

**Guido Magenes**  
**Alessio Della Fontana**

**Verifica di edifici  
in muratura ordinaria e armata  
con metodi di analisi statica,  
lineare e non lineare.**

**VERIFICA DI EDIFICI  
IN MURATURA ORDINARIA E ARMATA  
CON METODI DI ANALISI STATICA  
LINEARE E NON LINEARE.**



## **PREFAZIONE**

A partire dal 1973, anno di fondazione di ANPEL (Associazione Nazionale Produttori Elementi Leca), nel nostro Paese si sono verificati almeno quattro eventi sismici importanti: in Friuli (1976), in Campania (1980), in Umbria e Marche (1997) e in Abruzzo (2009). In tutte queste regioni, al momento del terremoto, esistevano già molte centinaia di edifici realizzati con murature portanti in Lecablocco, di tutti i tipi e dimensioni.

Gli edifici in Lecablocco, ben progettati e realizzati, sono passati attraverso test reali, resistendo a scosse sismiche anche di elevata intensità e dimostrando la validità delle caratteristiche di tali manufatti.

In tutti questi anni la nostra Associazione, con l'esperienza accumulata sul campo, è sempre stata in prima linea con gli Istituti Universitari e i Laboratori per studiare i fenomeni sismici e collaborare per la messa a punto delle normative, nonché per studiare soluzioni e prodotti per opere in grado di superare al meglio tutte le sollecitazioni causate dai fenomeni sismici.

La pubblicazione che ANPEL e Eucentre, con il prof. G. Magenes e l'ing. A. Della Fontana, presentano qui è pertanto il punto di arrivo di quanto è stato fatto fino ad ora in questo campo. Infatti si valutano e sintetizzano le prestazioni offerte dalle soluzioni in Lecablocco per le murature semplici ed armate in rapporto alle nuove normative statiche.

Buona lettura.

Franco Giovannini  
Presidente ANPEL



## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b>	<b>9</b>
2.1	STATI LIMITE	9
<b>3</b>	<b>ANALISI STATICA NON LINEARE</b>	<b>11</b>
3.1	GENERALITÀ DEL METODO	11
3.2	CURVA FORZA-SPOSTAMENTO	12
3.3	MODELLAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	13
<b>4</b>	<b>ANALISI STATICA LINEARE</b>	<b>19</b>
4.1	GENERALITÀ DEL METODO	19
4.2	ANALISI STATICA LINEARE CON IL METODO DEL “TELAIO EQUIVALENTE”	20
<b>5</b>	<b>AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA</b>	<b>23</b>
5.1	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO	23
5.2	SPETTRO DI PROGETTO PER LO SLU	25
5.3	SPETTRO DI PROGETTO PER LO SLD	30
<b>6</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>	<b>31</b>
6.1	ELEMENTI RESISTENTI PER MURATURE ORDINARIE E ARMATE	31
6.2	MALTA PER MURATURE ORDINARIE E ARMATE	32
6.3	MURATURA ORDINARIA: CARATTERISTICHE MECCANICHE	32
6.4	MURATURA ARMATA: CARATTERISTICHE MECCANICHE	32
6.5	CALCESTRUZZO	33
6.6	ACCIAIO	34
6.7	ARMATURA	34
<b>7</b>	<b>EDIFICIO “A1” MURATURA ORDINARIA A DUE PIANI</b>	<b>37</b>
7.1	AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA	37
7.2	CARATTERISTICHE GENERALI DELL’EDIFICIO	37
7.3	MATERIALI	40
7.4	CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI	40
7.5	SCHEMA RESISTENTE E AREE DI INFLUENZA	42

7.6	ANALISI DEI CARICHI	44
7.7	COMBINAZIONI DI CARICO	47
7.8	ANALISI STATICA NON LINEARE	50
7.9	ANALISI STATICA LINEARE	72
<b>8</b>	<b>EDIFICIO “A2” MURATURA ARMATA A DUE PIANI</b>	<b>75</b>
8.1	AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA	75
8.2	CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO	75
8.3	MATERIALI	76
8.4	CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI	76
8.5	SCHEMA RESISTENTE E DELLE AREE DI INFLUENZA	76
8.6	ANALISI DEI CARICHI	76
8.7	COMBINAZIONI DI CARICO	77
8.8	ANALISI STATICA NON LINEARE	77
8.9	ANALISI STATICA LINEARE	98
8.10	CONFRONTO TRA IL COMPORTAMENTO DELLA MURATURA ORDINARIA E DELLA MURATURA ARMATA	99
<b>9</b>	<b>EDIFICIO “B” MURATURA ORDINARIA AD UN PIANO</b>	<b>103</b>
9.1	AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA	103
9.2	CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO	103
9.3	MATERIALI	104
9.4	CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI	104
9.5	SCHEMA RESISTENTE E AREE DI INFLUENZA	106
9.6	ANALISI DEI CARICHI	107
9.7	COMBINAZIONI DI CARICO	109
9.8	ANALISI STATICA NON LINEARE	110
9.9	RISULTATI GENERALI ANALISI STATICA LINEARE	112
<b>10</b>	<b>EDIFICIO “C” MURATURA ORDINARIA A DUE PIANI</b>	<b>115</b>
10.1	AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA	115
10.2	CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO	115
10.3	MATERIALI	117
10.4	CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI	117
10.5	SCHEMA RESISTENTE E AREE DI INFLUENZA	118
10.6	ANALISI DEI CARICHI	120
10.7	COMBINAZIONI DI CARICO	121
10.8	ANALISI STATICA NON LINEARE	122
10.9	RISULTATI GENERALI ANALISI STATICA LINEARE	124
<b>11</b>	<b>EDIFICIO “D1” MURATURA ORDINARIA A DUE PIANI</b>	<b>125</b>
11.1	AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA	125
11.2	CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO	125
11.3	MATERIALI	126
11.4	CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI	127
11.5	SCHEMA RESISTENTE E AREE DI INFLUENZA	128
11.6	ANALISI DEI CARICHI	130
11.7	COMBINAZIONI DI CARICO	132
11.8	ANALISI STATICA NON LINEARE	134
11.9	RISULTATI GENERALI ANALISI STATICA LINEARE	137

<b>12</b>	<b>EDIFICIO “D2” MURATURA ARMATA A DUE PIANI</b>	<b>139</b>
12.1	AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA	139
12.2	CARATTERISTICHE GENERALI DELL’EDIFICIO	139
12.3	MATERIALI	139
12.4	CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI	140
12.5	SCHEMA RESISTENTE E AREE DI INFLUENZA	140
12.6	ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO	141
12.7	ANALISI STATICA NON LINEARE	142
12.8	RISULTATI GENERALI ANALISI STATICA LINEARE	143
<b>13</b>	<b>EDIFICIO “E” MURATURA ORDINARIA A TRE PIANI</b>	<b>145</b>
13.1	PREMESSA	145
13.2	AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA	145
13.3	CARATTERISTICHE GENERALI DELL’EDIFICIO	145
13.4	CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI	147
13.5	SCHEMA RESISTENTE E AREE DI INFLUENZA	148
13.6	ANALISI STATICA NON LINEARE	149
13.7	ANALISI PER PARETI PORTANTI DI SPESSORE 30 CM	151
13.8	ANALISI PER PARETI PORTANTI DI SPESSORE 35 CM	158
13.9	ANALISI PER PARETI PORTANTI DI SPESSORE 40 CM	162
<b>14</b>	<b>COMMENTI CONCLUSIVI</b>	<b>167</b>
14.1	CONSIDERAZIONI GENERALI	167
14.2	EDIFICIO “A1-A2”, EDIFICIO “B”, EDIFICIO “C”	168
14.3	EDIFICIO “D”	168
14.4	EDIFICIO “E”	168
14.5	SINTESI RISULTATI	171
<b>15</b>	<b>TESTO COORDINATO DEL CAPITOLO 7 DEL DM 14/1/2008 E CIRCOLARE 2/2/2009</b>	<b>173</b>
<b>16</b>	<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>209</b>





# 1 INTRODUZIONE

Il presente documento, nato da una collaborazione tra ANPEL ed EUCENTRE, ha come oggetto l'analisi sismica di alcuni edifici in muratura portante costituita da blocchi di calcestruzzo leggero di argilla espansa denominati "Lecablocco Bioclina Sismico".

Gli edifici sono stati scelti in modo da riprodurre esempi correnti di edilizia in muratura in blocchi .

Per ciascun edificio sono state eseguite analisi lineari a telaio equivalente ed analisi non lineari statiche equivalenti ("pushover"), secondo le metodologie definite nell'allegato 2 della O.P.C.M. 3274 e sue modifiche ed integrazioni (in particolare la O.P.C.M. 3431). Tali metodologie sono poi state recepite nelle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) che, per la progettazione sismica degli edifici in muratura, riprendono (capitolo 7 delle norme) in modo quasi integrale quanto riportato nell'O.P.C.M. sia per quel che riguarda i metodi di analisi e i criteri di verifica, che per i criteri di progettazione dei cosiddetti edifici "semplici".

Per la soluzione delle analisi statiche non lineari è stato utilizzato il solutore SAM II, sviluppato presso l'Università di Pavia e presso EUCENTRE.

Lo scopo delle analisi eseguite è stato quello di determinare il massimo livello di azione sismica (intesa come accelerazione di picco al suolo e categoria di suolo) per il quale l'edificio è verificato, ipotizzando di utilizzare proprietà correnti dei materiali.

L'intensità dell'azione sismica è stata fatta variare riferendosi ai livelli di accelerazione di picco al suolo, alle categorie di terreno ed alle forme spettrali previste dall'O.P.C.M.. Secondo tale approccio sono definiti quattro livelli di accelerazione di progetto su roccia (0.05g, 0.15g, 0.25g, 0.35g) e cinque principali categorie di suolo (A, B, C, D, E), che costituiscono gli elementi di base per la definizione degli Spettri di progetto.

Attualmente, secondo le nuove NTC 2008, l'azione sismica di progetto, intesa sia come accelerazione di picco al suolo che come forma spettrale, risulta essere variabile da punto a punto della superficie del Paese. Gli spettri di progetto dell'O.P.C.M. rappresentano comunque forme spettrali compatibili con le principali tipologie di suolo, associate a diversi livelli di pericolosità

sismica, e quindi i risultati delle analisi mantengono la loro significatività anche nel nuovo panorama normativo.

Gli edifici analizzati sono i seguenti:

- Edifici “A1-A2” e “C”: edifici con due piani fuori terra. Questi due edifici sono molto simili in quanto differiscono per la configurazione di una sola parete esterna;
- Edificio “B”: edificio con un piano fuori terra;
- Edificio “D”: edificio con due piani fuori terra con la presenza di elementi portanti non in muratura (pilastri in c.a.), in muratura ordinaria (“D1”) e in muratura armata (“D2”);
- Edificio “E”: edificio con tre piani fuori terra.

Per tutti gli edifici i risultati sono presentati sinteticamente, a conclusione di ciascun capitolo relativo ad ogni edificio, sia mediante tabelle indicanti gli esiti delle analisi svolte, sia riportando, in alcuni casi, le curve di capacità dell’analisi statica non lineare corrispondente alla massima azione sismica per cui la verifica ha esito positivo.

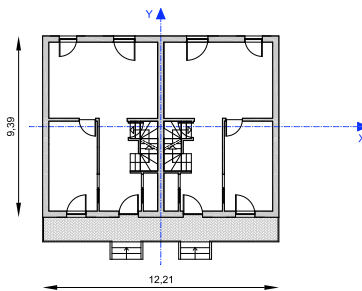
Per l’edificio “A”, studiato sia in muratura ordinaria (“A1”) che in muratura armata (“A2”), sono inoltre riportate indicazioni sui tipi di danno e gli elementi danneggiati allo stato limite di danno e allo stato limite ultimo.

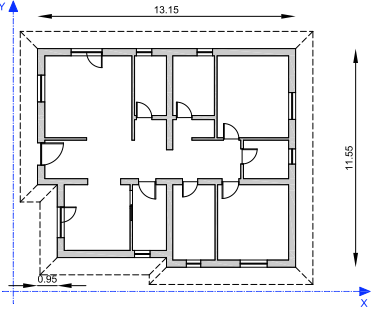
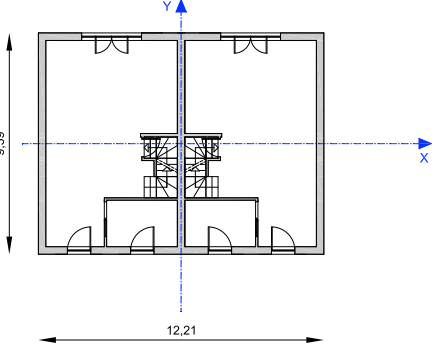
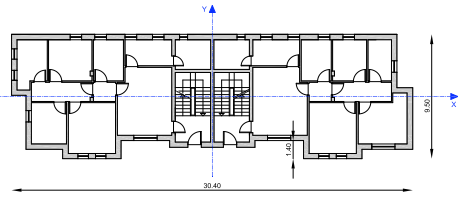
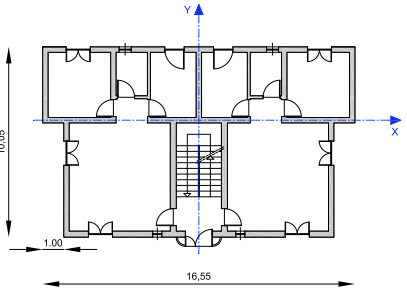
Un capitolo conclusivo sintetizza le principali indicazioni tratte dalle analisi con l’obiettivo di fornire riferimenti utili alla progettazione.

L’intento di questa pubblicazione è l’analisi delle possibilità realizzative di edifici in muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico in zone con differenti livelli di intensità sismica.

Non sono qui riportate le necessarie verifiche della muratura portante ai carichi verticali ed orizzontali indipendenti dall’azione sismica, come pure le verifiche di stabilità locale e di resistenza fuori del piano degli elementi. Sono pure escluse le verifiche di solai, cordoli, travi, pilastri e pareti in c.a. e delle fondazioni.

**Prospetto 1.1 – Abaco degli edifici analizzati**

	<b>N° piani fuori terra</b>	<b>Tipologia muratura</b>	<b>Spessore muratura</b>
<b>Edificio A1-A2</b> 	2	Ordinaria (Edificio A1)	25 cm
		Armata (Edificio A2)	25 cm

<p><b>Edificio B</b></p> 	1	Ordinaria	25 cm
<p><b>Edificio C</b></p> 	2	Ordinaria	25 cm
<p><b>Edificio D1-D2</b></p> 	2	Ordinaria <i>(Edificio D1)</i>	25 cm
<p><b>Edificio E</b></p> 	3	Ordinaria	30 cm 35 cm 40 cm



## 2 **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

I calcoli e le verifiche sono effettuati nel rispetto del DM 14/1/2008 “Norme tecniche per le costruzioni” sia nelle sue prescrizioni generali (capitolo 4.5), sia nelle regole per gli edifici con struttura in muratura in zone sismiche (capitolo 7.8). Per ciò che concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti, naturali ed artificiali, e per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere si fa riferimento al capitolo 11.10.

Nel testo seguente i riferimenti al DM 14/1/2008 “Norme tecniche per le costruzioni” sono anche più brevemente indicati come riferimenti alle NTC 2008.

I materiali si intendono tutti conformi alle relative norme di prodotto.

### **2.1 STATI LIMITE**

Le analisi riportate sono relative a stati limite di esercizio e stati limite ultimi; in particolare lo stato limite di esercizio considerato è lo Stato Limite di Danno (SLD), così come definito dalla normativa, mentre lo Stato Limite Ultimo considerato (SLU) è coerente con lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) definito dalle NTC 2008.



# 3 ANALISI STATICA NON LINEARE

## 3.1 GENERALITÀ DEL METODO

In base a questo metodo di analisi la struttura è caricata dalle seguenti forze:

- forze verticali: pesi propri e sovraccarichi. Le forze sono applicate nei nodi strutturali all'altezza dei solai di piano.
- forze statiche orizzontali: applicate a livello dei solai in corrispondenza dei baricentri di massa la cui posizione è opportunamente spostata, tenendo conto dell'eccentricità accidentale. Le distribuzioni di forze da considerare sono due: una proporzionale al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare (detta anche "distribuzione triangolare inversa"), l'altra proporzionale alle masse (detta anche "distribuzione uniforme").

In entrambe le distribuzioni considerate le forze orizzontali applicate, partendo da un valore iniziale sufficientemente piccolo, sono fatte crescere monotonamente mantenendo invariati i rapporti relativi fra le forze ai vari livelli di solaio fino al raggiungimento delle condizioni ultime della struttura.

Il risultato dell'analisi è rappresentato graficamente in un diagramma definito "curva di capacità", riportante in ordinata il taglio totale e in ascissa lo spostamento orizzontale del cosiddetto nodo di controllo, tipicamente scelto coincidente con il centro di massa del solaio più alto.

Per ogni edificio sono effettuate sedici analisi per tenere conto delle due direzioni ortogonali (X' e Y') di applicazione della distribuzione di forze orizzontali, e dei due versi per ogni direzione, dell'eccentricità accidentale (positiva o negativa) e del tipo di distribuzione delle forze orizzontali ("triangolare" o "uniforme").

Nei casi di studio presentati, inoltre, le suddette analisi sono state replicate per le 3 categorie di sottosuolo (A, BCE, D) in ognuna delle quattro zone sismiche (Z1, Z2, Z3, Z4).

La verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la "capacità di spostamento" dell'edificio e la "domanda di spostamento" che il sisma, nello stato limite considerato, richiede all'edificio.

Il procedimento di verifica è basato sulla trasformazione della curva di capacità in una curva riferita ad un sistema ad un grado di libertà con comportamento bilineare equivalente. Valutata su questa seconda curva la risposta massima in



spostamento del sistema equivalente, si calcola la risposta effettiva dell'edificio, "domanda di spostamento", che, a sua volta, si confronta con la "capacità di spostamento" prima determinata.

La differenza tra lo spostamento massimo imposto dal sisma (domanda di spostamento) e il massimo spostamento di cui è capace la struttura a quello stato limite (capacità di spostamento allo SL) è un indicatore del margine di sicurezza globale residuo della struttura per quello stato limite.

La verifica così svolta è di tipo "globale" e quindi indicativa del comportamento complessivo e tridimensionale della struttura, particolarmente adatta agli edifici in muratura portante.

Sebbene la verifica globale in spostamento sulla curva di capacità forza-spostamento sia di per sé significativa è ovviamente opportuno e necessario che il progettista esamini con cura il susseguirsi dei meccanismi di danneggiamento (per deformazione e per sollecitazione) dei singoli elementi costruttivi, al fine di tenere sotto controllo ed interpretare al meglio la soluzione fornita dal modello strutturale, per riconoscere gli elementi critici della struttura e valutare possibili scelte migliorative.

Per l'edificio "A" sono quindi riportate le immagini relative alla identificazione di tre tipi di danno (per raggiungimento del drift limite, per pressoflessione e per taglio) nei due stati limite, sia nella configurazione in muratura ordinaria ("A1") che in quella in muratura armata ("A2").

Il solutore del programma, denominato SAM II, prevede una modellazione tridimensionale a macroelementi, nella quale la struttura portante, costituita da elementi verticali, quali pannelli in muratura o pilastri in c.a., ed elementi orizzontali, quali travi di accoppiamento in muratura e cordoli in c.a., è schematizzata in un telaio equivalente costituito da elementi monodimensionali.

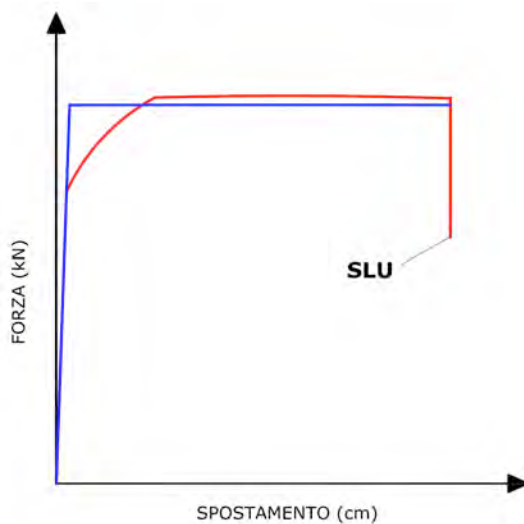
Per tenere conto in modo corretto della rigidità delle zone di congiunzione fra gli elementi strutturali, i cosiddetti "nodi", s'introducono dei bracci infinitamente rigidi alle estremità degli elementi che rappresentano, nel modello, i maschi murari, i cordoli e le fasce di piano.

### **3.2 CURVA FORZA-SPOSTAMENTO**

La curva Forza (taglio totale alla base) – Spostamento (del baricentro delle masse dell'ultimo solaio) è rappresentata congiuntamente alla spezzata bilatera della equivalente struttura ad un grado di libertà.

In ogni diagramma sono inoltre riportate delle linee di riferimento che indicano:

- la capacità di spostamento della struttura allo Stato Limite considerato (SLD e SLU)
- la domanda di spostamento prodotta dal sisma allo SL considerato (SLD e SLU), riferite ad una specifica zona sismica, per una categoria di terreno stabilita.



*Legenda*

- curva forza-spostamento della struttura
- curva bilatera del sistema ad 1 grado di libertà (GdL) equivalente

**Figura 3.1 - Esempio di curva forza-spostamento**

### **3.3 MODELLAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI**

Gli elementi modellati sono i seguenti:

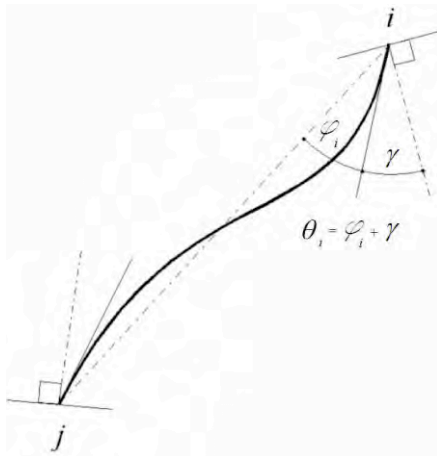
- maschio murario non armato;
- maschio murario armato;
- fascia muraria non armata;
- fascia muraria armata;
- elementi in c.a.: pilastro e cordolo.

#### **3.3.1 Elemento maschio murario non armato ed armato**

Il comportamento dell'elemento è supposto elasto-plastico con limite in deformazione (elasto-plastico-fragile). Il comportamento è elastico lineare finché si verifica uno delle possibili modalità di rottura:

- rottura per presso flessione (raggiungimento del momento flettente ultimo  $M_u$  in una delle sezioni di estremità dell'elemento, con introduzione in quella sezione di una cerniera plastica)
- rottura per taglio (raggiungimento in una delle sezioni di estremità dell'elemento della resistenza ultime  $V_d$ )

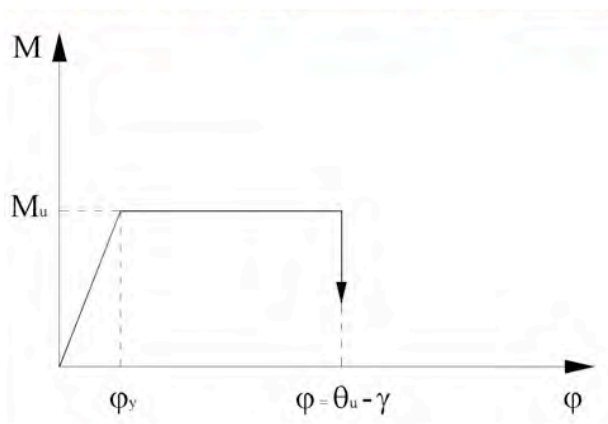
Il limite massimo della deformazione plastica è definito dal raggiungimento della deformazione ultima  $\delta_u$ , pari, per edifici nuovi, a  $\delta_u = 0,8\% H_{eff}$  per rottura a pressoflessione e  $\delta_u = 0,4\% H_{eff}$  per rottura a taglio, dove  $H_{eff}$  è l'altezza deformabile dell'elemento.



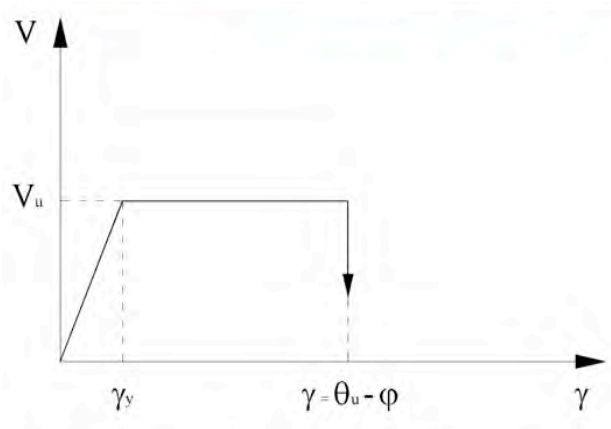
*Legenda*

- $\varphi$  rotazione all'estremità di un elemento per deformazione flessionale
- $\gamma$  rotazione all'estremità di un elemento per deformazione a taglio
- $\theta$  rotazione della corda all'estremità di un elemento per deformazione flessionale e a taglio  $\theta = \varphi + \gamma$
- $\theta_u$  rotazione ultima della corda, pari a  $\delta_u / H_{eff}$

**Figura 3.2 - Deformazione angolare dell'estremo superiore  $i$  di un elemento maschio**



**Figura 3.3 - Comportamento elastico-perfettamente plastico: flessione**



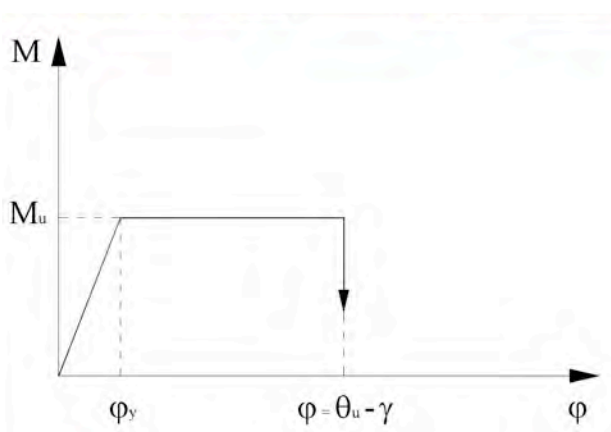
**Figura 3.4 - Comportamento elastico-perfettamente plastico: taglio**

### 3.3.2 Elemento fascia muraria non armata

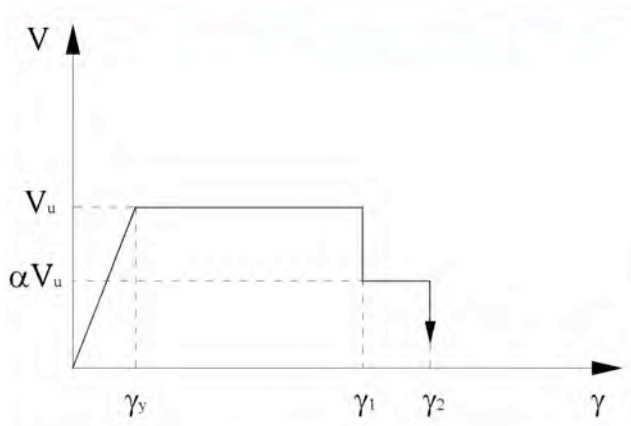
Il comportamento dell'elemento è supposto elasto-plastico con limite in deformazione (elasto-plastico-fragile).

Allo scopo di tenere conto della possibilità che si verifichi un comportamento maggiormente fragile, la deformazione anelastica associata alla rottura per taglio prevede una deformazione plastica a taglio costante  $V_u$  fino ad un valore limite di deformazione angolare  $\gamma_1$ , a cui segue un degrado della resistenza pari a  $\alpha V_u$ ; a tale degrado segue, raggiunto il limite  $\gamma_2$ , l'annullamento del taglio resistente. Le modalità di rottura possibili sono:

- rottura per presso flessione
- rottura per taglio



**Figura 3.5 Comportamento dell'elemento fascia muraria non armata: flessione**

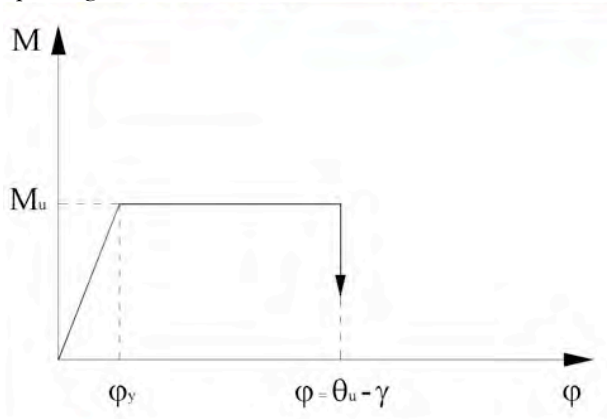


**Figura 3.6 - Comportamento dell'elemento fascia muraria non armata: taglio**

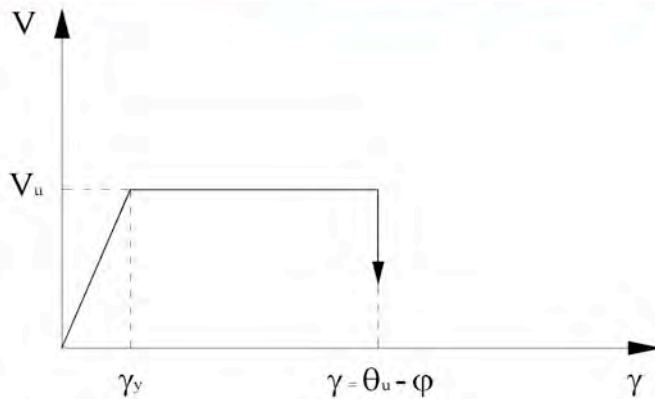
### 3.3.3 Elemento fascia muraria armata

Il comportamento dell'elemento è supposto elasto-plastico con limite in deformazione (elasto-plastico-fragile). Il comportamento è elastico lineare finché si verifica uno delle possibili modalità di rottura:

- rottura per presso flessione
- rottura per taglio



**Figura 3.7 - Comportamento elasto-perfettamente plastico: flessione**



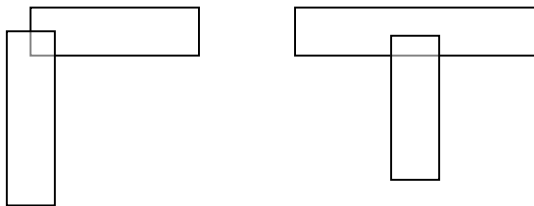
**Figura 3.8 - Comportamento elastico-perfettamente plastico: taglio**

### 3.3.4 Elementi in c.a.

I valori di resistenza a presso flessione ed a taglio degli elementi strutturali in c.a., siano essi pareti e pilastri oppure cordoli e travi, sono valutati nel rispetto delle prescrizioni del DM 14 Gennaio 2008, sia per quanto riguarda i criteri di calcolo, sia per quanto riguarda le proprietà dei materiali.

### 3.3.5 Modellazione degli incroci tra pareti

Le pareti d'angolo con una configurazione ad L e gli incroci a T, sono definite nei modi seguenti:



**Figura 3.9 - Modellazione degli incroci tra pareti**



# 4 ANALISI STATICA LINEARE

## 4.1 GENERALITA' DEL METODO

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di un sistema di forze, equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica, applicate nei centri di massa di ogni piano dell'edificio, assumendo una distribuzione lineare degli spostamenti. Tale analisi può essere effettuata se il periodo del modo di vibrare principale  $T_1$  dell'edificio nella direzione in esame non supera  $2.5 T_c$  o  $T_D$  e se l'edificio è regolare in altezza.  $T_1$  può essere stimato utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

dove:

- $C_1$  vale 0.05 per edifici in muratura;
- $H$  [m] è l'altezza dell'edificio calcolata dal piano di fondazione;

Le forze sono calcolate con la formula seguente:

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

dove:

- $F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$ ;
- $F_i$  è la forza da applicare al piano  $i$ ;
- $W_i$  e  $W_j$  sono i pesi delle masse ai piani  $i$  e  $j$  rispettivamente;
- $z_i$  e  $z_j$  sono le altezze dei piani  $i$  e  $j$  rispetto al piano di fondazione;
- $S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;
- $W$  è il peso complessivo della costruzione, calcolato secondo quanto indicato per ogni tipo strutturale;
- $\lambda$  è un coefficiente pari a 0.85 se l'edificio ha almeno tre piani e se  $T_1 < 2 T_c$ , pari a 1.0 in tutti gli altri casi;
- $g$  è l'accelerazione di gravità.



## 4.2 ANALISI STATICA LINEARE CON IL METODO DEL “TELAIO EQUIVALENTE”

L'analisi statica lineare con il metodo del telaio equivalente è stata applicata usando un modello a telaio tridimensionale della struttura.

### 4.2.1 Modellazione della struttura

Ogni edificio è stato modellato con un telaio tridimensionale equivalente costituito da maschi murari (o pareti; elementi verticali) e cordoli in c.a. (elementi orizzontali).

Per la modellazione delle strutture si è utilizzato un programma di analisi strutturale lineare ad elementi “beam”.

Le pareti sono state modellate con elementi monodimensionali posti nel baricentro della parete stessa. Si è inoltre supposto che le pareti siano costituite da una parte deformabile e da una o due parti (a seconda che si tratti di pareti del piano terra o dei piani successivi) infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento (“rigid ends”).

I cordoli in c.a. sono stati modellati, a livello di solaio, con elementi monodimensionali che collegano i baricentri delle pareti. Elementi rigidi alle estremità (“rigid ends”) sono stati disposti per modellare la presenza delle pareti sottostanti.

Gli incroci tra le pareti sono stati modellati con l'inserimento di bracci rigidi agli incroci delle pareti. Tali bracci rigidi sono stati modellati con una rigidezza assiale, flessionale e a taglio molto elevata (per esempio  $10^3$ ,  $10^4$  volte la rigidezza dei cordoli in c.a.) e con una cerniera in corrispondenza del punto d'incrocio delle pareti. Il collegamento mediante bracci rigidi garantisce la compatibilità degli spostamenti verticali delle pareti all'incrocio.

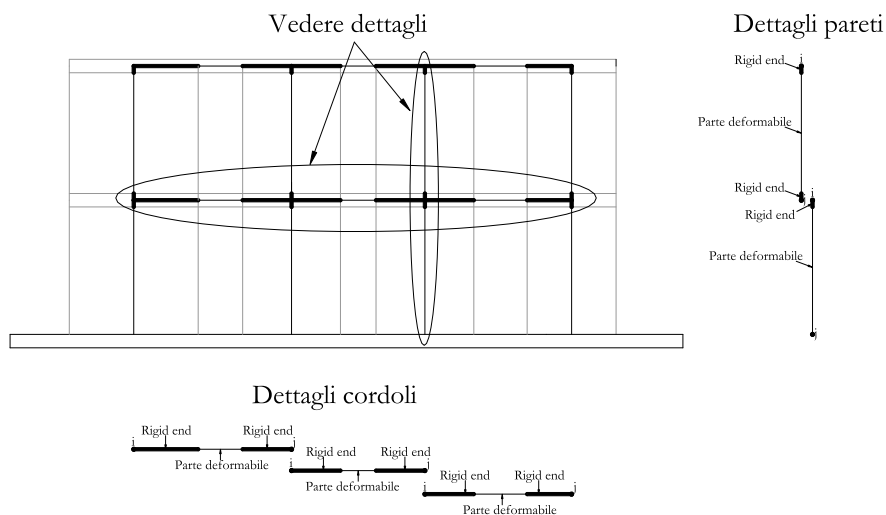
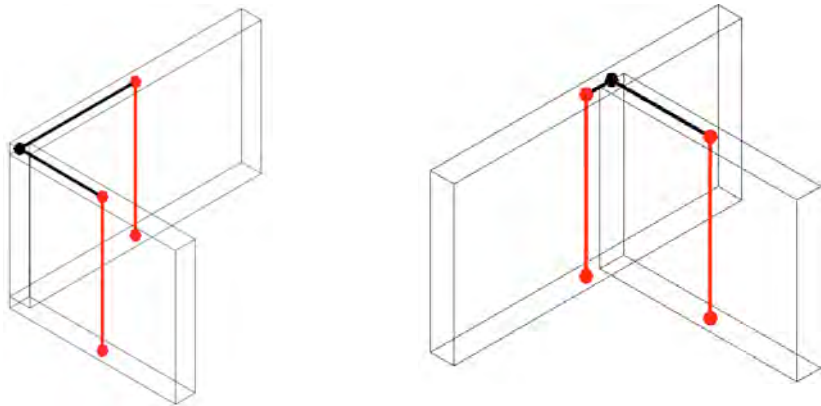


Figura 4.1 – Modellazione a telaio equivalente di parete in muratura



*Legenda*

— Maschio verticale (elemento beam)

— Braccio rigido

**Figura 4.2 – Modellazione dell'intersezione di pannelli murari con bracci rigidi**

Le rigidezze delle pareti e dei cordoli sono state calcolate considerando gli effetti della fessurazione in via semplificata, ponendo rigidezze flessionali e a taglio pari alla metà delle rispettive rigidezze non fessurate. La rigidezza fuori piano delle pareti non è stata considerata.

Le forze verticali associate ai pesi propri e ai sovraccarichi, sono state applicate in corrispondenza dei nodi all'altezza dei solai.

Poiché i solai sono da considerarsi infinitamente rigidi nel piano, la modellazione del solaio è stata effettuata utilizzando un “constrain diaphragm” che consente a tutti i nodi di piano di mantenere la stessa distanza mutua in pianta. Così facendo, i gradi di libertà dell'edificio si riducono a 3 per piano (traslazione lungo X e lungo Y e rotazione intorno a Z) con forze concentrate nei centri di massa (tenendo conto dell'eccentricità accidentale).

#### **4.2.2 Verifiche allo SLU ed allo SLD**

L'analisi è consistita nella determinazione dell'accelerazione massima sopportabile dalle varie strutture tenendo conto delle possibilità di rottura per taglio, per presso flessione e del raggiungimento dello SLD per superamento del drift limite. Definita la distribuzione delle forze applicate, come illustrato sopra, partendo da un valore corrispondente ad un'accelerazione molto bassa, si sono effettuate analisi ad accelerazione crescente fino al raggiungimento di uno degli stati limite citati. In questo modo si è potuta stabilire la resistenza dell'edificio in termini di accelerazione “sopportabile”.



# 5 AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA

## 5.1 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

Come già detto in premessa gli edifici sono studiati ipotizzando un'azione sismica di intensità crescente per intervalli discreti corrispondenti ai valori associati alla zonazione prevista nell'Ordinanza 3274. Il valore del parametro  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima su roccia) varia quindi in funzione delle zone sismiche. Tale valore rappresenta l'accelerazione massima su suolo di categoria A (suolo rigido) che, nella zona considerata, ha periodo di ritorno di 475 anni oppure probabilità del 10% di essere superata in 50 anni. Inoltre, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si definiscono varie categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione. Nel caso in esame l'edificio sarà studiato per tutte le categorie previste dall'Ordinanza 3274 e dalle NTC 2008.

Gli spettri di risposta elastici così definiti sono riportati nelle figure seguenti.

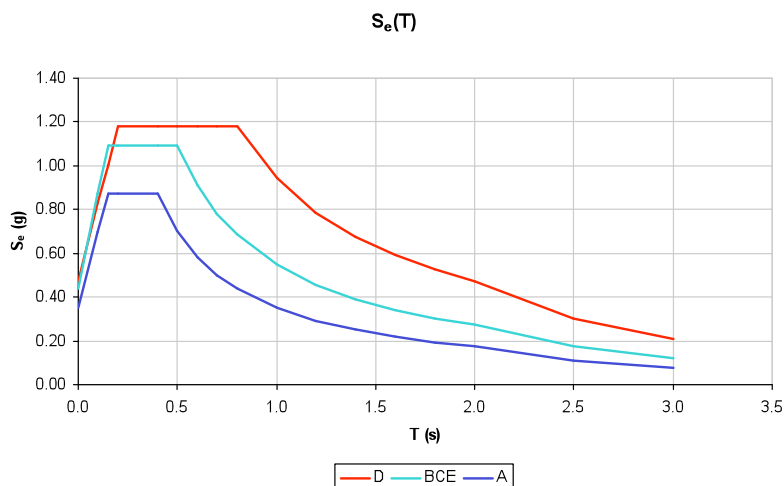
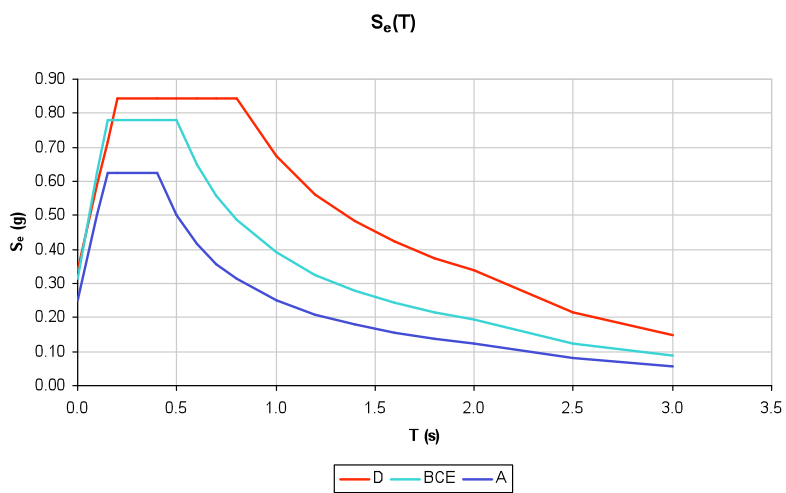
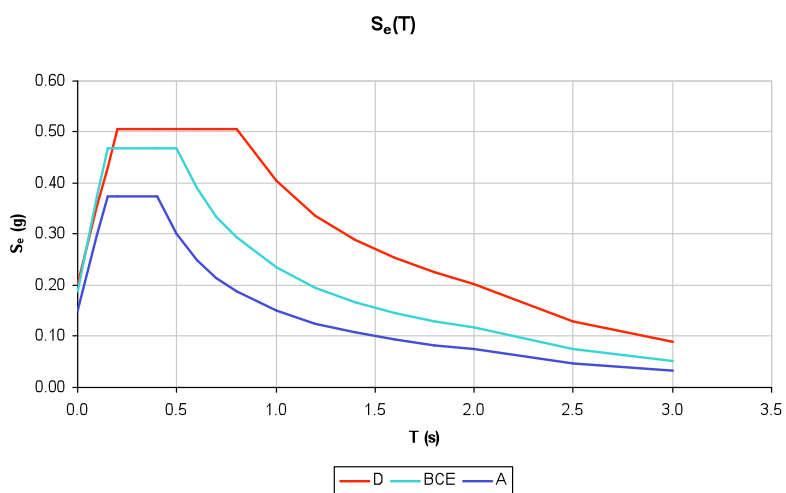


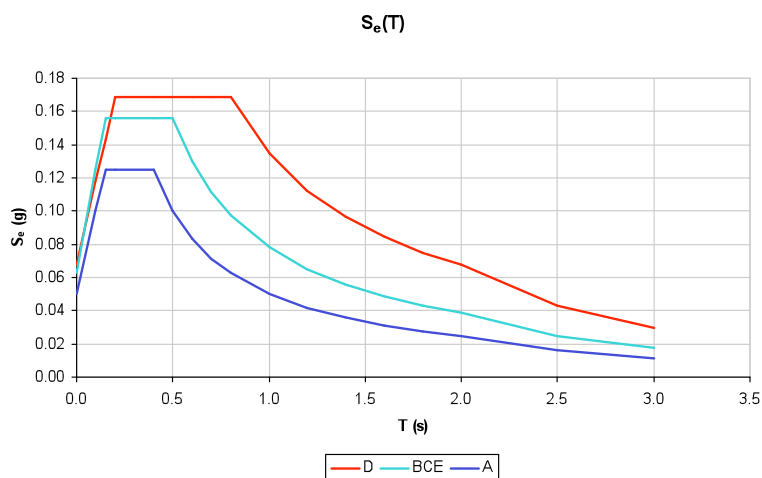
Figura 5.1 - Spettro di risposta elastico in Zona 1 ( $a_g = 0.35g$ )



**Figura 5.2 - Spettro di risposta elastico in Zona 2 ( $a_g = 0.25g$ )**



**Figura 5.3 - Spettro di risposta elastico in Zona 3 ( $a_g = 0.15g$ )**



**Figura 5.4 - Spettro di risposta elastico in Zona 4 ( $a_g = 0.05g$ )**

## 5.2 SPETTRO DI PROGETTO PER LO SLU

### 5.2.1 Edifici in muratura ordinaria

Nelle analisi lineari, il fattore di struttura per edifici in muratura ordinaria regolari in elevazione utilizzato per la definizione dello spettro di progetto per lo stato limite ultimo è:  $q = 2.0 \alpha_u / \alpha_1$

Per edifici ad un piano  $\alpha_u / \alpha_1$  è pari a 1.4.

Per edifici a due, o più, piani  $\alpha_u / \alpha_1$  è pari a 1.8.

In definitiva:

- $q = 2.0 \alpha_u / \alpha_1 = 2 \cdot 1.4 = 2.8$  per edifici a un piano;
- $q = 2.0 \alpha_u / \alpha_1 = 2 \cdot 1.8 = 3.6$  per edifici a due piani.

Lo spettro di progetto è dato dallo spettro di risposta elastico con le ordinate ridotte utilizzando il fattore di struttura  $q$ .

Lo spettro di progetto per lo stato limite ultimo nelle quattro zone di riferimento, per edifici a due piani ( $q = 3.6$ ) è riportato di seguito.

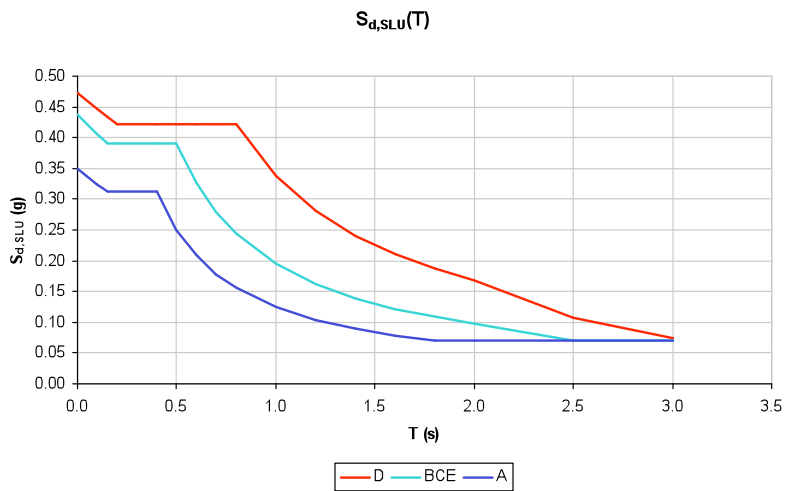


Figura 5.5 - Spettro di progetto in Zona 1 ( $a_g = 0.35g$ )

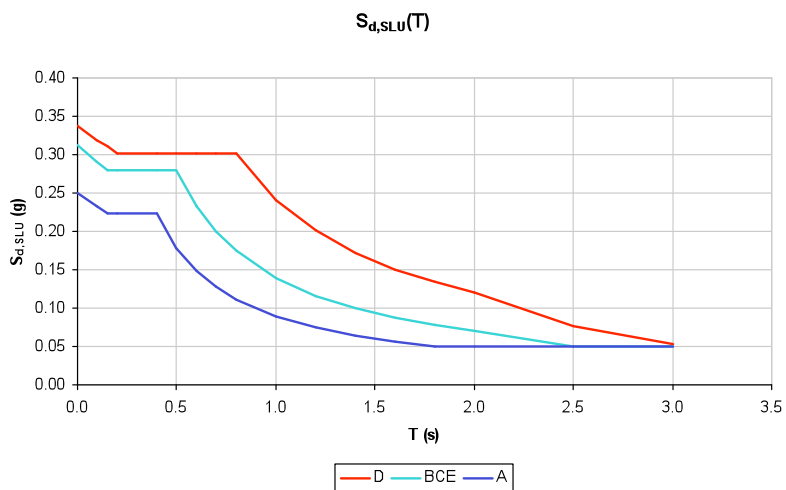
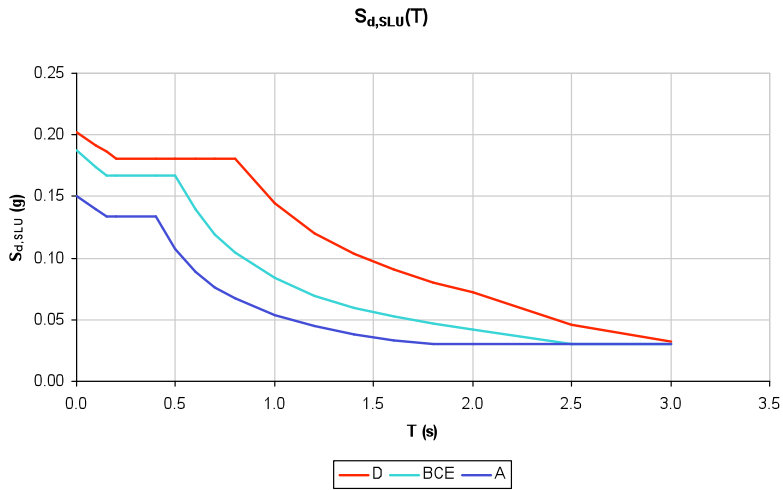
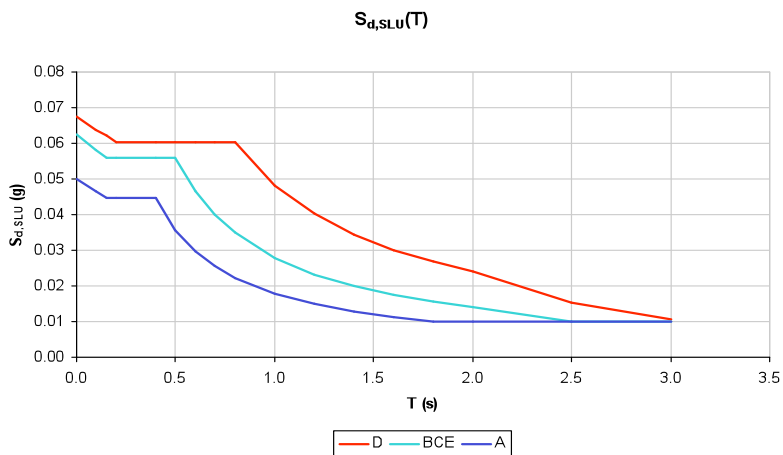


Figura 5.6 - Spettro di progetto in Zona 2 ( $a_g = 0.25g$ )



**Figura 5.7 - Spettro di progetto in Zona 3 ( $a_g = 0.15g$ )**



**Figura 5.8 - Spettro di progetto in Zona 4 ( $a_g = 0.05g$ )**

### 5.2.2 Edifici in muratura armata

Il fattore di struttura per edifici in muratura armata regolari in elevazione utilizzato per la definizione dello spettro di progetto per lo stato limite ultimo è:  $q = 2.5 \alpha_u / \alpha_1$ ; il valore di  $\alpha_u / \alpha_1$ , per edifici a due, o più, piani è pari a 1.5.

In definitiva il fattore di struttura adottato per edifici a due piani è :

$$q = 2.5 \alpha_u / \alpha_1 = 2.5 \cdot 1.5 = 3.75$$

Lo spettro di progetto, per edifici in muratura armata a due piani, è riportato di seguito.



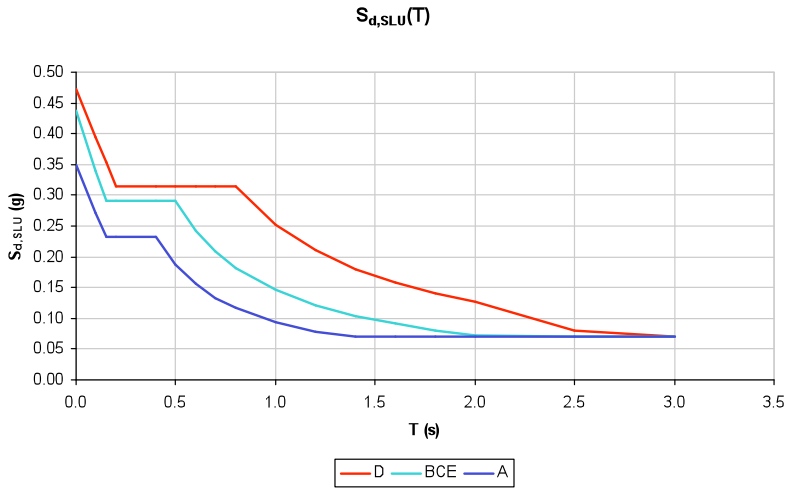


Figura 5.9 - Spettro di progetto in Zona 1 ( $a_g = 0.35g$ )

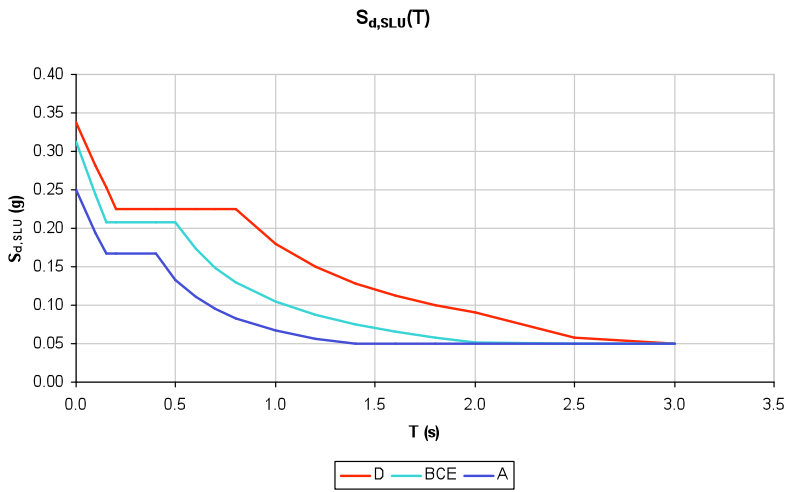


Figura 5.10 - Spettro di progetto in Zona 2 ( $a_g = 0.25g$ )

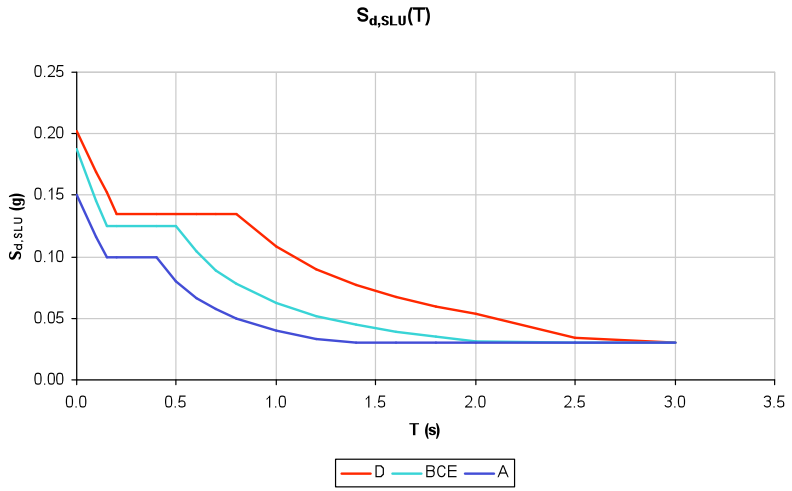


Figura 5.11 - Spettro di progetto in Zona 3 ( $a_g = 0.15g$ )

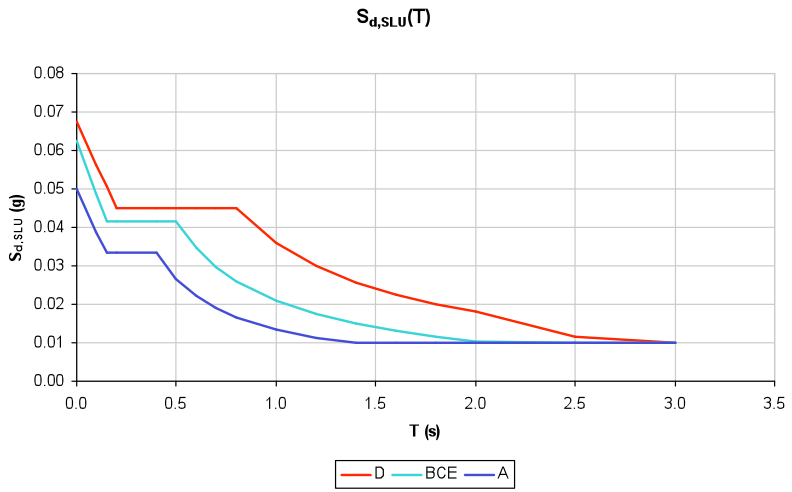


Figura 5.12 - Spettro di progetto in Zona 4 ( $a_g = 0.05g$ )

## **5.3 SPETTRO DI PROGETTO PER LO SLD**

### **5.3.1 Edifici in muratura ordinaria e muratura armata**

A titolo esemplificativo si assume che lo spettro di progetto per la limitazione dei danni sia ottenuto riducendo le ordinate dello spettro elastico di ogni zona di riferimento con un fattore pari a 2.5.

Si ricorda che le NTC 2008 attualmente prevedono che lo spettro per lo SLD venga definito per il sito specifico in base ad una probabilità d'occorrenza più elevata di quella dell'azione sismica di progetto per lo SLU, che per edifici ordinari (tipo 2, classe II) è pari al 63% in 50 anni, a cui corrisponde un periodo di ritorno di 50 anni.

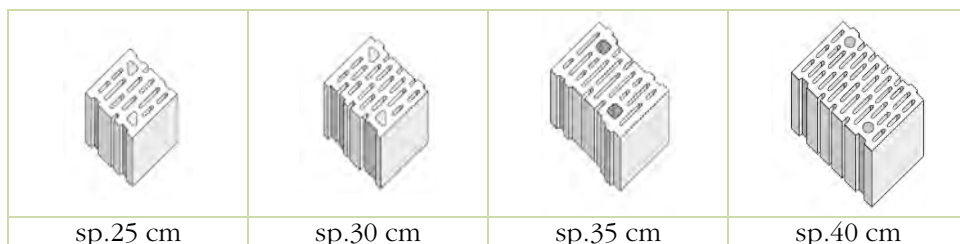
# 6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

## 6.1 ELEMENTI RESISTENTI PER MURATURE ORDINARIE E ARMATE

Gli elementi resistenti con cui sono realizzate le murature ordinarie e quelle armate sono blocchi vibrocompresi in calcestruzzo leggero di argilla espansa, denominati “Lecablocco Bioclima Sismico”, di spessore pari a 25, 30, 35 o 40 cm.

Le caratteristiche fisico-meccaniche di detti manufatti sono:

- percentuale volumetrica di foratura non superiore al 30% del volume totale del blocco;
- resistenza caratteristica a rottura dei blocchi nella direzione portante  $f_{bk} = 5.0$  MPa;
- resistenza caratteristica a rottura dei blocchi, nella direzione perpendicolare a quella portante, nel piano di sviluppo della parete  $\overline{f_{bk}} = 1.5$  MPa;
- i setti (o costole) del blocco disposte parallelamente al piano del muro sono continui e rettilinei; le uniche interruzioni presenti sono relative a fori di presa o fori per l'alloggiamento delle armature.



Prospetto 6.1 - Gli elementi “Lecablocco Bioclima Sismico”

## 6.2 MALTA PER MURATURE ORDINARIE E ARMATE

Conformemente al DM 14/1/2008, ai fini dei calcoli si sono considerate le seguenti tipologie di malte:

- muratura ordinaria: malta M5 secondo UNI EN 998-2;
- muratura armata: malta M10 secondo UNI EN 998-2.

## 6.3 MURATURA ORDINARIA: CARATTERISTICHE MECCANICHE

La muratura ordinaria è realizzata con Lecablocco Bioclima Sismico posato con malta M5 nei giunti orizzontali e verticali.

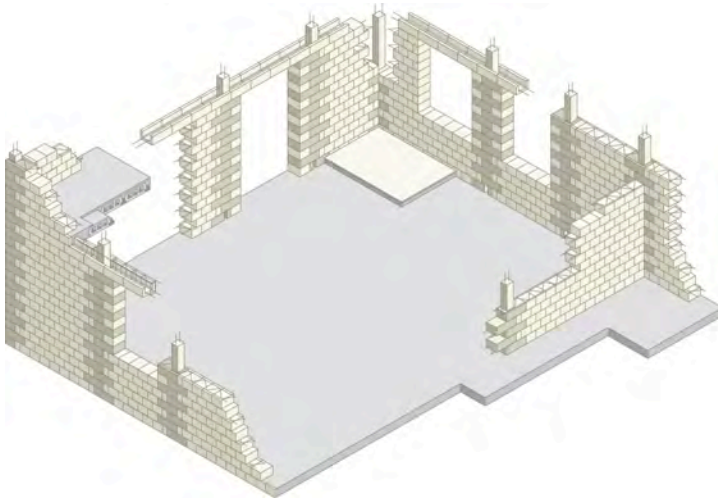
Le caratteristiche meccaniche adottate per la muratura ordinaria sono:

- resistenza caratteristica a compressione della muratura  $f_k = 3.3$  MPa;
- resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali  $f_{vko} = 0.2$  MPa;
- modulo di elasticità normale  $E = 1000 \cdot 3.3 = 3300$  MPa;
- modulo di elasticità tangenziale  $G = 0.4 \cdot 3300 = 1320$  MPa;
- coefficiente parziale di sicurezza per la muratura  $\gamma_m = 2$ .

Lo spessore delle murature ordinarie analizzate è pari a 25, 30, 35 e 40 cm al netto degli intonaci.

## 6.4 MURATURA ARMATA: CARATTERISTICHE MECCANICHE

La muratura portante armata è realizzata con gli elementi Lecablocco Bioclima Sismico posati con malta M10 nei giunti orizzontali e verticali. Sono inoltre presenti i pezzi speciali idonei alla realizzazione dei cordoli armati verticali e orizzontali (architravi in muratura armata).



**Figura 6.1 – Schema di un edificio in muratura armata in Lecablocco Bioclima Sismico.**

I cordoli verticali sono riempiti con calcestruzzo C25/30 e con armatura pari a  $2 \text{ cm}^2$ . Si è verificato che la percentuale di armatura verticale sia non inferiore allo 0,05% né superiore all'1,0% dell'area lorda della muratura.

L'armatura orizzontale è realizzata con tralici metallici zincati tipo annegati nei giunti di malta e posti ad interasse pari a 60 cm. È stato verificato che la percentuale di armatura sia non inferiore allo 0,04% né superiore allo 0,5% dell'area lorda della muratura.

Le caratteristiche meccaniche adottate per la muratura armata:

- resistenza caratteristica a compressione della muratura  $f_k = 3.4 \text{ MPa}$ ;
- resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali  $f_{vko} = 0.2 \text{ MPa}$ ;
- modulo di elasticità normale  $E = 1000 \cdot 3.4 = 3400 \text{ MPa}$ ;
- modulo di elasticità tangenziale  $G = 0.4 \cdot 3300 = 1360 \text{ MPa}$ ;
- coefficiente parziale di sicurezza per la muratura  $\gamma_m = 2$ .

Lo spessore delle murature armate analizzate è pari a 25 cm al netto degli intonaci.

		
<i>Lecablocco Bioclima Sismico</i>	<i>Pezzo speciale per formazione cordoli verticali</i>	<i>Pezzo speciale per formazione architravi in muratura armata</i>

**Prospetto 6.2 - Lecablocco Bioclima Sismico e pezzi speciali per murature armate**

## 6.5 CALCESTRUZZO

Per i cordoli e per i pilastri in c.a. (Edificio “D”) si assume un calcestruzzo di classe C25/30, con le seguenti caratteristiche:

- resistenza caratteristica cubica a compressione  $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$ .
- resistenza caratteristica cilindrica a compressione  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ .
- modulo di elasticità normale  $E = 31200 \text{ MPa}$ .
- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo  $\gamma_{m,c} = 1.5$  (da applicarsi a  $f_{ck}$ ).

Per i pilastri inseriti nella muratura armata la classe minima di resistenza richiesta dalla normativa vigente, per il calcestruzzo, è C12/15; nei casi illustrati la classe di resistenza considerata è sempre C25/30.

## 6.6 ACCIAIO

L'acciaio utilizzato nei cordoli, nei pilastri in c.a. (Edificio "D") e per l'armatura verticale dei pilastrini della muratura armata è B450C ad aderenza migliorata, con le seguenti caratteristiche:

- resistenza caratteristica  $f_{yk} = 450$  MPa
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio  $\gamma_{m,s} = 1.15$ .
- l'acciaio utilizzato per l'armatura orizzontale tra i corsi della muratura armata è ipotizzato in traliccio zincato con sezione sempre appena superiore o pari ai limiti minimi normativi
- l'acciaio utilizzato per l'armatura verticale nei pilastri interni alla muratura è ipotizzato realizzato con barre con sezione sempre appena superiore o pari ai limiti minimi normativi.

## 6.7 ARMATURA

La disposizione e la dimensione delle armature considerate negli esempi di verifica sono corrispondenti ai quantitativi minimi previsti dalle norme vigenti.

Per i cordoli all'intersezione tra parete e solaio:

- armatura corrente:  $4 \phi 16$  mm;
- staffe  $\phi 6$  mm ad interasse di 25 cm.

Per i solai:

- rete elettrosaldata  $\phi 6/25$  cm
- $4\phi 10$  correnti con staffe  $\phi 6/25$  cm nei cordoli ripartitori.







# 7 EDIFICIO “A1”

## MURATURA ORDINARIA A DUE PIANI

### 7.1 AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA

#### 7.1.1 Determinazione dello spettro di risposta elastico

Si applicano gli spettri di risposta elastici già definiti al paragrafo 5.1.

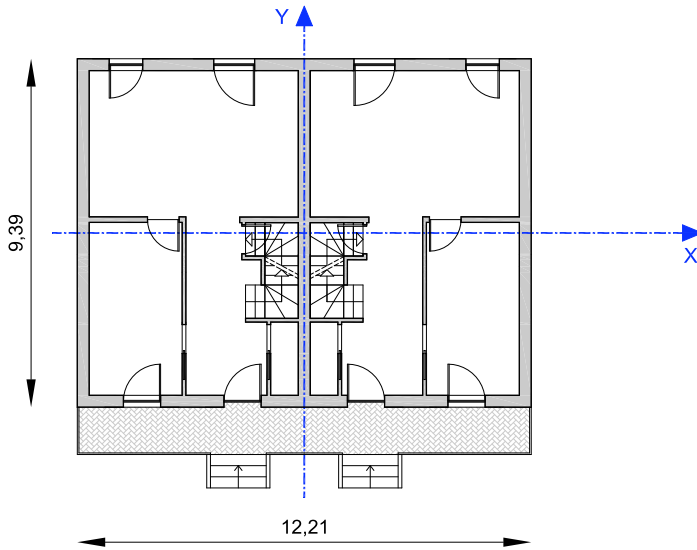
#### 7.1.2 Determinazione dello spettro di progetto per lo SLU e SLD

Per le analisi svolte si utilizzano spettri di progetto definiti utilizzando un fattore di struttura pari a  $q = 3,6$ . Gli spettri di progetto per lo stato limite ultimo e lo stato limite di danno sono quelli definiti ai paragrafi 5.2 e 5.3 nel caso di muratura ordinaria e numero di piani pari o superiore a due.

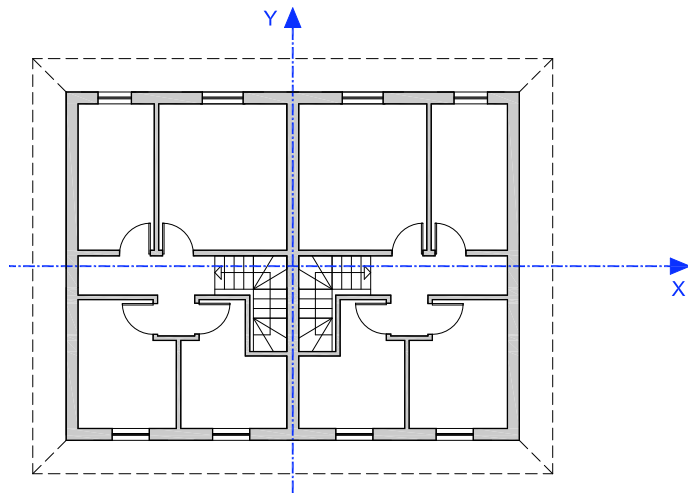
### 7.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO

L'edificio, adibito a civile abitazione, è costituito da un piano interrato in c.a. e da due piani fuori terra con struttura in muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico dello spessore di 25 cm. L'altezza d'interpiano è di circa 3 m. La pianta dell'edificio è approssimativamente rettangolare. Il lato lungo ha direzione coincidente con quello dell'asse X del riferimento globale ed il lato corto è diretto come l'asse Y di tale riferimento.

L'edificio è costituito da due appartamenti che si sviluppano su due piani. Nelle figure seguenti si riportano le piante del piano terra e del piano primo.



**Figura 7.1 - Pianta piano terra**



**Figura 7.2 - Pianta piano primo**

I particolari costruttivi sono analizzati dettagliatamente nei paragrafi successivi.

### **7.2.1 Solai**

I solai del piano primo, secondo e del sottotetto sono realizzati in latero-cemento gettati in opera. Detti solai presentano uno spessore pari a 20 + 4 cm (cappa di 4 cm di spessore armata con rete elettrosaldata  $\phi$  6/25 cm). La soluzione consente di considerarli infinitamente rigidi nel proprio piano. All'interno dei solai si sono disposte nervature di collegamento trasversali all'orditura dei solai (cordoli di ripartizione) per ogni campo di solaio di luce superiore ai 4.4 m. I cordoli di ripartizione sono armati con 4  $\phi$  10 correnti e con staffe  $\phi$  6/25 cm. I solai sono inoltre perfettamente legati alle murature portanti.

### **7.2.2 Copertura**

La copertura è costituita da tetto a due falde con pendenza pari al 35% ( $\alpha \cong 19.3^\circ$ ) ed è realizzata tramite solai in latero-cemento aventi uno spessore pari a 16 + 4 cm (cappa di 4 cm di spessore armata con rete elettrosaldata  $\phi$  6/25 cm). La gronda è realizzata con una soletta in c.a. di 15 cm di spessore e sporge, rispetto il perimetro esterno dell'edificio, di 0.9 m in pianta. La pareti interne e le pareti dei timpani hanno uno spessore pari a 25 cm.

### **7.2.3 Cordoli**

Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo in c.a. all'intersezione tra solai e pareti. I cordoli hanno un'altezza pari all'altezza del solaio (24 cm) ed una larghezza pari a quella della parete sottostante. L'armatura minima nei cordoli è costituita da 4  $\phi$  16 correnti e staffe  $\phi$  6 ad interasse di 25 cm.

### **7.2.4 Scala**

La scala è realizzata mediante uno schema a gradino mensola.

### **7.2.5 Pareti portanti esterne e pareti portanti interne**

Le pareti portanti esterne sono realizzate con la seguente stratigrafia (dall'interno verso l'esterno):

- intonaco s = 1.5 cm
- muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico s = 25 cm
- isolante termico s = 8 cm;
- rivestimento in Lecablocco Architettonico Facciavista s = 12 cm

Le pareti portanti interne sono realizzate con la seguente stratigrafia:

- intonaco s = 1.5 cm su entrambe le facce
- muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico s = 25 cm

### **7.2.6 Ulteriori caratteristiche dell'edificio**

In corrispondenza degli incroci dei muri perimetrali sono presenti, su entrambi i lati, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore ad 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.

Al di sopra delle aperture non sono previste fasce murarie efficaci ai fini strutturali, i sottofinestra sono realizzati in muratura portante dello spessore di 25 cm in continuità con i maschi murari presenti lateralmente alle aperture.

Le fondazioni sono realizzate in c.a. e sono continue, senza interruzioni in corrispondenza delle aperture nelle pareti soprastanti.

## **7.3 MATERIALI**

Tutte le grandezze meccaniche dei materiali corrispondono con quanto riportato al Capitolo 6.

## **7.4 CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI**

### **7.4.1 Distanze, altezze dell'edificio**

L'altezza dell'edificio in muratura, misurata dall'estradosso del piano terra all'imposta della falda del tetto, è di circa 6.0 m ed è inferiore alle altezze massime consentite per edifici con struttura in muratura ordinaria nelle zone 1, 2 e 3 ( $h_{\max} = 7.5$  m in Zona 1,  $h_{\max} = 11$  m in Zona 2,  $h_{\max} = 16$  m in Zona 3).

Si è assunto che l'edificio, come tutti quelli di seguito esaminati, non sia prospiciente su strada.

### **7.4.2 Regolarità dell'edificio**

L'edificio analizzato possiede caratteristiche di semplicità, simmetria, iperstaticità e regolarità.

In particolare, l'edificio risulta regolare sia in pianta che in altezza.

L'edificio si può ritenere regolare in pianta in quanto le seguenti condizioni sono rispettate:

- la configurazione in pianta dell'edificio risulta, ad una stima qualitativa, compatta ed approssimativamente simmetrica rispetto ai due assi ortogonali in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze (la normativa non impone nessuna verifica analitica a questa condizione);
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è pari a:  $L_1/L_2 = 12.21 / 9.39 = 1.30 < 4$ ;
- i solai si possono considerare infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

L'edificio è anche regolare in altezza in quanto tutte le seguenti prescrizioni sono rispettate:

- tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;
- massa e rigidezza rimangono pressoché costanti dalla base alla cima dell'edificio; in particolare, le variazioni di massa da un piano all'altro

non superano il 25%:  $(m_{c,s}/m_2 - 1) \cdot 100 = 14 \% < 25\%$ , dove  $m_2$  è la massa del secondo piano e  $m_{c,s}$  è la massa della copertura e del sottotetto;

- la rigidezza rimane costante da un piano al sovrastante;
- in altezza non ci sono restringimenti della sezione dell'edificio<sup>1</sup>.

### 7.4.3 Ulteriori requisiti

Sono pure rispettati i seguenti ulteriori requisiti:

- le strutture costituenti gli orizzontamenti e le coperture non sono spingenti: la spinta generata dalla inclinazione della falda del tetto si intende adeguatamente contenuta dalle armature del solaio e dai cordoli di sottotetto;
- i solai previsti assolvono pienamente la funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le varie pareti portanti e garantiscono un adeguato comportamento a diaframma;
- la distanza tra due solai successivi è inferiore ai 5 m.

La geometria di tutte le pareti, al netto dell'intonaco, rispetta i requisiti normativi nel caso di muratura ordinaria realizzata con elementi artificiali:

#### Prospetto 7.1 - Sintesi verifiche geometriche

spessore minimo $t_{\min}$		$t_{\min} = 250 \text{ mm} > 240 \text{ mm}$
snellezza massima $(h_0/t)_{\max}$		$(h_0/t)_{\max} = 2.85/0.25 = 11.40 < 12$
rapporto minimo $(l/h)_{\min}$	piano terra	$(l/h)_{\min} = (87.5/175) = 0.50 > 0.4$ in presenza di finestre
	piani in elevazione	$(l/h)_{\min} = (115/285) = 0.403 > 0.4$ in presenza di porte finestre
		$(l/h)_{\min} = (87.5/175) = 0.57 > 0.4$ in presenza di finestre

dove:

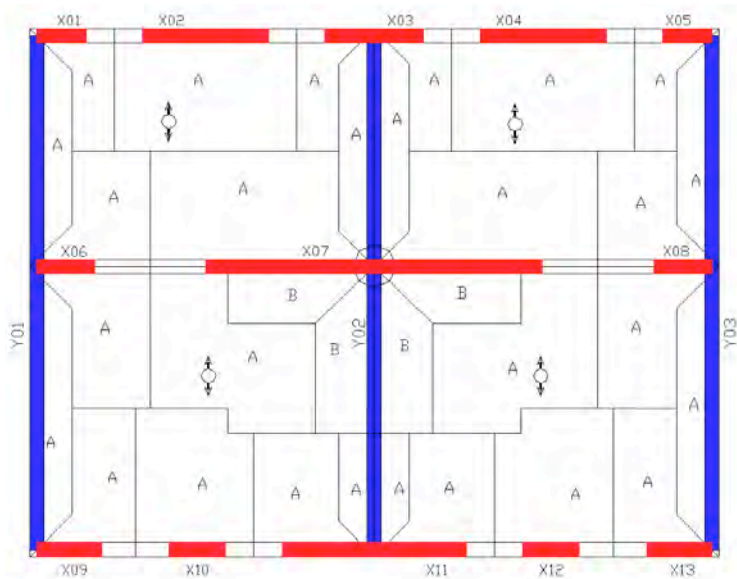
- $t$  indica lo spessore della parete;
- $h_0$  indica l'altezza di libera inflessione della parete
- $h$  indica l'altezza massima delle aperture adiacenti alle pareti;
- $l$  indica la larghezza della parete.

<sup>1</sup> La normativa prevede inoltre, in merito al controllo della regolarità in altezza, che il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non risulti significativamente diverso per piani diversi, tuttavia questa verifica non è pertinente gli edifici in muratura portante in quanto sistemi strutturali a pareti.

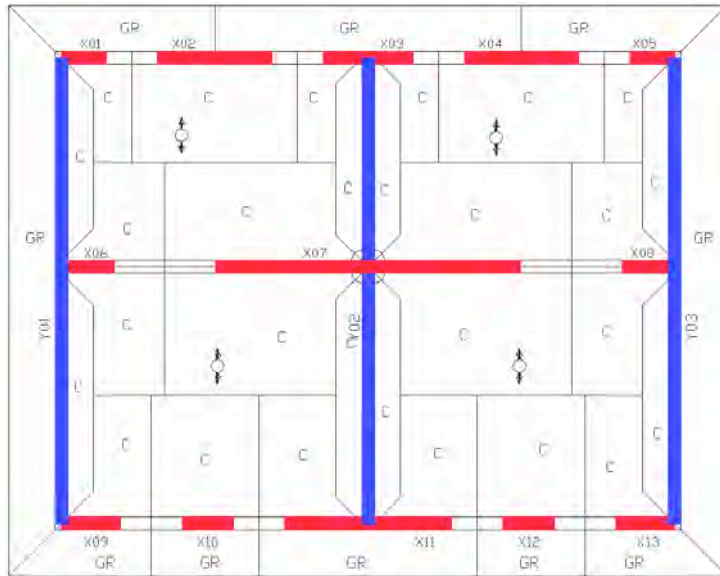
## 7.5 SCHEMA RESISTENTE E AREE DI INFLUENZA

Lo schema resistente è composto da 13 elementi murari portanti disposti in direzione X (indicati con X01, X02, X03,...) e da 4 posti in direzione Y (Y01, Y02', Y02'', Y03).

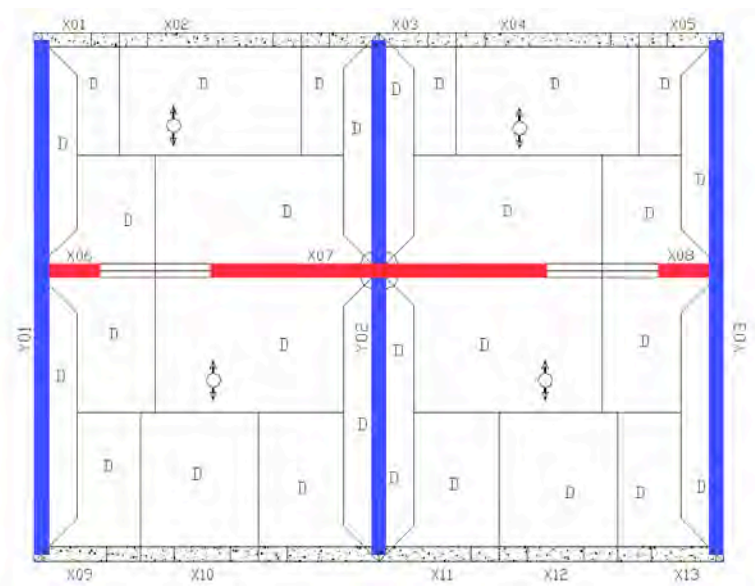
Nelle figure 7.3, 7.4 e 7.5 sono riportate le piante dei diversi piani dell'edificio con indicate le aree di solaio gravanti sulle murature rispettivamente del piano terra, del piano primo.



**Figura 7.3 - Pianta piano primo – Aree di solaio gravanti sui maschi murari del piano terra**



**Figura 7.4 - Pianta piano sottotetto – Aree di solaio gravanti sui maschi murari del piano primo**



**Figura 7.5 - Pianta piano copertura**

Per quanto riguarda la determinazione dell'area di solaio che compete ad ogni singola parete, si è attribuito anche ai setti murari posti in direzione parallela a quella dell'orditura dei travetti, una quota del carico totale del solaio stesso,



quota valutata sotto forma di una striscia di larghezza pari a 50 cm (interasse tra i travetti).

Le aree dei solai, della copertura e delle scale effettivamente gravanti sulle pareti sono suddivise, dove necessario, in due parti: la prima gravante sul muro dalla parte destra (dx), la seconda da quella sinistra (sx). Tale suddivisione è necessaria in quanto il carico distribuito gravante su una parete può essere di diversa intensità a seconda che provenga dall'area di influenza di destra o da quella di sinistra.

L'area dell'impalcato intermedio è pari a 114.65 m<sup>2</sup>, mentre l'area della copertura comprensiva della gronda è pari a 156.7 m<sup>2</sup>. Per il calcolo della percentuale di muratura resistente lungo X ( $\rho_x$ ) e lungo Y ( $\rho_y$ ), è necessario dividere l'area resistente delle murature (lungo X e lungo Y) per l'area dell'impalcato racchiuso nel perimetro delle murature esterne resistenti. Dunque, le percentuali di muratura resistente lungo X e lungo Y sono rispettivamente pari a:

$$\rho_x = \frac{\text{Area}_{\text{pareti,X}}}{\text{Area}_{\text{impalcato}}} = \frac{5.82}{114.65} = 5.1\%$$

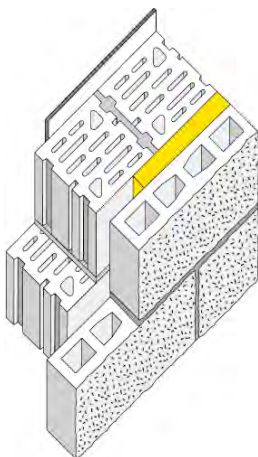
$$\rho_y = \frac{\text{Area}_{\text{pareti,Y}}}{\text{Area}_{\text{impalcato}}} = \frac{6.85}{114.65} = 5.9\%$$

## 7.6 ANALISI DEI CARICHI

Nella valutazione dei carichi, ovvero delle azioni, permanenti e variabili si fa riferimento alle NTC 2008.

Si assumono pertanto i valori caratteristici per unità di superficie di seguito indicati:

### Muratura perimetrale



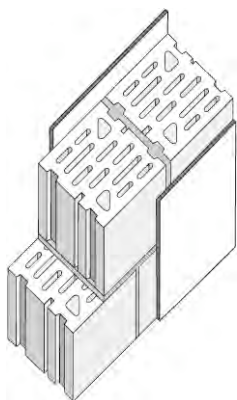
#### Stratigrafia

(dall'interno verso l'esterno)

1. Intonaco (sp. = 1,5 cm)
2. Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)
3. Strato isolante (sp. = 8 cm)
4. Lecablocco Architettonico Facciavista (sp. = 12 cm)

Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)	= 2.50 kN/m <sup>2</sup>
Strato isolante (sp. = 8 cm)	= 0.03 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Architettonico Facciavista (sp. = 12 cm)	= 1.85 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 4.63 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale</b> (riferito al solo spessore di muratura portante sp.=25 cm)	<b>= 18.5 kN/m<sup>3</sup></b>

### Muratura interna



### Stratigrafia

1. Intonaco (sp. = 1,5 cm)
2. Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)
3. Intonaco (sp. = 1,5 cm)

Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)	= 2.50 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 3.00 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale</b> (riferito al solo spessore di muratura portante sp.=25 cm)	<b>= 12.0 kN/m<sup>3</sup></b>

### Solaio piano primo e secondo

Pavimento e allettamento (sp. = 4.5 cm)	= 0.90 kN/m <sup>2</sup>
Sottofondo alleggerito (sp. = 10 cm)	= 1.00 kN/m <sup>2</sup>
Solaio (sp. = 20+4 cm)	= 3.20 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
Incidenza tramezze interne	= 0.80 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 6.20 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili	= 2.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi</b>	<b>= 8.20 kN/m<sup>2</sup></b>

### Solaio di sottotetto

Doppio strato di isolante termico (sp. 6 cm)	= 0.02 kN/m <sup>2</sup>
Solaio (sp. = 20+4 cm)	= 3.20 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
<b>Incidenza muri di sottotetto (carico uniformemente distribuito equivalente)</b>	<b>= 1.20 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 4.72 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili	= 1.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi</b>	<b>= 5.72 kN/m<sup>2</sup></b>

### Copertura

Manto di copertura (tegole marsigliesi)	= 0.40 kN/m <sup>2</sup>
Guaina impermeabile	= 0.02 kN/m <sup>2</sup>
Listelli in legno	= 0.04 kN/m <sup>2</sup>
Barriera al vapore	= 0.02 kN/m <sup>2</sup>
Solaio (sp. = 16+4 cm)	= 2.85 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 3.63 kN/m<sup>2</sup></b>

<b>Totale carichi permanenti proiettati su superficie orizzontale</b>	<b>= 3.85 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili (neve)	= 1.30 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi proiettati su sup. orizzontale</b>	<b>= 5.15 kN/m<sup>2</sup></b>

### Gronda

Manto di copertura (tegole marsigliesi)	= 0.40 kN/m <sup>2</sup>
Guaina impermeabile	= 0.02 kN/m <sup>2</sup>
Listelli in legno	= 0.04 kN/m <sup>2</sup>
Soletta in c.a. (sp. = 15 cm)	= 3.75 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 4.51 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale carichi permanenti proiettati su superficie orizzontale</b>	<b>= 4.78 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili (neve)	= 1.30 kN/m <sup>2</sup>

### Scale

Pavimento e allettamento (sp. = 4.5 cm)	= 0.90 kN/m <sup>2</sup>
Soletta in c.a. (sp. = 15 cm)	= 3.75 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>

Parapetto	= 0.60 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 5.55 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale carichi permanenti proiettati su superficie orizzontale</b>	<b>= 6.28 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili	= 4.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi proiettati su sup. orizzontale</b>	<b>=10.28 kN/m<sup>2</sup></b>

### Vento

In pressione	= 0.50 kN/m <sup>2</sup>
In depressione	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 0.75 kN/m<sup>2</sup></b>

## 7.7 COMBINAZIONI DI CARICO

Per quanto riguarda il caso sismico, la verifica deve essere effettuata per la seguente combinazione degli effetti dell'azione sismica con le altre azioni:

$$G_{lk} + P_k + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- $G_K$  carichi permanenti al loro valore caratteristico;
- $P_K$  valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;
- $\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente della azione variabile  $Q_i$ ;
- $Q_{Ki}$  valore caratteristico della azione variabile  $Q_i$ .

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{Ei} Q_{Ki})$$

dove:

- $\psi_{Ei}$  coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $Q_i$ , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi  $\psi_{Ei} Q_{Ki}$  siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma, e si ottiene moltiplicando  $\psi_{2i}$  per  $\phi$ .

### 7.7.1 Calcolo dei carichi verticali sulle pareti

I carichi gravitazionali, da combinare con l'azione sismica sono stati valutati sommando, per le varie destinazioni d'uso, i valori caratteristici dei carichi permanenti con i valori ottenuti moltiplicando i valori caratteristici dei carichi variabili per i coefficienti di combinazione che forniscono il valore quasi-permanente delle azioni variabili  $\psi_{2i}$ .

L'azione del vento non viene considerata nelle verifiche sismiche.

I carichi verticali, concentrati nel baricentro delle pareti al livello dei solai, vengono valutati moltiplicando le aree di influenza per i carichi definiti in precedenza.

Dunque avremo i seguenti carichi da combinare con l'azione sismica:

### Muratura

Peso proprio muratura portante interna ( $G_{k1}$ )	<b>12.00 kN/m<sup>3</sup></b>
Peso proprio muratura portante esterna ( $G_{k1}$ )	<b>18.50 kN/m<sup>3</sup></b>

### Solaio piano primo e secondo

Totale carichi permanenti ( $G_{k2}$ )	6.20 kN/m <sup>2</sup>
Azioni variabili ( $Q_{k2}$ )	$Q_{k2} \cdot \psi_{22} = 2.0 \cdot 0.3 = 0.60$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>6.80 kN/m<sup>2</sup></b>

### Copertura + sottotetto

Totale carichi permanenti copertura ( $G_{k3}$ )	3.85 kN/m <sup>2</sup>
Totale carichi permanenti sottotetto ( $G_{k4}$ )	4.72 kN/m <sup>2</sup>
Azioni variabili copertura (neve) ( $Q_{k3}$ )	$Q_{k3} \cdot \psi_{23} = 1.30 \cdot 0.20 = 0.26$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>8.83 kN/m<sup>2</sup></b>

### Gronda

Totale carichi permanenti copertura ( $G_{k5}$ )	4.78 kN/m <sup>2</sup>
Azioni variabili copertura (neve) ( $Q_{k5}$ )	$Q_{k3} \cdot \psi_{23} = 1.3 \cdot 0.20 = 0.26$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>5.04 kN/m<sup>2</sup></b>

### Scale

Totale carichi permanenti ( $G_{k7}$ )	6.28 kN/m <sup>2</sup>
Azioni variabili ( $Q_{k7}$ )	$Q_{k6} \cdot \psi_{26} = 4.0 \cdot 0.8 = 3.20$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>9.48 kN/m<sup>2</sup></b>

### Vento

In pressione ( $Q_{k8}$ )	$Q_{k8} \cdot \psi_{28} = 0.50 \cdot 0.0 = 0.00$ kN/m <sup>2</sup>
In depressione ( $Q_{k9}$ )	$Q_{k9} \cdot \psi_{29} = 0.25 \cdot 0.0 = 0.00$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>0.00 kN/m<sup>2</sup></b>

## 7.7.2 Calcolo delle masse

Le masse per il calcolo dell'azione sismica sono state calcolate sommando, alle masse associate alle azioni permanenti (calcolate dividendo i valori caratteristici dei carichi gravitazionali per l'accelerazione di gravità  $g = 9.81$  m/s<sup>2</sup>), le masse

associate alle azioni variabili (calcolate dividendo i valori caratteristici delle azioni variabili per “g” e, successivamente, moltiplicando i valori ottenuti per gli opportuni coefficienti di combinazione delle azioni variabili  $\psi_{Ei} = \psi_{2i} \cdot \varphi$

Le masse di ciascun piano sono valutate moltiplicando le aree degli elementi strutturali (solai, copertura più sottotetto, gronda, scale e balconi) per le masse fattorizzate definite in precedenza.

In particolare, la massa totale della copertura è stata calcolata sommando la massa totale degli elementi strutturali di copertura (sottotetto più copertura più gronda), più la massa della muratura sottostante per metà della propria altezza ( $h_{\text{parete}} = 2.85$  m;  $0,5 h_{\text{parete}} = 2.85/2 = 1.425$  m).

La massa del piano intermedio è invece stata calcolata sommando la massa totale del piano (soffitto più scale più balconi), più la massa della muratura calcolata per un'altezza pari alla distanza tra interpiano superiore ed interpiano inferiore al solaio ( $h = 1.425 + 1.425 = 2.85$  m).

La parte di massa della muratura al piede del fabbricato ( $0,5 h_{\text{parete}} = 1.425$  m), si scarica direttamente sul piano interrato in c.a. e pertanto non è contata ai fini della verifica della struttura in muratura.

### Muratura

Muratura interna ( $G_{k1}$ )	$G_{k1}/g = 12.0/9.81 = \mathbf{1.22 \text{ t/m}^3}$
Muratura esterna ( $G_{k1}$ )	$G_{k1}/g = 18.5/9.81 = \mathbf{1.88 \text{ t/m}^3}$

### Solaio piano primo e secondo

Totale carichi permanenti ( $G_{k2}$ )	$G_{k2}/g = 6.20/9.81 = 0.63 \text{ t/m}^2$
Azioni variabili ( $Q_{k2}$ )	$Q_{k2}/g \cdot \psi_{22} \cdot \varphi_2 = 2.0/9.81 \cdot 0.3 \cdot 0.5 = 0.03 \text{ t/m}^2$
<b>Totale</b>	<b>0.66 t/m<sup>2</sup></b>

### Copertura (tetto a falde)+sottotetto

Totale carichi permanenti copertura ( $G_{k3}$ )	$G_{k3}/g = 3.85/9.81 = 0.39 \text{ t/m}^2$
Totale carichi permanenti sottotetto ( $G_{k4}$ )	$G_{k4}/g = 4.72/9.81 = 0.48 \text{ t/m}^2$
Sovraccarico acc. copertura (neve) ( $Q_{k3}$ )	$Q_{k3}/g \cdot \psi_{23} \cdot \varphi_3 = 1.30/9.81 \cdot 0.20 = 0.027 \text{ t/m}^2$
<b>Totale</b>	<b>0.897 t/m<sup>2</sup></b>

### Gronda

Totale carichi permanenti copertura ( $G_{k5}$ )	$G_{k5}/g = 4.78/9.81 = 0.48 \text{ t/m}^2$
Sovraccarico acc. copertura (neve) ( $Q_{k5}$ )	$Q_{k5}/g \cdot \psi_{23} \cdot \varphi_3 = 1.3/9.81 \cdot 0.20 \cdot 1 = 0.026 \text{ t/m}^2$
<b>Totale</b>	<b>0.50 t/m<sup>2</sup></b>

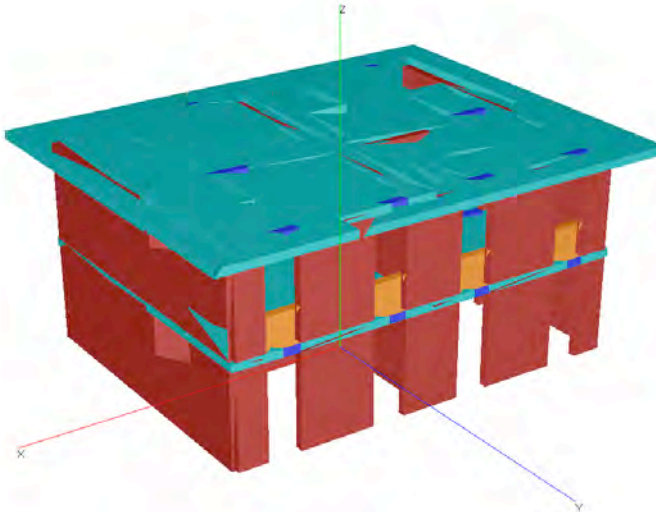
## Scale

Totale carichi permanenti ( $G_{k7}$ )	$G_{k6}/g=6.28/9.81=0.64 \text{ t/m}^2$
Azioni variabili ( $Q_{k7}$ )	$Q_{k6}/g \cdot \psi_{26} \cdot \varphi_6=4.0/9.81 \cdot 0.8 \cdot 0.5= 0.16 \text{ t/m}^2$
<b>Totale</b>	<b>0.80 t/m<sup>2</sup></b>

## 7.8 ANALISI STATICA NON LINEARE

### 7.8.1 Modello a telaio equivalente

La struttura resistente costituita da murature portanti, cordoli, fasce di piano e solai è rappresentata nell'immagine tridimensionale di figura 7.6; il modello a telaio equivalente spaziale analizzato è rappresentato in figura 7.7.



Legenda


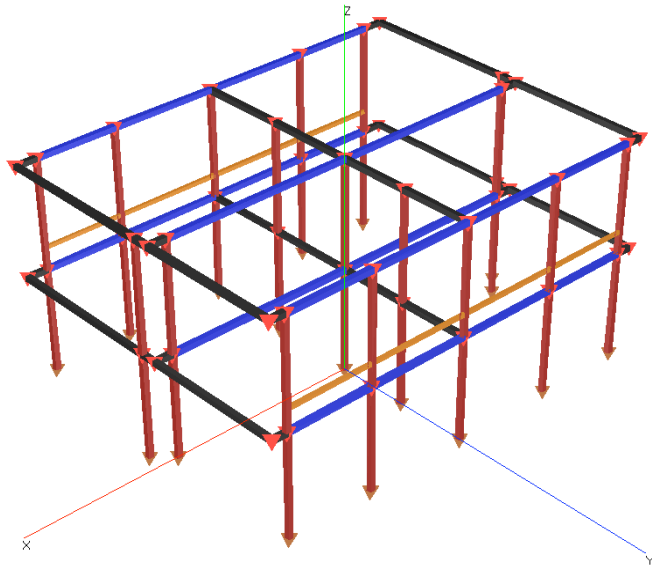




 Solaio rigido	 Cordoli
 Pannelli murari	 Fasce di piano

Figura 7.6 - Rendering 3D della struttura analizzata



*Legenda*

	<i>Pannelli murari</i>		<i>Cordoli</i>
	<i>Bracci infinitamente rigidi</i>		<i>Fasce di piano</i>

**Figura 7.7 - Schema a telaio equivalente analizzato**

### **7.8.2 Esito delle analisi in Zona 2 e sottosuolo tipo A**


Di seguito si riporta un prospetto con il confronto tra richiesta e capacità di spostamento, allo stato limite di danno e allo stato limite ultimo, per la zona sismica 2 e su suolo di tipo A che risulta essere la combinazione che fornisce la più elevata azione sismica sopportabile dalla struttura.

La distribuzione di forze “triangolare” è indicata con la lettera “T”, quella “uniforme” con la lettera “U”.



analisi	direzione sisma	Distribuzione forze orizzontali	direzione e verso sisma - eccentricità	Stato Limite di Danno		Stato limite Ultimo	
				richiesta di spostamento	capacità di spostamento	richiesta di spostamento	capacità di spostamento
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1	X	T	+X ; e >0	0,265	1,545	1,047	<b>2,141</b>
2		T	+X ; e <0	0,267	1,314	1,057	1,628
3		T	- X ; e >0	0,267	1,204	1,063	1,444
4		T	- X ; e <0	<b>0,268</b>	1,159	<b>1,065</b>	1,458
5		U	+X ; e >0	0,230	1,093	0,932	1,367
6		U	+X ; e <0	0,233	1,082	0,940	1,350
7		U	- X ; e >0	0,232	1,093	0,934	1,366
8		U	- X ; e <0	0,234	1,085	0,939	1,352
9	Y	T	+ Y ; e >0	0,099	1,332	0,293	1,425
10		T	+ Y ; e <0	0,099	1,205	0,296	1,253
11		T	- Y ; e >0	0,100	1,432	0,291	1,793
12		T	- Y ; e <0	0,100	<b>1,612</b>	0,288	2,095
13		U	+ Y ; e >0	0,085	0,880	0,213	1,133
14		U	+ Y ; e <0	0,085	0,878	0,213	1,135
15		U	- Y ; e >0	0,086	0,919	0,215	1,175
16		U	- Y ; e <0	0,086	0,906	0,215	1,163

Legenda

 Situazione più impegnativa per la struttura

### Prospetto 7.2 – Confronto tra richiesta e capacità di spostamento allo SLD e SLU

Si può notare che, nel caso dell'edificio in questione e per entrambi gli stati limite, la massima richiesta di spostamento, in termini assoluti, sia relativa alla condizione di sisma in direzione X e distribuzione delle forze orizzontali di tipo "triangolare" (verifica n. 4).

La massima capacità di spostamento è invece espressa per lo stato limite di danno nell'analisi N. 12 (sisma in direzione -Y e distribuzione delle forze

orizzontali “triangolare”) e per lo stato limite ultimo nell’analisi N.1 (sisma in direzione +X e distribuzione delle forze orizzontali “triangolare”).

La massima richiesta di spostamento relativa (rapporto tra richiesta e capacità di spostamento per sisma in una data direzione), sia allo stato limite di danno che a quello ultimo è correlata alla condizione di sisma in direzione X e distribuzione delle forze di tipo triangolare (verifica 4 sia per SLD e verifica 3 per SLU).

Per lo stato limite ultimo si giunge ad un rapporto massimo tra richiesta e capacità di spostamento pari a circa il 74% (verifica N. 3), mentre il valore massimo di tale rapporto, per lo stato limite di danno, è, al massimo, pari a circa il 23% (verifica N.4).

Nei paragrafi seguenti sono riportate le indicazioni relative ai tipi di danno (per deformazione, per sollecitazione – pressoflessionale e per sollecitazione tagliante) per lo stato limite ultimo e per lo stato limite di danno relative all’analisi di cui al N. 3 e al N.4 del precedente prospetto 7.2.

### **7.8.3 Analisi N. 3: situazione più impegnativa allo SLU**

Si riportano di seguito alcune tra le principali indicazioni risultanti dalla analisi N. 3 che dimostra di essere la condizione più impegnativa per la struttura, sia tra quelle con sisma in direzione X che quelle con sisma in direzione Y, allo stato limite ultimo.

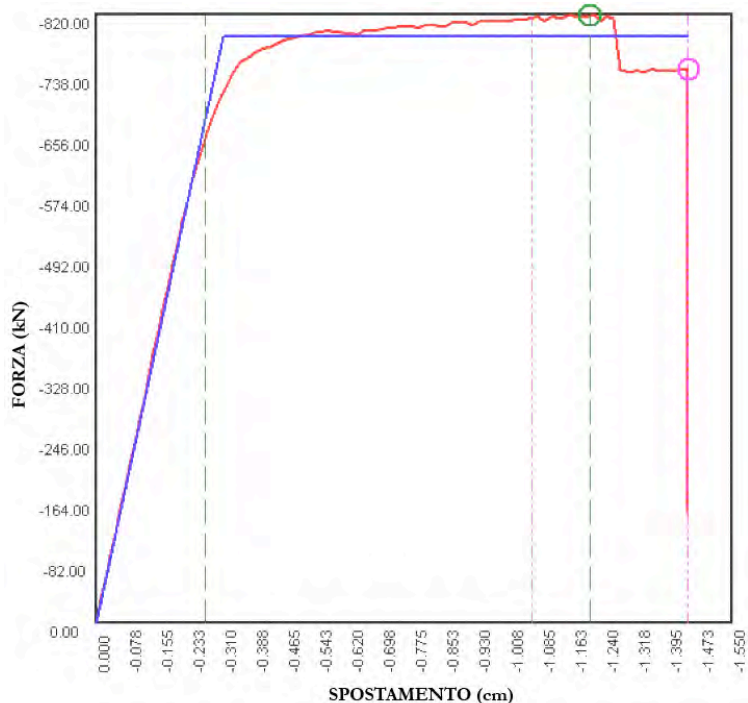
La verifica globale è riassunta graficamente dalla indicazione dei punti di richiesta e di capacità relativi agli stati limite di danno e ultimi sulla curva forza-spostamento.

I singoli elementi possono raggiungere lo stato limite per :

- raggiungimento della deformazione angolare limite (drift limite) ad uno o ad entrambi i loro stessi estremi
- raggiungimento delle sollecitazioni limite per pressoflessione
- raggiungimento delle sollecitazioni limite per taglio

#### **7.8.3.1 Curva di capacità e verifica globale**

La verifica globale individua, sulla curva forza-spostamento relativa alla specifica analisi (N.3), sia la massima capacità di spostamento del punto di controllo offerta dalla struttura in condizioni di SLU e di SLD, sia la richiesta di spostamento che l’azione sismica impone alla struttura nelle stesse condizioni di stato limite.



Legenda

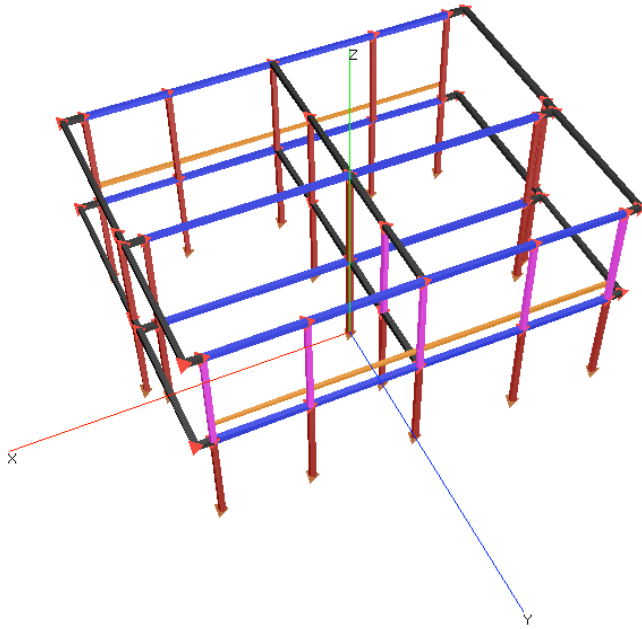
- Curva di capacità della struttura
- Curva bilatera del sistema a 1 GdL equivalente
- - - Capacità limite di spostamento allo SLU
- - - Capacità limite di spostamento allo SLD
- - - Richiesta di spostamento allo SLU
- - - Richiesta di spostamento allo SLD

**Figura 7.8 – Verifica globale per lo SLU e per lo SLD**

E' evidente quanto sia ampio il margine tra richiesta e capacità per lo SLD, margine un po' più ridotto allo SLU.

### 7.8.3.2 Drift limite nel piano principale

Il raggiungimento del drift limite, ovvero della deformazione angolare limite (vedi paragrafo 3.3), è riportato sia per l'analisi allo stato limite di danno che per quella allo stato limite ultimo.

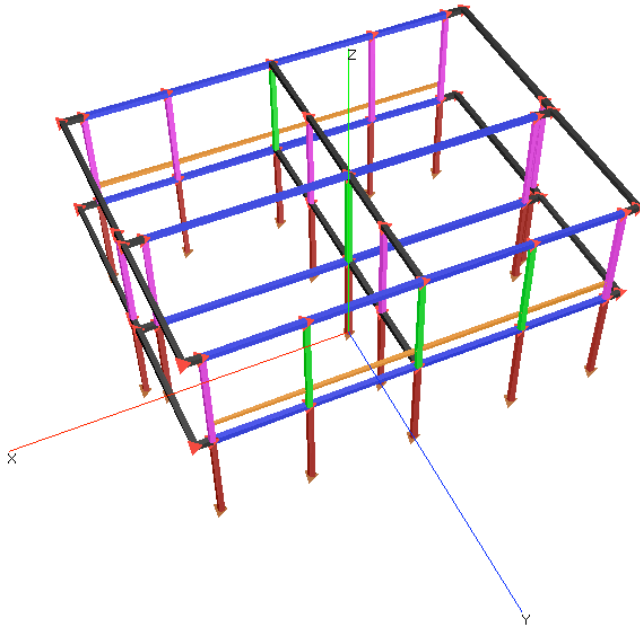


*Legenda*

 *Drift limite SLD*

**Figura 7.9 - Elementi con superamento del drift limite allo SLD**

Gli elementi maschi orientati secondo X che raggiungono la crisi per superamento della deformazione angolare allo SLD sono: X01, X02, X03, X04 e X05.



*Legenda*

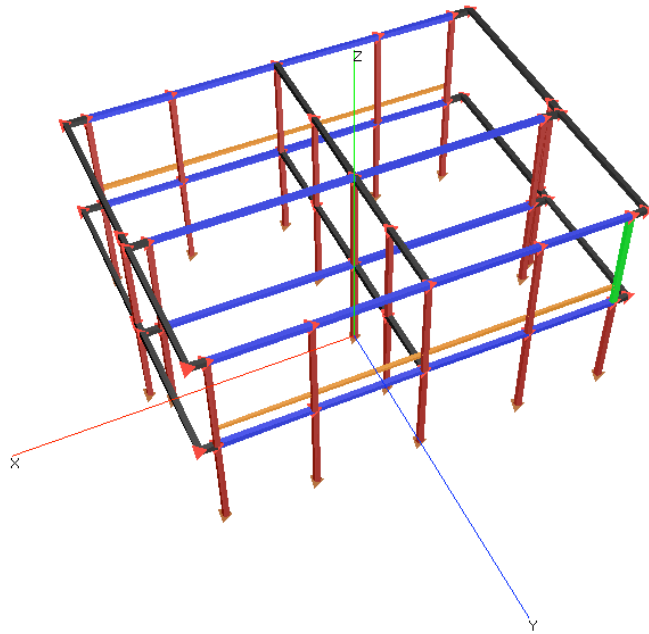
*Drift limite SLU*

**Figura 7.10 Elementi con superamento del drift limite allo SLU**

Allo SLU raggiungono il drift ultimo i pannelli murari: X02, X03, X04, X07 e X11.

### **7.8.3.3 Rottura per presso flessione nel piano principale**

Nel caso di raggiungimento del limite della struttura per sollecitazione a pressoflessione nel piano del muro è interessante osservare quali sono gli elementi che per primi raggiungono detto limite e quale sia il quadro degli elementi danneggiati allo stato limite, di danno o ultimo, globale.

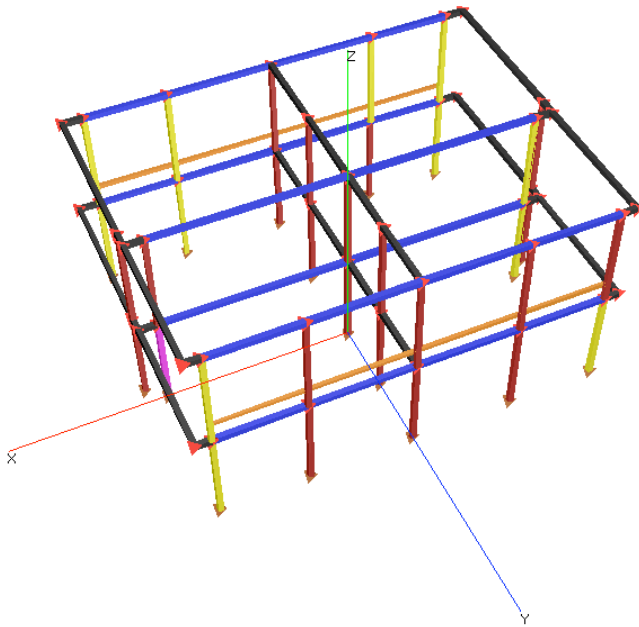


*Legenda*

- Rottura a pressoflessione estremo 1*
- Rottura a pressoflessione estremo 2*
- Rottura a pressoflessione estremi 1 e 2*

**Figura 7.11 - Primi elementi che subiscono rotture**

Il primo elemento che subisce rottura è il maschio X01.

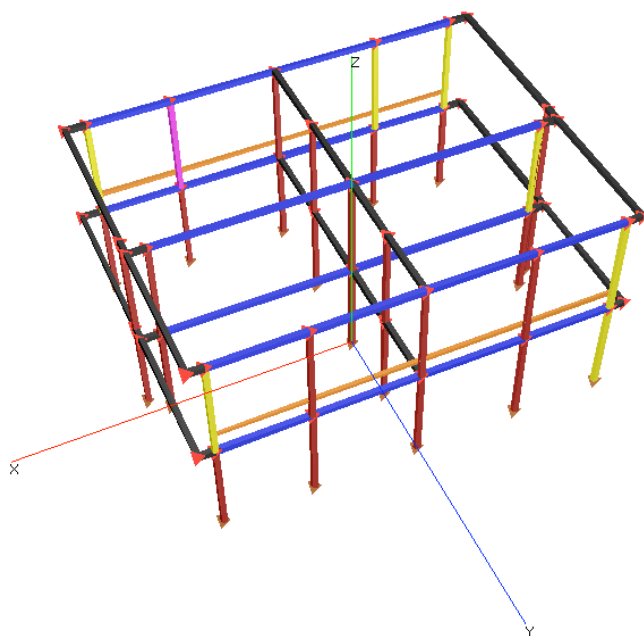


*Legenda*

- Rottura a pressoflessione estremo 1*
- Rottura a pressoflessione estremo 2*
- Rottura a pressoflessione estremi 1 e 2*

**Figura 7.12 - Elementi danneggiati allo SLD**

Gli elementi che subiscono rotture a pressoflessione allo SLD sono: X01, X05, X06, X08, X09, X10, X12 e X13.



*Legenda*

- Rottura a pressoflessione estremo 1*
- Rottura a pressoflessione estremo 2*
- Rottura a pressoflessione estremi 1 e 2*

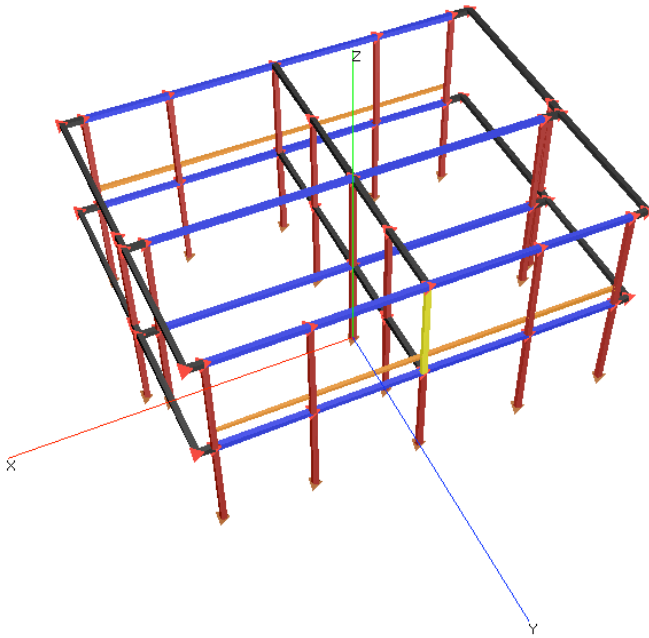
**Figura 7.13 - Elementi danneggiati allo SLU**

Gli elementi che subiscono rotture a pressoflessione allo SLU sono: X01, X05, X06, X09, X10, X12 e X13.

#### **7.8.3.4 Rottura per taglio nel piano principale**

Anche nel caso di raggiungimento del limite della struttura per sollecitazione a taglio del muro è interessante osservare quali sono gli elementi che per primi raggiungono detto limite e quale sia il quadro degli elementi danneggiati allorché la struttura sia portata allo stato limite globale.



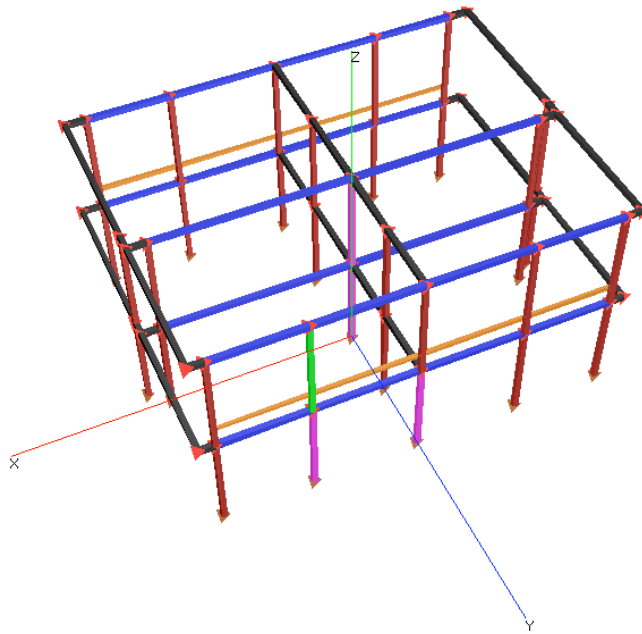


*Legenda*

- Rottura a taglio estremo 1*
- Rottura a taglio estremo 2*
- Rottura a taglio estremi 1 e 2*

**Figura 7.14 - Primi elementi che subiscono rotture**

Il primo elemento che subisce rottura è l'X03.

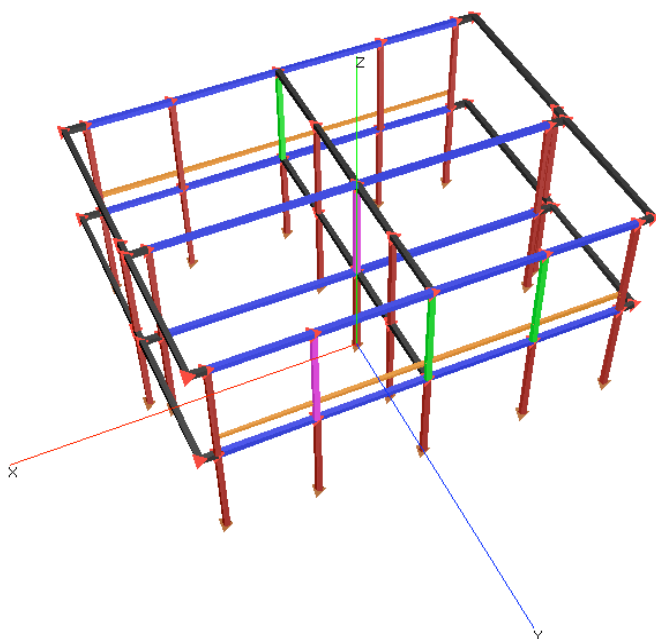


*Legenda*

- Rottura a taglio estremo 1*
- Rottura a taglio estremo 2*
- Rottura a taglio estremi 1 e 2*

**Figura 7.15 - Elementi danneggiati allo SLD**

Gli elementi danneggiati allo SLD sono: X03, X04 e X07.



Legenda

- Rottura a taglio estremo 1
- Rottura a taglio estremo 2
- Rottura a taglio estremi 1 e 2

**Figura 7.16 - Elementi danneggiati allo SLU**

Gli elementi danneggiati allo SLU sono: X02, X03, X04, X07 e X11.

#### **7.8.4 Analisi N. 4 : situazione più impegnativa allo SLD**

Si riportano di seguito alcune tra le principali indicazioni risultanti dalla analisi N. 4 che dimostra di essere la condizione più impegnativa per la struttura, sia tra quelle con sisma in direzione X che quelle con sisma in direzione Y, allo stato limite di danno.

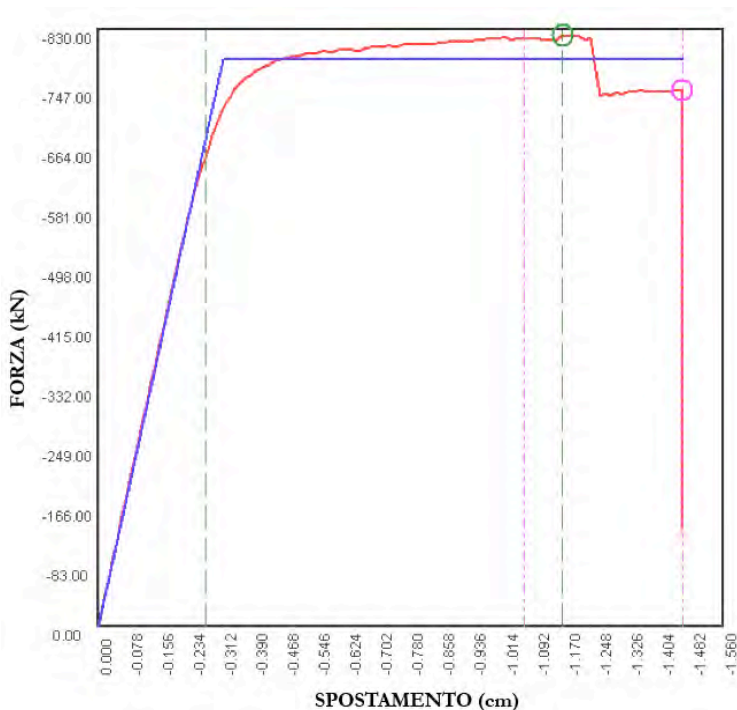
La verifica globale è riassunta graficamente dalla indicazione dei punti di richiesta e di capacità relativi agli stati limite di danno e ultimi sulla curva forza-spostamento.

I singoli elementi possono raggiungere lo stato limite per :

- raggiungimento della deformazione angolare limite (drift limite) ad uno o ad entrambi i loro stessi estremi
- raggiungimento delle sollecitazioni limite per pressoflessione
- raggiungimento delle sollecitazioni limite per taglio

### 7.8.4.1 Curva di capacità e verifica globale

La verifica globale individua, sulla curva forza-spostamento relativa alla specifica analisi (N.4), sia la massima capacità di spostamento del punto di controllo offerta dalla struttura in condizioni di SLU e di SLD, sia la richiesta di spostamento che l'azione sismica impone alla struttura nelle stesse condizioni di stato limite.



Legenda







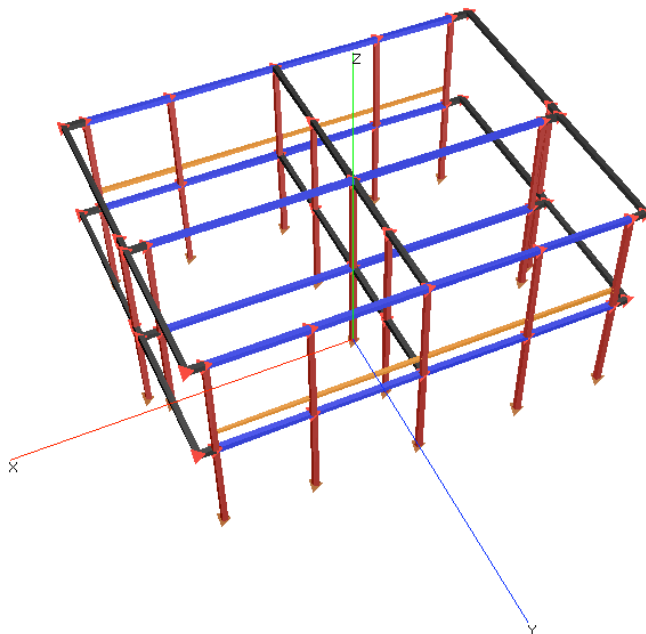
-  Curva di capacità della struttura
-  Curva bilatera del sistema a 1 GdL equivalente
-  Capacità limite di spostamento allo SLU
-  Capacità limite di spostamento allo SLD
-  Richiesta di spostamento allo SLU
-  Richiesta di spostamento allo SLD

Figura 7.17 – Verifica globale per lo SLU e per lo SLD

E' evidente quanto sia ampio il margine tra richiesta e capacità per lo SLD, margine un po' più ridotto allo SLU.

#### 7.8.4.2 Drift limite nel piano principale

Il raggiungimento del drift limite, ovvero della deformazione angolare limite (vedi paragrafo 3.3), è riportato sia per l'analisi allo stato limite di danno che per quella allo stato limite ultimo.

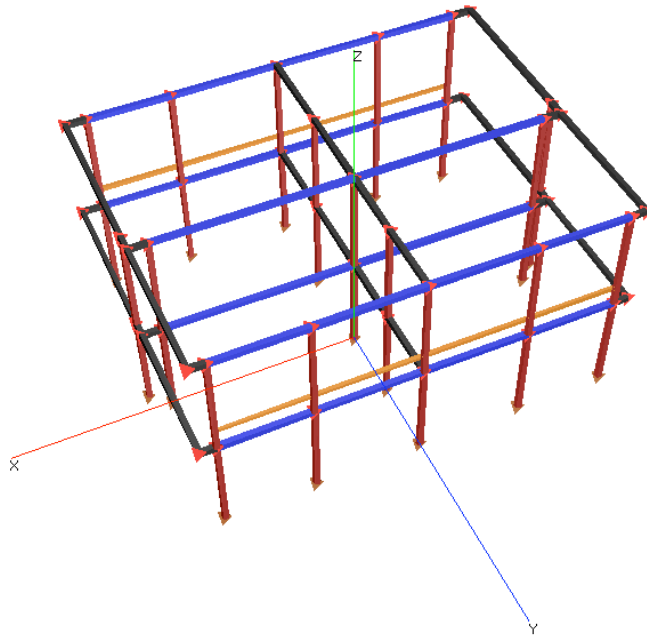


Legenda


 Drift limite SLD

**Figura 7.18 - Elementi con superamento del drift limite allo SLD**

Lo SLD è raggiunto per forza massima.



*Legenda*

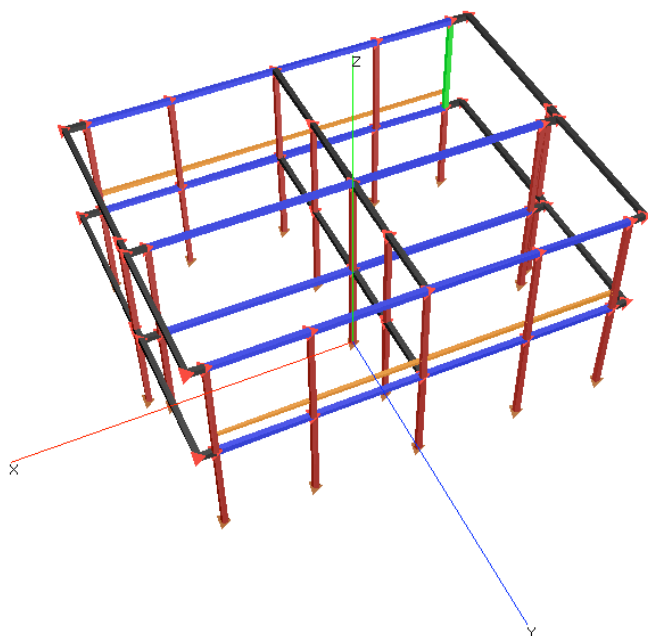
 *Drift limite SLU*

**Figura 7.19 Elementi con superamento del drift limite allo SLU**

Anche lo SLU è raggiunto per forza massima.

### **7.8.4.3 Rottura per presso flessione nel piano principale**

Nel caso di raggiungimento del limite della struttura per sollecitazione a presso flessione nel piano del muro è interessante osservare quali sono gli elementi che per primi raggiungono detto limite e quale sia il quadro degli elementi danneggiati allo stato limite, di danno o ultimo, globale.

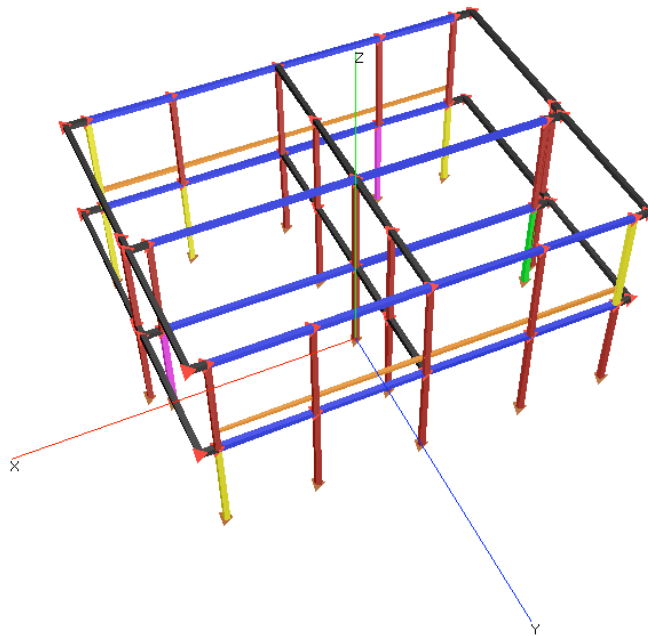


*Legenda*

- Rottura a pressoflessione estremo 1*
- Rottura a pressoflessione estremo 2*
- Rottura a pressoflessione estremi 1 e 2*

**Figura 7.20 - Primi elementi che subiscono rotture**

Il primo elemento che subisce rottura è il maschio X09.



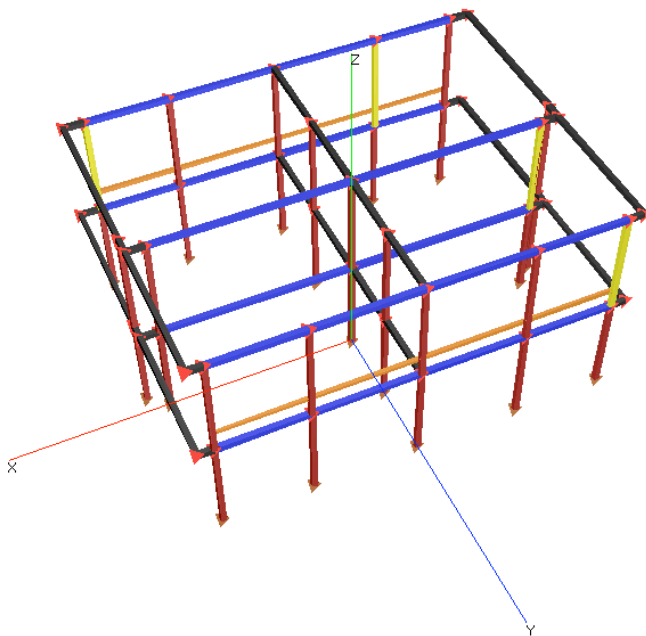
*Legenda*

- Rottura a pressoflessione estremo 1*
- Rottura a pressoflessione estremo 2*
- Rottura a pressoflessione estremi 1 e 2*

**Figura 7.21 - Elementi danneggiati allo SLD**

Gli elementi che subiscono rotture a pressoflessione allo SLD sono: X01, X05, X06, X08, X09, X10, X12 e X13.





*Legenda*

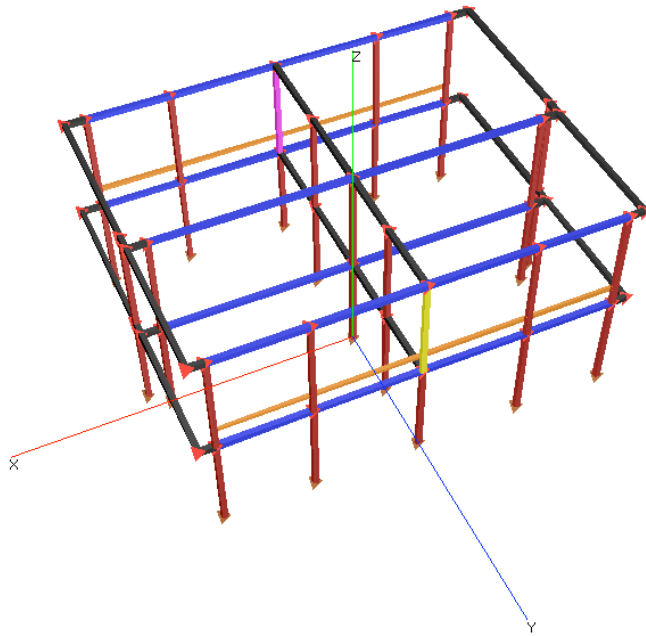
- Rottura a pressoflessione estremo 1*
- Rottura a pressoflessione estremo 2*
- Rottura a pressoflessione estremi 1 e 2*

**Figura 7.22 - Elementi danneggiati allo SLU**

Gli elementi che subiscono rotture a pressoflessione allo SLU sono: X01, X06, X10 e X13.

#### **7.8.4.4 Rottura per taglio nel piano principale**

Anche nel caso di raggiungimento del limite della struttura per sollecitazione a taglio del muro è interessante osservare quali sono gli elementi che per primi raggiungono detto limite e quale sia il quadro degli elementi danneggiati allorché la struttura sia portata allo stato limite globale.

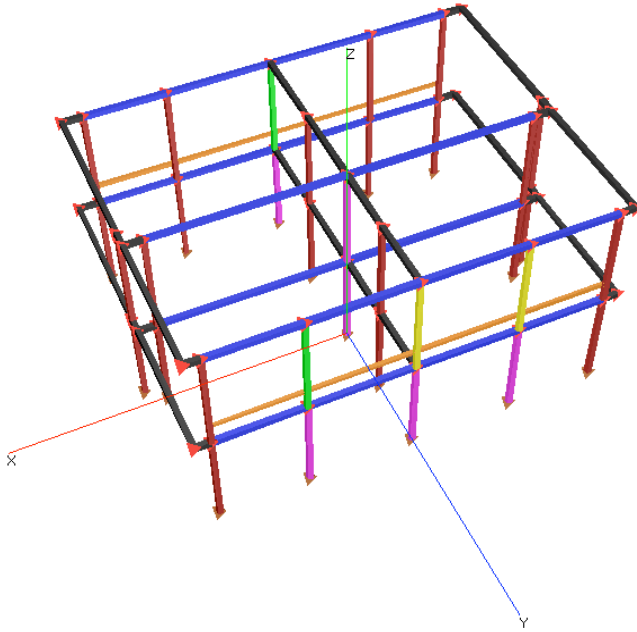


*Legenda*

- Rottura a taglio estremo 1*
- Rottura a taglio estremo 2*
- Rottura a taglio estremi 1 e 2*

**Figura 7.23 - Primi elementi che subiscono rotture**

I primi elementi che subiscono rottura sono: X03 e X11.

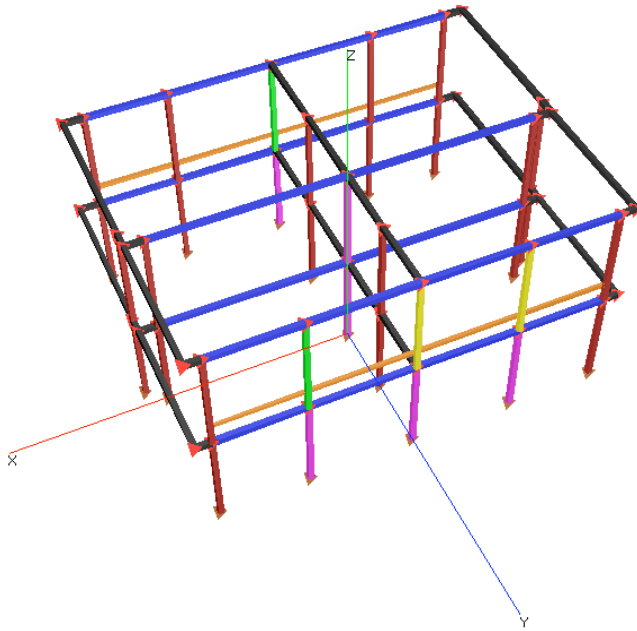


*Legenda*

- Rottura a taglio estremo 1*
- Rottura a taglio estremo 2*
- Rottura a taglio estremi 1 e 2*

**Figura 7.24 - Elementi danneggiati allo SLD**

Gli elementi danneggiati allo SLD sono: X02, X03, X04, X07 e X11.



*Legenda*

- Rottura a taglio estremo 1*
- Rottura a taglio estremo 2*
- Rottura a tagli estremi 1 e 2*

**Figura 7.25 - Elementi danneggiati allo SLU**

Gli elementi danneggiati allo SLU sono: X02, X03, X04, X07 e X11.

### **7.8.5 Risultati generali analisi statica non lineare**

Il prospetto seguente sintetizza l'esito di tutte le verifiche svolte nelle quattro zone sismiche e per le tre categorie di terreno in ogni zona, utilizzando l'analisi statica non lineare.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	VERIFICATO
	B,C,E	0,19	VERIFICATO
	D	0,20	VERIFICATO
2	A	0,25	VERIFICATO
	B,C,E	0,31	NON VERIFICATO
	D	0,34	NON VERIFICATO
1	A	0,35	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,44	NON VERIFICATO
	D	0,47	NON VERIFICATO

**Prospetto 7.3 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica non lineare)**

## 7.9 ANALISI STATICA LINEARE

### 7.9.1 Modello a telaio equivalente

La struttura è stata analizzata anche con il metodo dell'analisi statica lineare, tramite lo studio del comportamento di un telaio equivalente. Anche in questo caso le verifiche sono svolte nei confronti dello stato limite di danno e dello stato limite ultimo e nelle quattro zone sismiche variando per ognuna le tre categorie di terreno.

### 7.9.2 Risultati generali analisi statica lineare

Il prospetto seguente riporta sinteticamente l'esito delle analisi statiche lineari nelle diverse zone sismiche. Confrontandone i contenuti con il precedente prospetto 7.3 si evidenzia come il ricorso all'analisi statica non lineare consenta di raggiungere un maggiore numero di esiti positivi della verifica estendendosi alla Zona 2 con terreno A, invece che alla Zona 3 con suolo di tipo D come si ricava dall'analisi statica lineare.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	VERIFICATO
	B,C,E	0,19	VERIFICATO
	D	0,20	VERIFICATO
2	A	0,25	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,31	NON VERIFICATO
	D	0,34	NON VERIFICATO
1	A	0,35	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,44	NON VERIFICATO
	D	0,47	NON VERIFICATO

#### Prospetto 7.4 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica lineare)

Il quadro di idoneità sarebbe inoltre sensibilmente modificabile adottando, nel caso di analisi statica lineare, il principio della redistribuzione del taglio che, in questi esempi non è applicato per semplicità, ma che, ai sensi della vigente normativa, è ammesso entro le seguenti condizioni:

- solai rigidi nel loro piano;
- redistribuzione piano per piano;
- rispetto dell'equilibrio globale di piano (il modulo e la posizione della forza risultante devono risultare invariati);
- il valore assoluto della variazione del taglio in ciascun pannello,  $\Delta V$ , deve soddisfare la relazione  $\Delta V \leq \max [0,25 |V| ; 0,1 |V_{\text{piano}}|]$ , dove  $V$  è il taglio nel pannello e  $V_{\text{piano}}$  è il taglio totale al piano nella direzione parallela al pannello.



# 8 EDIFICIO “A2”

## MURATURA ARMATA A DUE PIANI

### 8.1 AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA

#### 8.1.1 Determinazione dello spettro di risposta elastico

Si applicano gli spettri di risposta elastici già definiti al Capitolo 5.

#### 8.1.2 Determinazione dello spettro di progetto per lo SLU e SLD

Per le analisi svolte si utilizzano spettri di progetto definiti utilizzando un fattore di struttura pari a  $q = 3,75$ . Gli spettri di progetto per lo stato limite di danno e lo stato limite ultimo sono quelli definiti al Capitolo 5 nel caso di muratura armata e numero di piani pari o superiore a due.

### 8.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO

L'edificio è lo stesso già descritto al Capitolo 7, però realizzato con muratura armata anziché ordinaria e, pertanto, in ciascun maschio murario e nelle fasce di piano è inserita l'armatura minima secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per semplicità non è applicato il principio di gerarchia delle resistenze che avrebbe ulteriormente incrementato la duttilità della struttura.

#### 8.2.1 Pareti portanti esterne e pareti portanti interne

Le pareti portanti esterne sono realizzate con la seguente stratigrafia (dall'interno verso l'esterno):

- intonaco  $s = 1.5$  cm
- muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico  $s = 25$  cm
- isolante termico
- rivestimento in Lecablocco Architettonico Facciavista  $s = 12$  cm



Le pareti portanti interne sono realizzate con la seguente stratigrafia:

- intonaco  $s = 1.5$  cm su entrambe le facce
- muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico  $s = 25$  cm

### 8.3 MATERIALI

Tutte le grandezze meccaniche dei materiali corrispondono con quanto riportato al Capitolo 6.

## 8.4 CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI

### 8.4.1 Distanze, altezze dell'edificio

L'altezza dell'edificio in muratura, misurata dall'estradosso del piano terra all'imposta della falda del tetto, è di circa 6.0 m, per altro la normativa non pone limiti in altezza ad edifici con muratura armata.

### 8.4.2 Regolarità dell'edificio

Vale quanto già indicato al paragrafo 7.4.

### 8.4.3 Ulteriori requisiti

Gli ulteriori requisiti risultano rispettati tanto quanto lo sono al paragrafo 7.4.3 per lo stesso edificio in muratura ordinaria.

Circa la geometria di tutte le pareti nel caso di muratura armata realizzata con elementi artificiali le prescrizioni di normativa sono meno restrittive e si riassumono nel prospetto seguente.

**Prospetto 8.1 – Sintesi verifiche geometriche**

spessore minimo $t_{\min}$	$t_{\min} = 250 \text{ mm} > 240 \text{ mm}$
snellezza massima $(h_0/t)_{\max}$	$(h_0/t)_{\max} = 2.85/0.25 = 11.40 < 15$
rapporto minimo $(l/h)_{\min}$	qualsiasi

## 8.5 SCHEMA RESISTENTE E DELLE AREE DI INFLUENZA

Vale quanto già detto al paragrafo 7.5

## 8.6 ANALISI DEI CARICHI

Vale quanto già detto al paragrafo 7.6

## **8.7 COMBINAZIONI DI CARICO**

### **8.7.1 Calcolo dei carichi verticali sulle pareti e calcolo delle masse**

Vale quanto già detto al paragrafo 7.7

## **8.8 ANALISI STATICA NON LINEARE**

### **8.8.1 Modello a telaio equivalente**


Il telaio equivalente non è modificato rispetto a quanto riportato al capitolo 7, se non per il fatto che la modellazione del comportamento degli elementi di muratura tiene conto della presenza delle armature.

### **8.8.2 Esito delle analisi in Zona 1 e sottosuolo tipo D**

Il prospetto seguente riporta il confronto tra richiesta e capacità di spostamento per lo Stato Limite di Danno e per lo Stato Limite Ultimo, per ognuna delle 16 combinazioni di analisi. Tutti i risultati sono relativi alla Zona sismica 1 e su suolo di tipo D, la combinazione più gravosa prevedibile.

analisi	direzione sisma	Distribuzione forze orizzontali	direzione e verso sisma - eccentricità	Stato Limite di Danno		Stato limite Ultimo	
				richiesta di spostamento	capacità di spostamento	richiesta di spostamento	capacità di spostamento
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1	X	T	+X ; e >0	0,515	1,781	3,633	5,917
2		T	+X ; e <0	<b>0,522</b>	1,846	<b>3,665</b>	5,875
3		T	- X ; e >0	0,515	2,328	3,604	<b>7,257</b>
4		T	- X ; e <0	<b>0,522</b>	<b>2,378</b>	3,637	7,248
5		U	+X ; e >0	0,437	0,864	3,016	6,033
6		U	+X ; e <0	0,443	1,951	3,044	6,003
7		U	- X ; e >0	0,438	2,250	2,975	7,156
8		U	- X ; e <0	0,444	2,238	3,005	7,071
9	Y	T	+ Y ; e >0	0,152	0,587	0,381	1,748
10		T	+ Y ; e <0	0,152	0,586	0,381	1,763
11		T	- Y ; e >0	0,153	0,976	0,383	1,779
12		T	- Y ; e <0	0,153	1,031	0,383	1,779
13		U	+ Y ; e >0	0,132	0,526	0,331	1,724
14		U	+ Y ; e <0	0,132	0,534	0,331	1,732
15		U	- Y ; e >0	0,133	1,220	0,333	1,741
16		U	- Y ; e <0	0,133	1,220	0,333	1,742

Legenda

 Situazione più impegnativa per la struttura allo SLD e allo SLU

### Prospetto 8.2 - Confronto tra richiesta e capacità di spostamento allo SLD e SLU

Nel prospetto 8.2 sono evidenziate con campiture colorate le situazioni più impegnative per la struttura, quelle cioè in cui si ha una minore differenza relativa tra capacità e richiesta di spostamento. In grassetto, nello stesso prospetto, sono invece evidenziati i valori massimi ottenuti sia in termini di richiesta che di capacità di spostamento nei due stati limite. Come si vede non si ha necessariamente coincidenza tra situazioni in cui la struttura è più

impegnata rispetto alla propria capacità e situazioni in cui il valore della richiesta di spostamento è massima.

Si può notare che, allo stato limite di danno, la situazione in cui è relativamente minore la differenza tra capacità e richiesta di spostamento si ha nella condizione di sisma in direzione X e distribuzione delle forze orizzontali di tipo uniforme (analisi N. 5) . Per lo stato limite ultimo, invece, tale situazione si manifesta per sisma in direzione X e distribuzione triangolare (analisi N.2).

I massimi valori di richiesta e di capacità di spostamento si raggiungono con distribuzione di forze triangolare.

Nei paragrafi seguenti sono riportate le indicazioni relative ai tipi di danno (per deformazione, per sollecitazione – pressoflessionale e per sollecitazione tagliente) per l'analisi più impegnativa per lo stato limite ultimo (analisi di cui al N. 2) e per l'analisi più impegnativa per lo stato limite di danno (analisi N.5) della precedente tabella.

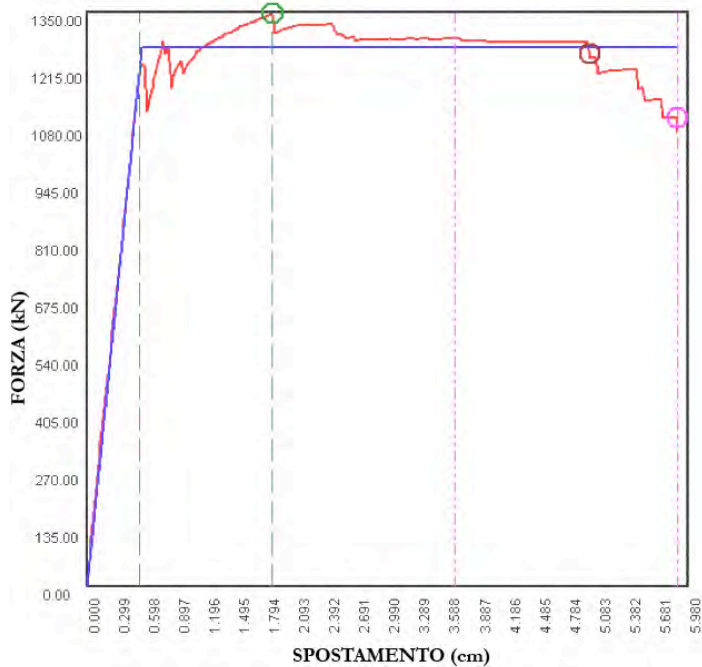
### **8.8.3 Analisi N. 2: situazione più impegnativa allo SLU**

Si riportano di seguito alcune tra le principali indicazioni risultanti dalla analisi N.2.

La verifica globale è riassunta dalla indicazione dei punti relativi agli stati limite sulla curva forza-spostamento, le altre immagini sono relative alla crisi degli elementi per deformazione angolare, per pressoflessione e per taglio.

#### **8.8.3.1 Curva di capacità**

La verifica globale individua, sulla curva forza-spostamento relativa alla specifica analisi, sia la massima capacità di spostamento del punto di controllo offerta dalla struttura in condizioni di SLU e di SLD, sia la richiesta di spostamento che l'azione sismica impone alla struttura nelle stesse condizioni di stato limite.



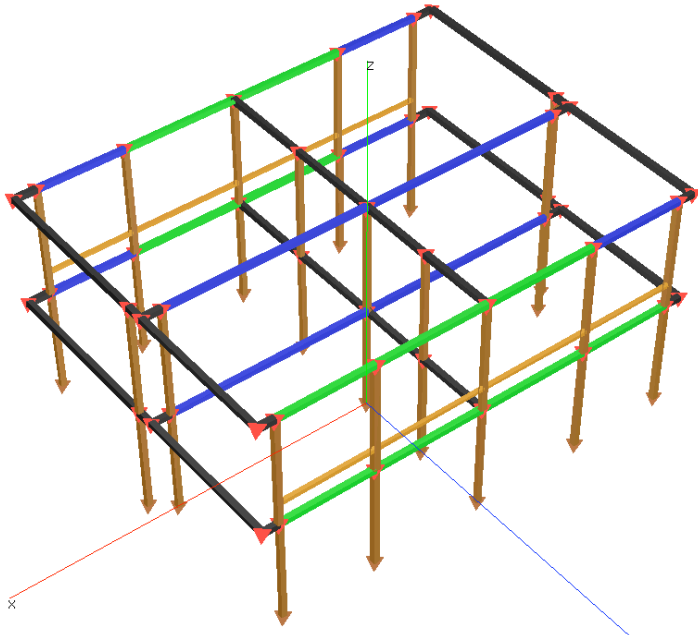
Legenda

- Curva di capacità della struttura
- Curva bilatera del sistema a 1 GdL equivalente
- ··· Capacità limite di spostamento allo SLU
- - - - Capacità limite di spostamento allo SLD
- - - Richiesta di spostamento allo SLU
- Richiesta di spostamento allo SLD

Figura 8.1 – Verifica globale per lo SL Ultimo e per lo SL di Danno

### 8.8.3.2 Drift limite nel piano principale

Il raggiungimento del drift limite è riportato sia per l'analisi allo stato limite di danno che allo stato limite ultimo.

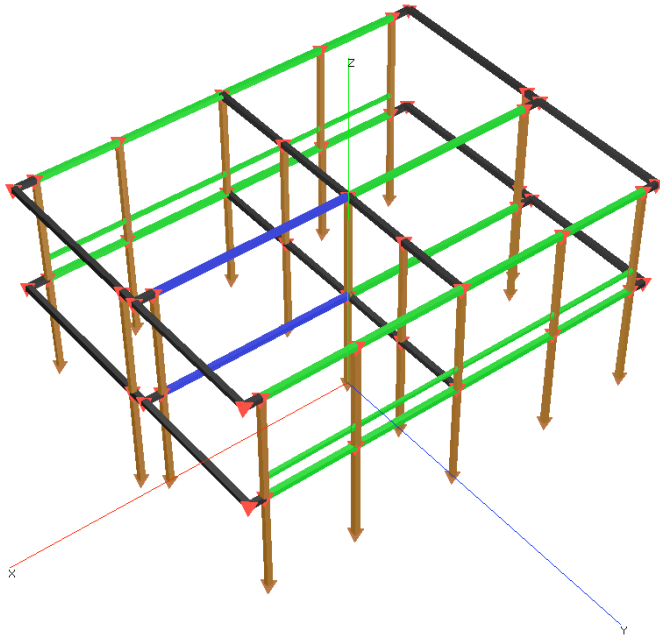


*Legenda*


 *Drift limite SLD*

**Figura 8.2 - Elementi con superamento del drift limite allo SLD**

Allo stato limite di danno nessun elemento è danneggiato per superamento del drift limite, lo stato limite è raggiunto per forza massima.



*Legenda*

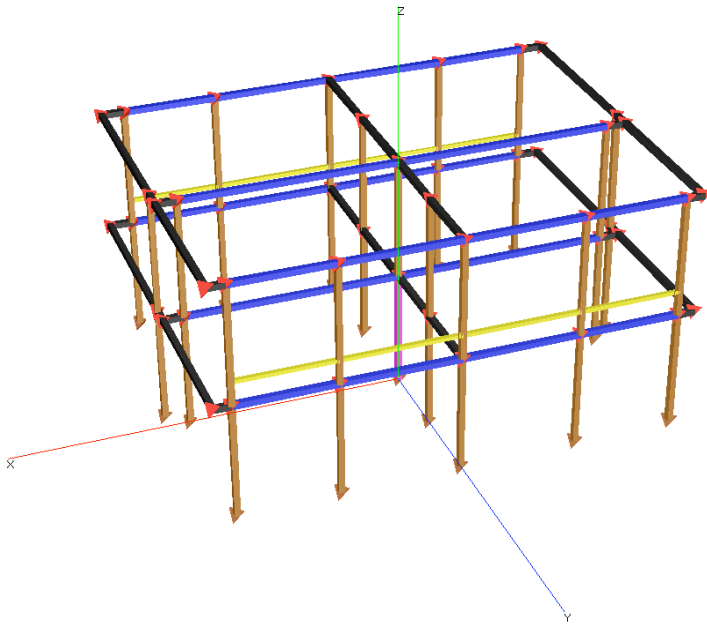
 *Drift limite SLU*

**Figura 8.3 - Elementi con superamento del drift limite allo SLU**

Allo stato limite ultimo nessun maschio murario è danneggiato per raggiungimento del drift limite. Risultano danneggiati invece gli elementi orizzontali (cordoli e fasce di piano) che potrebbero quindi essere oggetto di specifica valutazione con riprogettazione della armatura.

### **8.8.3.3 Rottura per presso flessione nel piano principale**

Ovviamente il quadro degli elementi che risultano danneggiati può essere facilmente modificato ridimensionandone opportunamente l'armatura (qui invece supposta sempre al minimo prescritto dalla normativa vigente).



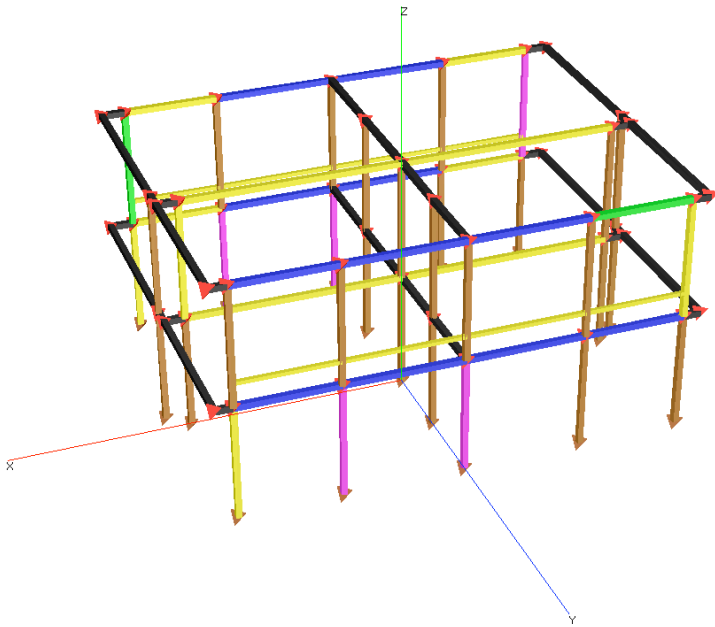
*Legenda*

- Rottura a pressoflessione estremo 1*
- Rottura a pressoflessione estremo 2*
- Rottura a pressoflessione estremi 1 e 2*

**Figura 8.4 - Primi elementi che subiscono rotture**

Il primo elemento soggetto a rottura è il maschio X07.



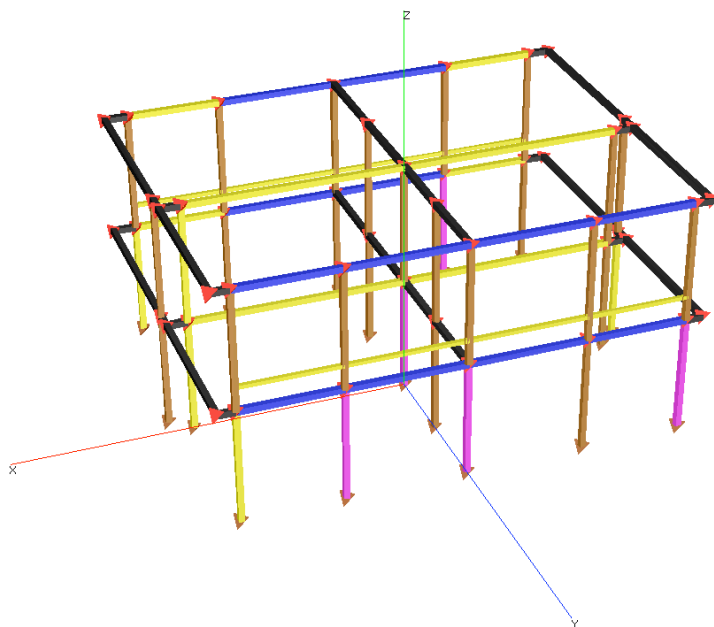


*Legenda*

- Rottura a pressoflessione estremo 1*
- Rottura a pressoflessione estremo 2*
- Rottura a pressoflessione estremi 1 e 2*

**Figura 8.5 - Elementi danneggiati allo SLD**

Risultano soggetti a rottura i maschi: X01, X03, X04, X05, X08, X09, X11, X12 e X13; sono pure soggetti a danneggiamento alcuni elementi orizzontali.



*Legenda*

- Rottura a pressoflessione estremo 1*
- Rottura a pressoflessione estremo 2*
- Rottura a pressoflessione estremi 1 e 2*

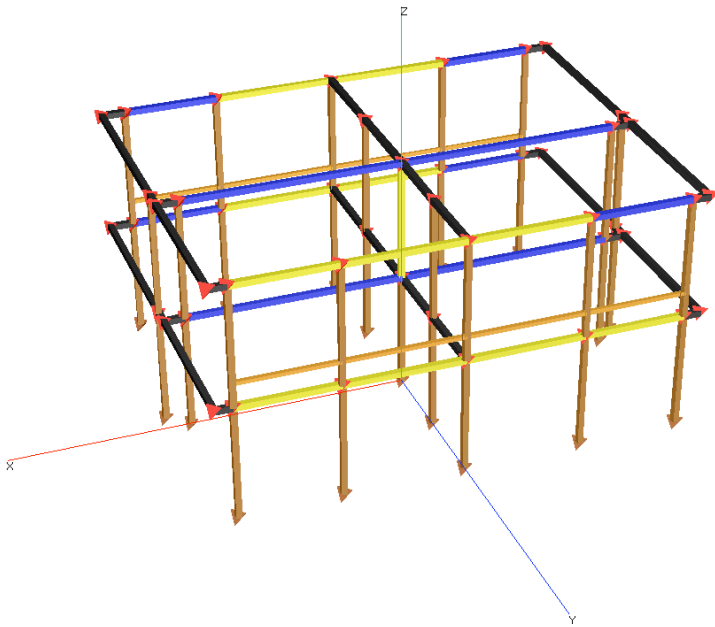
**Figura 8.6 - Elementi danneggiati allo SLU**

E' interessante notare come, anche in questo caso, risultino danneggiati anche elementi orizzontali quali i cordoli e le fasce di piano. Anche la distribuzione degli elementi danneggiati è significativa in quanto coinvolge vari maschi murari: X01, X03, X04, X05, X07, X08, X10 e X13.

Un opportuno ridimensionamento dell'armatura porterebbe ovviamente ad avere un quadro di danno diverso e un'ulteriore aumento della resistenza della struttura.

#### **8.8.3.4 Rottura per taglio nel piano principale**

E' interessante osservare come l'edificio in esame manifesti un buon comportamento nei confronti della sollecitazione a taglio quantunque l'armatura prevista sia quella minima disposta dalla normativa.

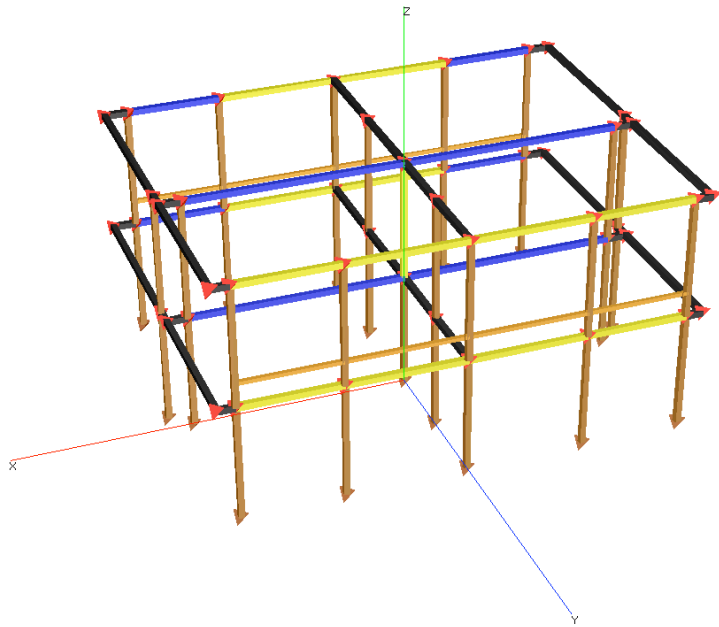


*Legenda*

- Rottura a taglio estremo 1*
- Rottura a taglio estremo 2*
- Rottura a taglio estremi 1 e 2*

**Figura 8.7 – Primi elementi che subiscono rotture**

L'elemento verticale che per primo è soggetto a rottura è il maschio X07.

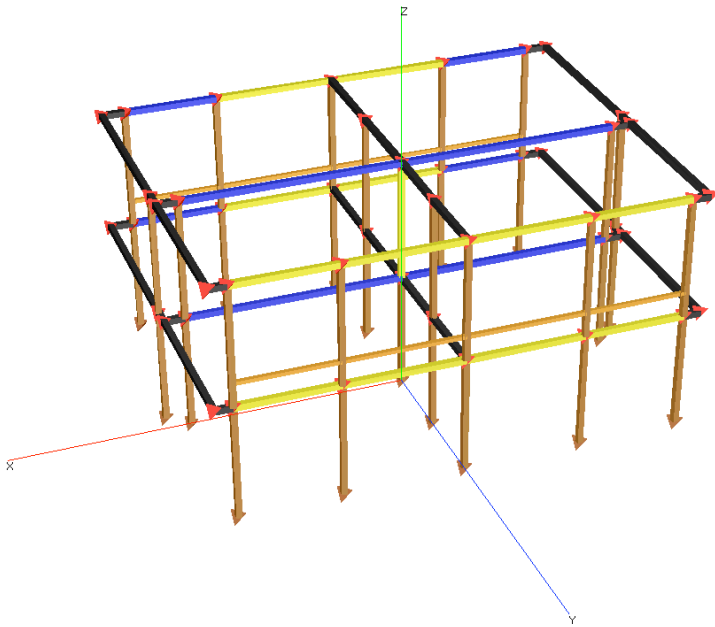


*Legenda*

- Rottura a taglio estremo 1*
- Rottura a taglio estremo 2*
- Rottura a taglio estremi 1 e 2*

**Figura 8.8 – Elementi danneggiati allo SLD**

Allo stato limite di danno un solo elemento verticale (il maschio X07) risulta danneggiato per sollecitazione a taglio.



*Legenda*

- Rottura a taglio estremo 1
- Rottura a taglio estremo 2
- Rottura a taglio estremi 1 e 2

**Figura 8.9 - Elementi danneggiati allo SLU**

Anche allo stato limite ultimo un solo elemento (si tratta ancora del maschio X07) risulta danneggiato per sollecitazione a taglio. Un opportuno dimensionamento delle armature risolverebbe, ovviamente, questo comportamento.

Osservando quindi complessivamente il comportamento della struttura si può riconoscere che le rotture nei maschi murari avvengono prevalentemente per deformazione e/o per sollecitazione pressoflessionale piuttosto che per sollecitazione a taglio, mostrando un comportamento più duttile della struttura.

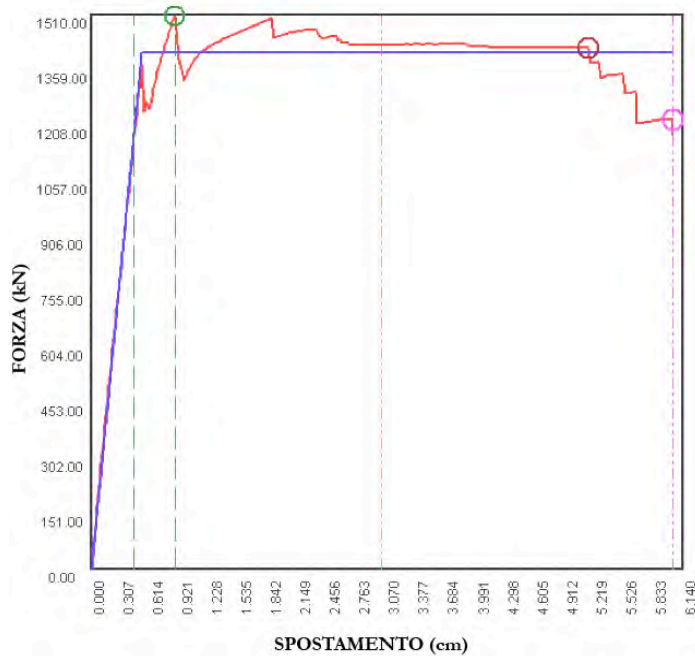
#### **8.8.4 Analisi N. 5: situazione più impegnativa allo SLD**

Si riportano di seguito alcune tra le principali indicazioni risultanti dalla analisi N. 5.

La verifica globale è riassunta dalla indicazione dei punti relativi agli stati limite sulla curva forza-spostamento, le altre immagini sono relative alla crisi degli elementi per deformazione angolare, per pressoflessione e per taglio.

### 8.8.4.1 Curva di capacità

La verifica globale individua, sulla curva forza-spostamento relativa alla specifica analisi, sia la massima capacità di spostamento del punto di controllo offerta dalla struttura in condizioni di SLU e di SLD, che la richiesta di spostamento che l'azione sismica impone alla struttura nelle stesse condizioni di stato limite.



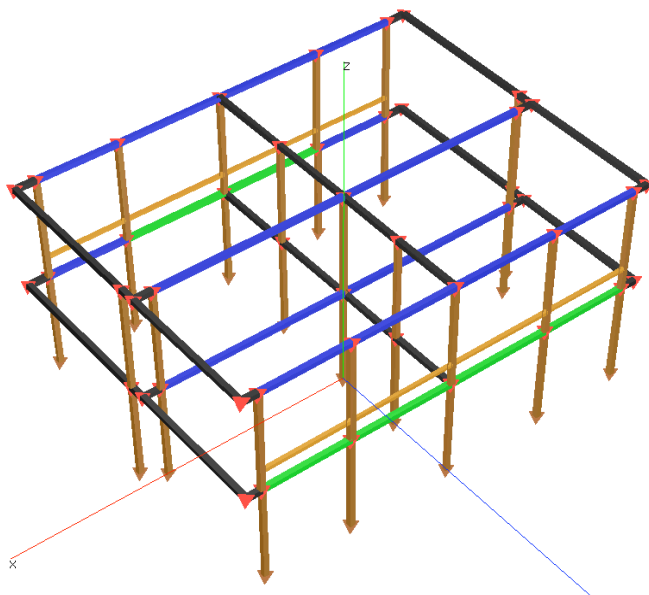
*Legenda*

- *Curva di capacità della struttura*
- *Curva bilatera del sistema a 1 GdL equivalente*
- ⊙ ··· *Capacità limite di spostamento allo SLU*
- ⊙ - - - *Capacità limite di spostamento allo SLD*
- - - *Richiesta di spostamento allo SLU*
- · - · - *Richiesta di spostamento allo SLD*

**Figura 8.10 – Verifica globale per lo SL Ultimo e per lo SL di Danno**

### 8.8.4.2 Drift limite nel piano principale

Il raggiungimento del drift limite è riportato sia per l'analisi allo stato limite di danno che per lo stato limite ultimo.

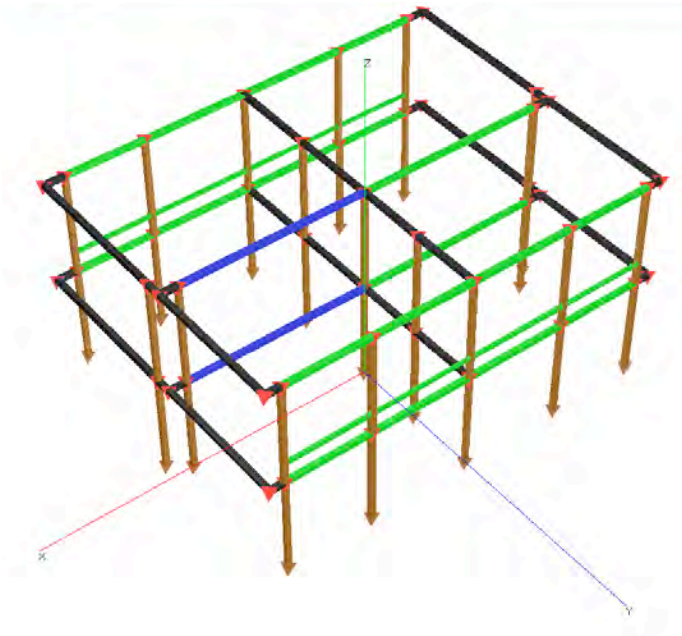


Legenda

 *Drift limite SLD*

**Figura 8.11 - Elementi con superamento del drift limite allo SLD**

Nessun elemento risulta danneggiato per drift limite allo SLD, pertanto lo SLD è raggiunto per forza massima e non per deformazione.



*Legenda*

 *Drift limite SLU*

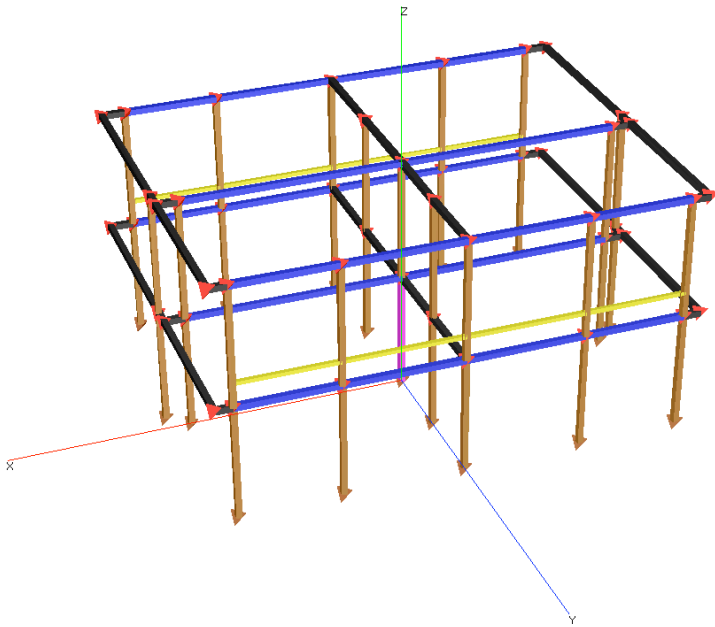
**Figura 8.12 - Elementi con superamento del drift limite allo SLU**

Gli unici elementi che raggiungono il drift limite allo SLU sono quelli orizzontali. Si dovrebbe quindi procedere ad un loro nuovo ridimensionamento.

### **8.8.4.3 Rottura per presso flessione nel piano principale**

Ovviamente il quadro degli elementi che risultano danneggiati allo stato limite ultimo può essere facilmente modificato ridimensionando opportunamente l'armatura degli elementi che è qui invece supposta sempre dimensionata al minimo prescritto dalla normativa vigente.



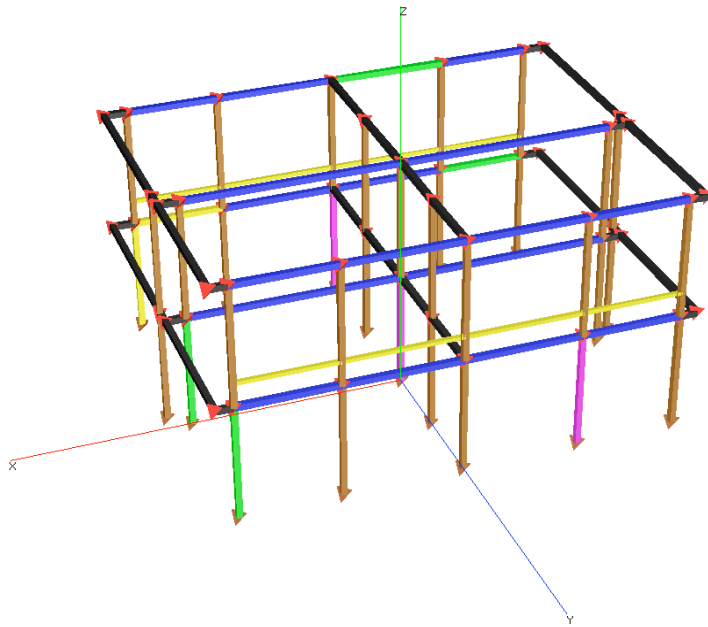


*Legenda*




- Rottura a pressoflessione estremo 1*
- Rottura a pressoflessione estremo 2*
- Rottura a pressoflessione estremi 1 e 2*

**Figura 8.13 – Primi elementi che subiscono rotture**

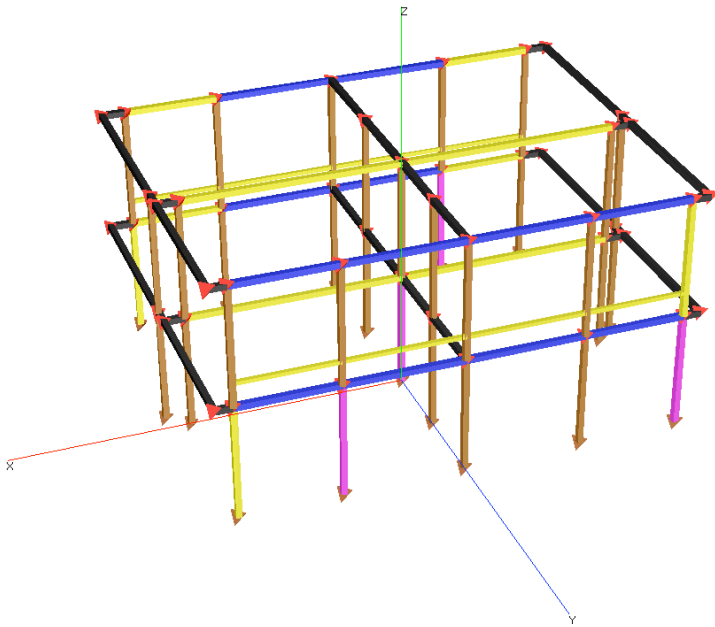
Il primo elemento soggetto a rottura per pressoflessione è il maschio X07.



*Legenda*

-  *Rottura a pressoflessione estremo 1*
-  *Rottura a pressoflessione estremo 2*
-  *Rottura a pressoflessione estremi 1 e 2*

**Figura 8.14 – Elementi danneggiati allo SLD**



*Legenda*

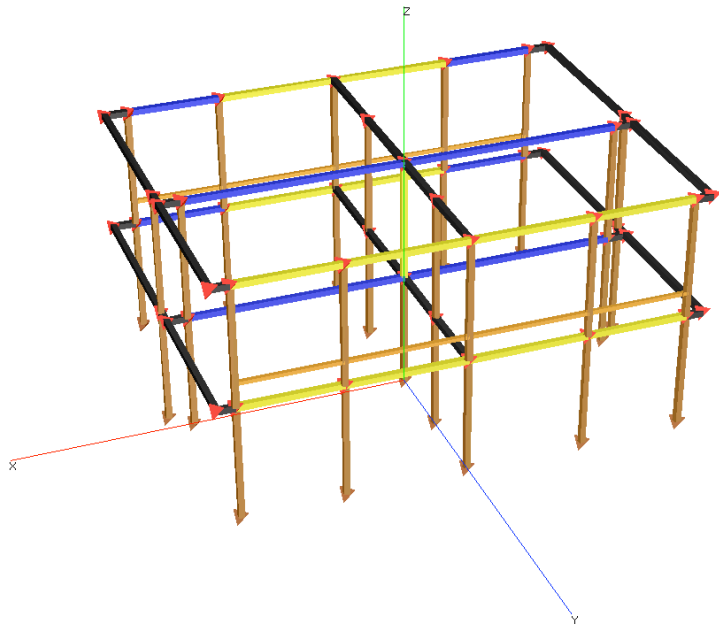
- Rottura a pressoflessione estremo 1*
- Rottura a pressoflessione estremo 2*
- Rottura a pressoflessione estremi 1 e 2*

**Figura 8.15 – Elementi danneggiati allo SLU**

Risultano danneggiati vari elementi orizzontali quali i cordoli e fasce di piano. Anche la distribuzione degli elementi maschi danneggiati è significativa in quanto coinvolge: X02, X05, X07, X08, X11 e X13.

#### **8.8.4.4 Rottura per taglio nel piano principale**

E' interessante osservare come l'edificio in esame manifesti un buon comportamento nei confronti della sollecitazione a taglio quantunque l'armatura prevista sia quella minima disposta dalla normativa.

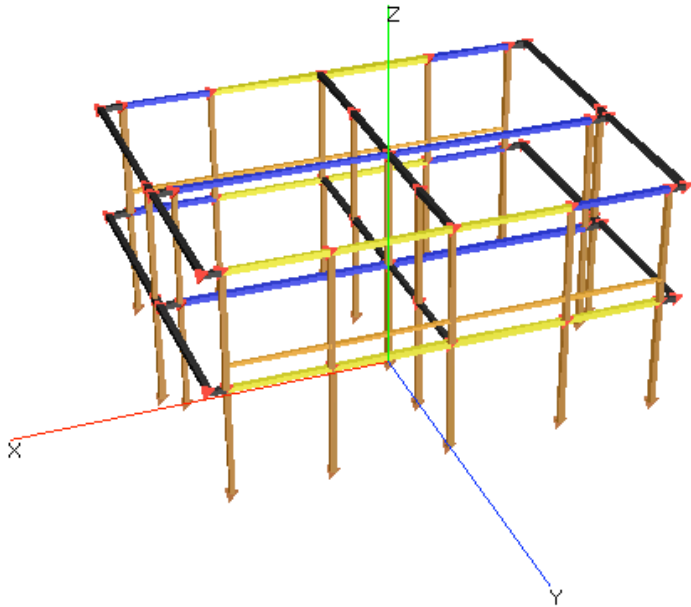


*Legenda*

- Rottura a taglio estremo 1*
- Rottura a taglio estremo 2*
- Rottura a taglio estremi 1 e 2*

**Figura 8.16 – Primi elementi che subiscono rotture**

Oltre agli elementi orizzontali è il maschio X07 a subire il danneggiamento a taglio per primo.

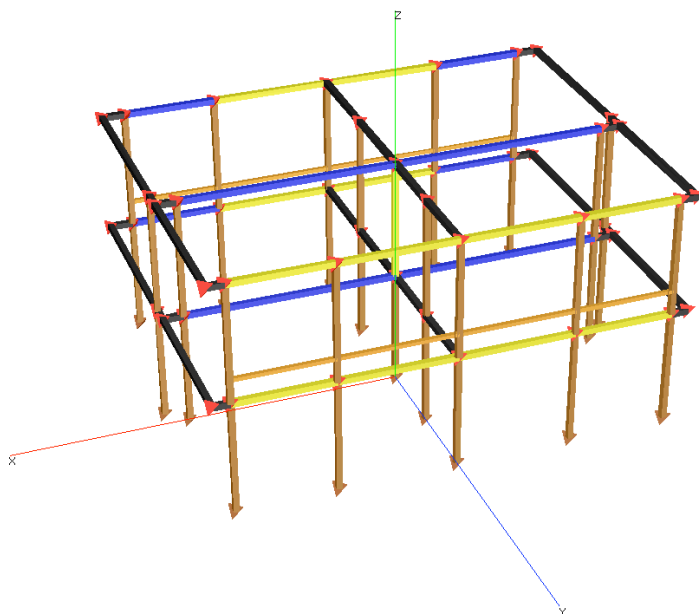


*Legenda*

- Rottura a taglio estremo 1*
- Rottura a taglio estremo 2*
- Rottura a taglio estremi 1 e 2*

**Figura 8.17 – Elementi danneggiati allo SLD**

Allo stato limite di danno nessun elemento maschio risulta danneggiato per sollecitazione a taglio.



*Legenda*

- Rottura a taglio estremo 1*
- Rottura a taglio estremo 2*
- Rottura a taglio estremi 1 e 2*

**Figura 8.18 – Elementi danneggiati allo SLU**

Allo stato limite ultimo l'unico elemento maschio danneggiato a taglio è l'X07.

### **8.8.5 Risultati generali dell'analisi statica non lineare**

Il Prospetto 8.3 sintetizza, per il caso di edificio in muratura armata, l'esito di tutte le verifiche svolte nelle quattro zone sismiche e per le tre categorie di terreno in ogni zona, utilizzando l'analisi statica non lineare.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	VERIFICATO
	B,C,E	0,19	VERIFICATO
	D	0,20	VERIFICATO
2	A	0,25	VERIFICATO
	B,C,E	0,31	VERIFICATO
	D	0,34	VERIFICATO
1	A	0,35	VERIFICATO
	B,C,E	0,44	VERIFICATO
	D	0,47	VERIFICATO

**Prospetto 8.3 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica non lineare)**

## 8.9 ANALISI STATICA LINEARE

Anche per edifici in muratura armata è ovviamente possibile sviluppare l'analisi statica lineare, ottenendo, oltretutto, apprezzabili risultati grazie alle evidenti risorse derivanti dalla possibilità di dimensionare opportunamente l'armatura dei pannelli murari.

Il seguente prospetto è relativo al quantitativo minimo obbligatorio di armatura, quantitativi di armatura adeguatamente riproporzionati avrebbero certamente migliorato il quadro di idoneità.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	VERIFICATO
	B,C,E	0,19	VERIFICATO
	D	0,20	VERIFICATO
2	A	0,25	VERIFICATO
	B,C,E	0,31	VERIFICATO
	D	0,34	VERIFICATO
1	A	0,35	VERIFICATO
	B,C,E	0,44	NON VERIFICATO
	D	0,47	NON VERIFICATO

**Prospetto 8.4 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica lineare)**

Confrontando i contenuti del prospetto 8.4 con il precedente prospetto 8.3 si evidenzia come il ricorso all'analisi statica non lineare consenta di raggiungere un maggiore numero di esiti positivi della verifica estendendosi alla Zona 1 con terreno D, invece che alla Zona 1 con suolo di tipo A come si ricava dall'analisi statica lineare.

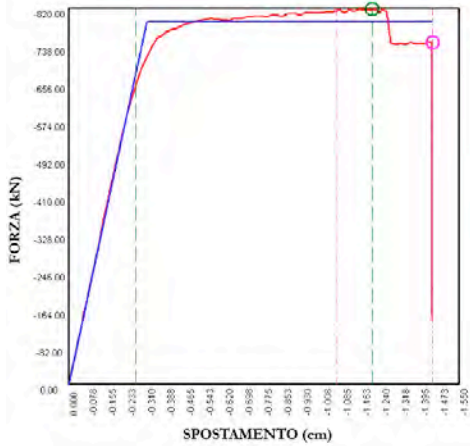
### **8.10 CONFRONTO TRA IL COMPORTAMENTO DELLA MURATURA ORDINARIA E DELLA MURATURA ARMATA**

E' interessante fare un confronto tra le curve forza-spostamento della stessa struttura realizzata ora in muratura ordinaria e ora in muratura armata.

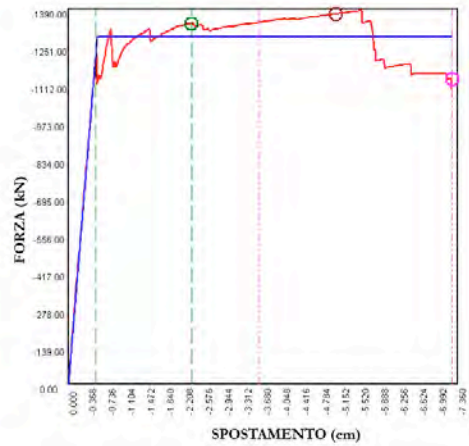
La figura seguente mette a confronto le curve di capacità per le due soluzioni, entrambe relative alla analisi N. 3, sia pure riferite a zone sismiche diverse e quindi non confrontabili per quanto riguarda la richiesta di spostamento ai due stati limite.









### **muratura ordinaria**



### **muratura armata**



#### *Legenda*

-  *Curva di capacità della struttura*
-  *Curva bilatera del sistema a 1 GdL equivalente*
-  *Capacità limite di spostamento allo SLU*
-  *Capacità limite di spostamento allo SLD*
-  *Richiesta di spostamento allo SLU*
-  *Richiesta di spostamento allo SLD*

**Figura 8.19 – Confronto della curva di capacità per edificio in muratura ordinaria (A1) ed edificio in muratura armata (A2)**

Dal confronto delle curve di capacità di spostamento, entrambe riferite allo stesso tipo di forze orizzontali (direzione +X, eccentricità  $e < 0$  e distribuzione “triangolare”), per le due soluzioni costruttive si può notare che lo spostamento ultimo nel caso di muratura ordinaria è pari a circa 1,4 cm, correlato ad una forza ( $0,7 F_{max}$ ) di circa 570 kN, mentre nel caso di muratura armata lo spostamento ultimo è superiore a 7 cm e correlato ad una forza ( $0,7 F_{max}$ ) pari a circa 970 kN.

In questa analisi è quindi evidente la duttilità decisamente maggiore offerta dalla soluzione a muratura armata.





# 9 EDIFICIO “B”

## MURATURA ORDINARIA AD UN PIANO

### 9.1 AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA

#### 9.1.1 Determinazione dello spettro di risposta elastico

Si applicano gli spettri di risposta elastici già definiti al Capitolo 5.

#### 9.1.2 Determinazione dello spettro di progetto per lo SLU e SLD

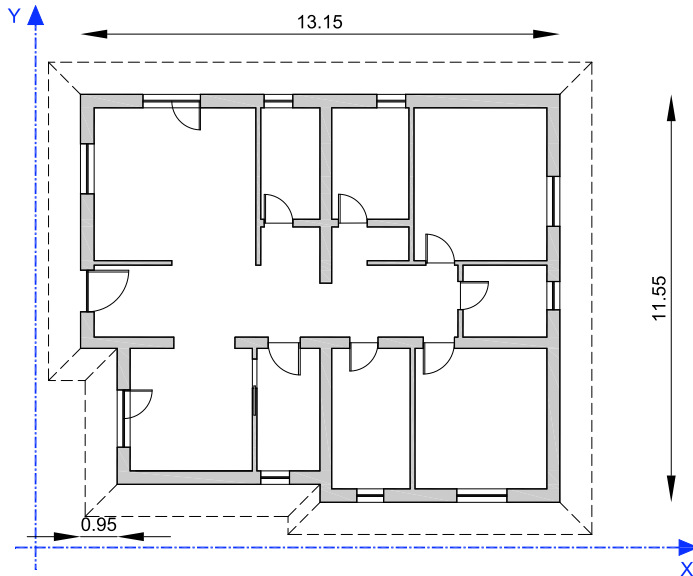
Per le analisi statiche lineari si utilizzano spettri di progetto definiti utilizzando un fattore di struttura pari a  $q = 2,8$ . Gli spettri di progetto per lo stato limite ultimo e lo stato limite di danno sono quelli definiti ai paragrafi 5.2 e 5.3 nel caso di muratura ordinaria ed edificio ad un piano.

### 9.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO

L'edificio, adibito a civile abitazione, è costituito da un piano fuori terra con struttura in muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico (spessore di 25 cm). L'altezza d'interpiano è di circa 3 m.

La pianta dell'edificio è approssimativamente quadrata.

In Figura 9.1 si riporta la pianta del piano terra.



**Figura 9.1 - Pianta piano terra**

### 9.2.1 Pareti portanti esterne e pareti portanti interne

Le pareti portanti esterne sono realizzate con la seguente stratigrafia (dall'interno verso l'esterno):

- intonaco  $s = 1.5$  cm
- muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico  $s = 25$  cm
- isolante termico
- rivestimento in Lecablocco architettonico faccia a vista  $s = 12$  cm

Le pareti portanti interne sono realizzate con la seguente stratigrafia:

- intonaco  $s = 1.5$  cm su entrambe le facce
- muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico  $s = 25$  cm

## 9.3 MATERIALI

Tutte le grandezze meccaniche dei materiali corrispondono con quanto riportato al Capitolo 6.

## 9.4 CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI

### 9.4.1 Distanze, altezze dell'edificio

L'altezza dell'edificio in muratura, misurata dall'estradosso del piano terra all'imposta della falda del tetto, è di circa 3.0 m ed è inferiore alle altezze massime consentite per edifici con struttura in muratura ordinaria.

### 9.4.2 Regolarità dell'edificio

L'edificio analizzato possiede caratteristiche di semplicità ed iperstaticità.

L'edificio risulta regolare in altezza ma non in pianta.

L'edificio non si può ritenere regolare in pianta in quanto, la configurazione in pianta non risulta, ad una stima qualitativa, compatta ed approssimativamente simmetrica rispetto ai due assi ortogonali in relazione alla distribuzione di masse e rigidità.

Sono invece rispettate le altre condizioni di regolarità in pianta, in quanto:

- il rapporto tra i lati di un rettangolo, in cui l'edificio è inscritto, è pari a:  
 $L_1/L_2 = 13.15/11.15 = 1.18 < 4$
- La dimensione dei rientri non supera il 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro:  $R_1/L_2 \cdot 100 = 0.95/13.15 \cdot 100 = 7.2\% < 25\%$ .

I solai si possono considerare infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

L'edificio è regolare in altezza in quanto tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio.

### 9.4.3 Ulteriori requisiti

Le strutture costituenti gli orizzontamenti e le coperture non sono spingenti.

I solai previsti assolvono pienamente la funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le varie pareti portanti e garantiscono un adeguato comportamento a diaframma. Inoltre, la distanza tra due solai successivi è inferiore ai 5 m.

La geometria di tutte le pareti, al netto dell'intonaco, rispetta i requisiti normativi nel caso di muratura ordinaria realizzata con elementi artificiali:

**Prospetto 9.1 - Sintesi verifiche geometriche**

spessore minimo $t_{\min}$	$t_{\min} = 250 \text{ mm} > 240 \text{ mm}$
snellezza massima $(h_0/t)_{\max}$ :	$(h_0/t)_{\max} = 2.88/0.25 = 11.5 < 12$
rapporto minimo $(l/h)_{\min}$ :	$(l/h)_{\min} = (110/275) = 0.4 \quad 0.4 \text{ (porte finestre)}$

dove

- $t$  indica lo spessore della parete,
- $h_0$  indica l'altezza di libera inflessione della parete,
- $h$  indica l'altezza massima delle aperture adiacenti alle pareti,
- $l$  indica la larghezza della parete.

## 9.5 SCHEMA RESISTENTE E AREE DI INFLUENZA

Lo schema resistente è composto da 14 elementi murari portanti disposti in direzione X (indicati con X1, X2, X3,...) e da 10 posti in direzione Y (Y1, Y2, Y3,...).

Nelle figure 9.2 e 9.3 sono riportate le piante del piano sottotetto e della copertura dell'edificio con indicate le aree di solaio gravanti sulle murature del piano terra.

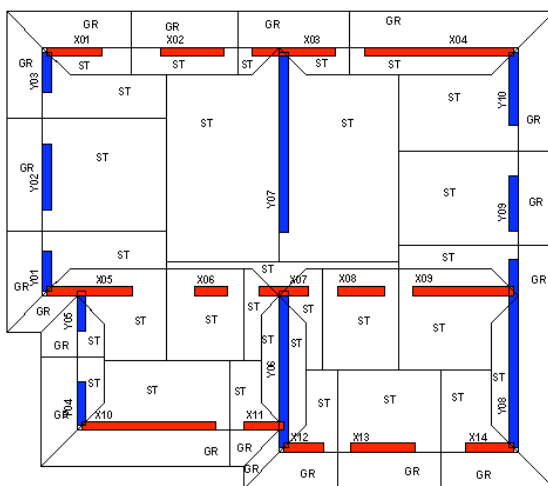


Figura 9.2 - Pianta piano primo – Aree di solaio gravanti sui maschi murari del piano terra

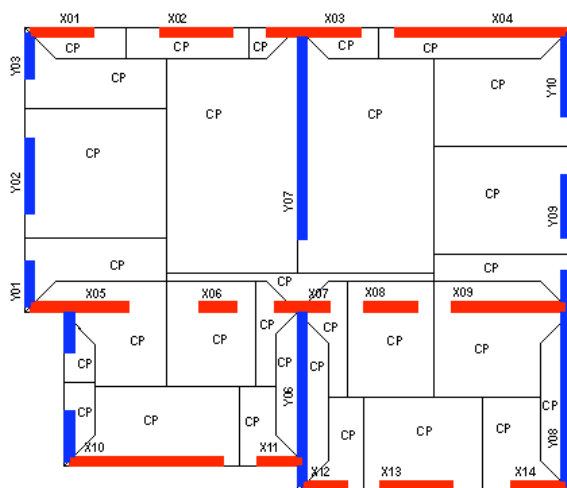


Figura 9.3 - Pianta piano copertura – Aree di solaio gravanti sui maschi murari del piano terra

Si è attribuito anche ai setti murari posti in direzione parallela a quella dell'orditura dei travetti, una quota di solaio valutata pari a una striscia di larghezza pari a 50 cm (interasse tra i travetti).

L'area dell'impalcato intermedio è pari a 139.18 m<sup>2</sup>, mentre l'area della copertura comprensiva della gronda è pari a 191.78 m<sup>2</sup>. Le percentuali di muratura resistente lungo X e lungo Y sono rispettivamente pari a:

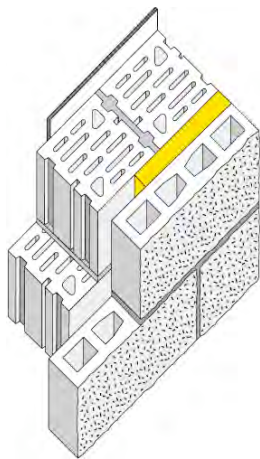
$$\rho_x = \frac{\text{Area}_{\text{pareti,X}}}{\text{Area}_{\text{impalcato}}} = \frac{6.86}{139.18} = 4.93\%$$

$$\rho_y = \frac{\text{Area}_{\text{pareti,X}}}{\text{Area}_{\text{impalcato}}} = \frac{6.08}{139.18} = 4.37\%$$

## 9.6 ANALISI DEI CARICHI

Si assumono i valori caratteristici per unità di superficie di seguito indicati:

### Muratura perimetrale



#### Stratigrafia

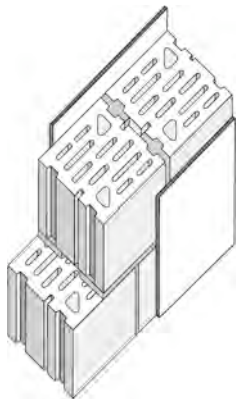
(dall'interno verso l'esterno)

5. Intonaco (sp. = 1,5 cm)
6. Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)
7. Strato isolante (sp. = 8 cm)
8. Lecablocco Architettonico Facciavista (sp. = 12 cm)

Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)	= 2.50 kN/m <sup>2</sup>
Strato isolante (sp. = 8 cm)	= 0.03 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Architettonico Facciavista (sp. = 12 cm)	= 1.85 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 4.63 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale</b> (riferito al solo spessore di muratura portante sp.=25 cm)	<b>= 18.5 kN/m<sup>3</sup></b>



## Muratura interna



### Stratigrafia

4. Intonaco (sp. = 1,5 cm)
5. Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)
6. Intonaco (sp. = 1,5 cm)

Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)	= 2.50 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 3.00 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale</b> (riferito al solo spessore di muratura portante sp.=25 cm)	<b>= 12.0 kN/m<sup>3</sup></b>

### Solaio di sottotetto

Doppio strato di isolante termico (sp. 6 cm)	= 0.02 kN/m <sup>2</sup>
Solaio (sp. = 22+4 cm)	= 3.40 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
Incidenza muri di sottotetto (carico uniformemente distribuito equivalente)	= 0.50 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 4.22 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili	= 1.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi</b>	<b>= 5.22 kN/m<sup>2</sup></b>

### Copertura

Manto di copertura (tegole marsigliesi)	= 0.40 kN/m <sup>2</sup>
Impermeabilizzazione	= 0.02 kN/m <sup>2</sup>
Listelli in legno	= 0.04 kN/m <sup>2</sup>
Solaio (sp. = 16+4 cm)	= 2.85 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 3.61 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale carichi permanenti proiettati su superficie orizzontale</b>	<b>= 3.82 kN/m<sup>2</sup></b>

Azioni variabili (neve)	= 1.28 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi proiettati su sup. orizzontale</b>	<b>= 5.10 kN/m<sup>2</sup></b>

### Gronda

Manto di copertura (tegole marsigliesi)	= 0.40 kN/m <sup>2</sup>
Impermeabilizzazione	= 0.02 kN/m <sup>2</sup>
Listelli in legno	= 0.04 kN/m <sup>2</sup>
Soletta in c.a. (sp. = 15 cm)	= 3.75 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 4.51 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale carichi permanenti proiettati su superficie orizzontale</b>	<b>= 4.78 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili (neve)	= 1.28 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi proiettati su sup. orizzontale</b>	<b>= 6.06 kN/m<sup>2</sup></b>

### Vento

In pressione	= 0.50 kN/m <sup>2</sup>
In depressione	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 0.75 kN/m<sup>2</sup></b>

## 9.7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono le stesse adottate al paragrafo 7.7.

### 9.7.1 Calcolo dei carichi verticali sulle pareti

#### Muratura

Peso proprio muratura portante interna ( $G_{k1}$ )	<b>12.00 kN/m<sup>3</sup></b>
Peso proprio muratura portante esterna ( $G_{k1}$ )	<b>18.50 kN/m<sup>3</sup></b>

#### Copertura + sottotetto

Totale carichi permanenti copertura ( $G_{k3}$ )	3.82 kN/m <sup>2</sup>
Totale carichi permanenti sottotetto ( $G_{k4}$ )	4.22 kN/m <sup>2</sup>
Azioni variabili copertura (neve) ( $Q_{k3}$ )	$Q_{k3} \cdot \psi_{23} = 1.28 \cdot 0.20 = 0.26$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>8.30 kN/m<sup>2</sup></b>

#### Gronda

Totale carichi permanenti copertura ( $G_{k5}$ )	4.78 kN/m <sup>2</sup>
Azioni variabili copertura (neve) ( $Q_{k5}$ )	$Q_{k3} \cdot \psi_{23} = 1.28 \cdot 0.20 = 0.26$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>5.04 kN/m<sup>2</sup></b>

## Vento

In pressione ( $Q_{k8}$ )	$Q_{k8} \cdot \psi_{28} = 0.50 \cdot 0.0 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
In depressione ( $Q_{k9}$ )	$Q_{k9} \cdot \psi_{29} = 0.25 \cdot 0.0 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
<b>Totale</b>	<b>0.00 kN/m<sup>2</sup></b>

### 9.7.2 Calcolo delle masse

Si adottano i criteri già espressi al paragrafo 7.7.2.

## Muratura

Muratura interna ( $G_{k1}$ )	$G_{k1}/g = 12.0/9.81 = \mathbf{1.223 \text{ t/m}^3}$
Muratura esterna ( $G_{k1}$ )	$G_{k1}/g = 18.5/9.81 = \mathbf{1.885 \text{ t/m}^3}$

## Copertura + sottotetto

Totale carichi permanenti copertura ( $G_{k3}$ )	$G_{k3}/g = 3.82/9.81 = 0.389 \text{ t/m}^2$
Totale carichi permanenti sottotetto ( $G_{k4}$ )	$G_{k4}/g = 4.22/9.81 = 0.430 \text{ t/m}^2$
Sovraccarico acc. copertura (neve) ( $Q_{k3}$ )	$Q_{k3}/g \cdot \psi_{23} \cdot \varphi_3 = 1.28/9.81 \cdot 0.20$ $1 = 0.026 \text{ t/m}^2$
<b>Totale</b>	<b>0.845 t/m<sup>2</sup></b>

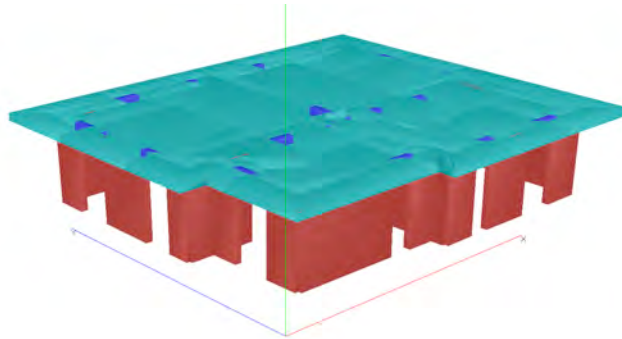
## Gronda

Totale carichi permanenti copertura ( $G_{k5}$ )	$G_{k3}/g = 4.78/9.81 = 0.487 \text{ t/m}^2$
Sovraccarico acc. copertura (neve) ( $Q_{k5}$ )	$Q_{k3}/g \cdot \psi_{23}^* \cdot \varphi_3 = 1.28/9.81 \cdot 0.20 \cdot 1 =$ $= 0.026 \text{ t/m}^2$
<b>Totale</b>	<b>0.513 t/m<sup>2</sup></b>

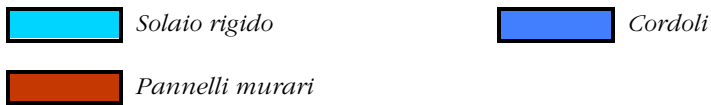
## 9.8 ANALISI STATICA NON LINEARE

### 9.8.1 Modello a telaio equivalente

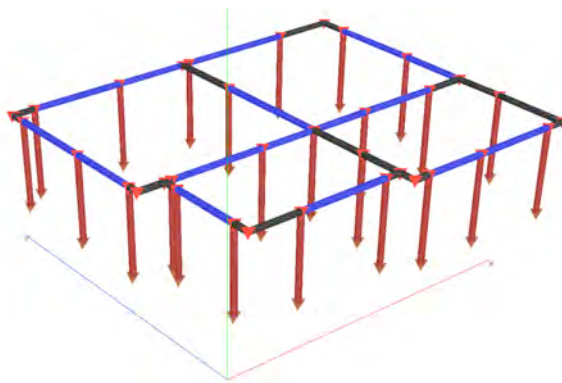
La struttura resistente costituita da murature portanti, cordoli e solai è rappresentata nell'immagine tridimensionale di figura 9.4; il modello a telaio equivalente spaziale analizzato è rappresentato in figura 9.5.



*Legenda*

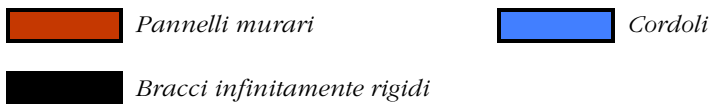


**Figura 9.4 - Rendering 3D della struttura analizzata**



**Figura 9.5 - Schema a telaio equivalente analizzato**

*Legenda*



### **9.8.2 Esito delle analisi in Zona 2 e sottosuolo tipo BCE**

Di seguito si riporta un prospetto con il confronto tra richiesta e capacità di spostamento, sia allo SLD che allo SLU, per alcune delle più significative analisi per la Zona sismica 2 e su suolo di tipo BCE.

analisi	direzione sisma	Distribuzione forze orizzontali	direzione e verso sisma - eccentricità	Stato Limite di Danno		Stato limite Ultimo	
				richiesta di spostamento	capacità di spostamento	richiesta di spostamento	capacità di spostamento
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1	X	T	+X ; e >0	0,064	0,851	0,458	1,084
2		T	-X ; e <0	0,060	0,848	0,445	1,090
3	Y	T	+Y ; e >0	0,062	0,860	0,370	1,096
4		T	-Y ; e <0	0,069	0,820	0,422	1,104

**Prospetto 9.2 – Confronto tra richiesta e capacità di spostamento allo SLD e SLU**

### 9.8.3 Risultati generali analisi statica non lineare

Il prospetto seguente sintetizza l'esito di tutte le verifiche svolte nelle quattro zone sismiche e per le tre categorie di terreno in ogni zona, utilizzando l'analisi statica non lineare.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	VERIFICATO
	B,C,E	0,19	VERIFICATO
	D	0,20	VERIFICATO
2	A	0,25	VERIFICATO
	B,C,E	0,31	VERIFICATO
	D	0,34	NON VERIFICATO
1	A	0,35	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,44	NON VERIFICATO
	D	0,47	NON VERIFICATO

**Prospetto 9.3 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica non lineare)**

## 9.9 RISULTATI GENERALI ANALISI STATICA LINEARE

La struttura, analizzata con il metodo dell'analisi statica lineare, tramite lo studio del comportamento di un telaio equivalente fornisce il seguente quadro di idoneità.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	VERIFICATO
	B,C,E	0,19	NON VERIFICATO
	D	0,20	NON VERIFICATO
2	A	0,25	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,31	NON VERIFICATO
	D	0,34	NON VERIFICATO
1	A	0,35	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,44	NON VERIFICATO
	D	0,47	NON VERIFICATO

Prospetto 9.4 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica lineare)



# 10 EDIFICIO “C”

## MURATURA ORDINARIA A DUE PIANI

### 10.1 AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA

#### 10.1.1 Determinazione dello spettro di risposta elastico

Si applicano gli spettri di risposta elastici già definiti al Capitolo 5.

#### 10.1.2 Determinazione dello spettro di progetto per lo SLU e SLD

Per le analisi statiche lineari si utilizzano spettri di progetto definiti utilizzando un fattore di struttura pari a  $q = 3,6$ . Gli spettri di progetto per lo stato limite ultimo e lo stato limite di danno sono quelli definiti ai paragrafi 5.2 e 5.3 nel caso di muratura ordinaria e numero di piani pari o superiore a due.

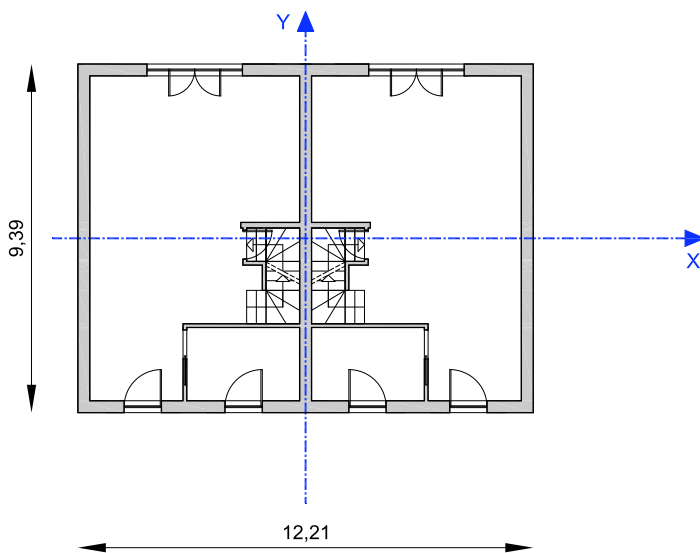
### 10.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO

L'edificio, adibito a civile abitazione, è costituito da un piano interrato in c.a. e da due piani fuori terra con struttura in muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico dello spessore di 25 cm. L'altezza di interpiano è di circa 3 m. La pianta dell'edificio è rettangolare. Il lato lungo ha direzione coincidente con quello dell'asse X del riferimento globale ed il lato corto è diretto come l'asse Y di tale riferimento.

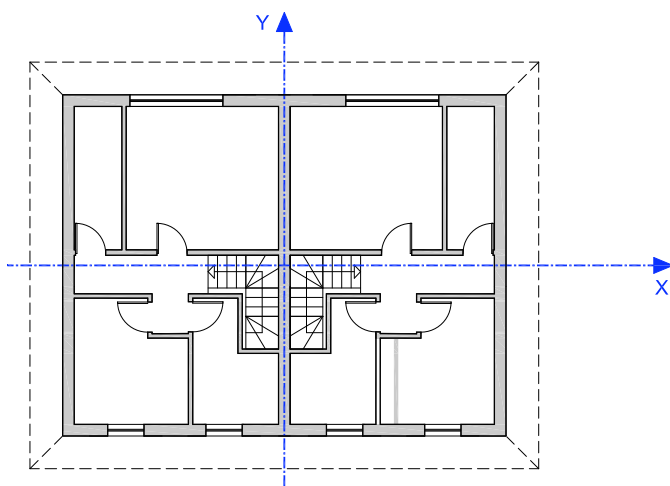
L'edificio è costituito da due appartamenti che si sviluppano su due piani.

Nella Figura 10.1 e 10.2 si riporta la pianta del piano terra e del piano primo.





**Figura 10.1 - Pianta piano terra**



**Figura 10.2 - Pianta piano primo**

### **10.2.1 Pareti portanti esterne e pareti portanti interne**

Le pareti portanti esterne sono realizzate con la seguente stratigrafia (dall'interno verso l'esterno):

- intonaco  $s = 1.5$  cm
- muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico  $s = 25$  cm

- isolante termico
  - rivestimento in Lecablocco Architettonico Facciavista s = 12 cm
- Le pareti portanti interne sono realizzate con la seguente stratigrafia:
- intonaco s = 1.5 cm su entrambe le facce
  - muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico s = 25 cm

### **10.3 MATERIALI**

Tutte le grandezze meccaniche dei materiali corrispondono con quanto riportato al Capitolo 6.

### **10.4 CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI**

#### **10.4.1 Distanze, altezze dell'edificio**

L'altezza dell'edificio in muratura, misurata dall'estradosso del piano terra all'imposta della falda del tetto, è di circa 6.0 m ed è inferiore alle altezze massime consentite per edifici con struttura in muratura ordinaria.

#### **10.4.2 Regolarità dell'edificio**

L'edificio analizzato possiede caratteristiche di semplicità, simmetria, iperstaticità e regolarità.

In particolare, l'edificio risulta regolare sia in pianta che in altezza.

L'edificio si può ritenere regolare in pianta in quanto le seguenti condizioni sono rispettate:

- la configurazione in pianta dell'edificio risulta, ad una stima qualitativa, compatta ed approssimativamente simmetrica rispetto ai due assi ortogonali in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è pari a:  $L_1/L_2 = 12.21/9.39 = 1.30 < 4$
- i solai si possono considerare infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

L'edificio è anche regolare in altezza in quanto tutte le seguenti prescrizioni sono rispettate:

- tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio.
- massa e rigidezza rimangono pressoché costanti dalla base alla cima dell'edificio. In particolare, le variazioni di massa da un piano all'altro non superano il 25%:  $(m_{c,s}/m_2 - 1) \cdot 100 = 14 \% < 25\%$  ; dove  $m_2$  è la massa del secondo piano e  $m_{c,s}$  è la massa della copertura e del sottotetto;
- la rigidezza rimane costante da un piano al sovrastante.
- in altezza, non ci sono restringimenti della sezione dell'edificio.

### 10.4.3 Ulteriori requisiti

Le strutture costituenti gli orizzontamenti e le coperture non sono spingenti. I solai previsti assolvono pienamente la funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le varie pareti portanti e garantiscono un adeguato comportamento a diaframma. Inoltre, la distanza tra due solai successivi è inferiore ai 5 m.

La geometria di tutte le pareti, al netto dell'intonaco, rispetta i requisiti normativi nel caso di muratura ordinaria realizzata con elementi artificiali:

**Prospetto 10.1 - Sintesi verifiche geometriche**

spessore minimo $t_{\min}$		$t_{\min} = 250 \text{ mm} > 240 \text{ mm}$
snellezza massima $(h_0/t)_{\max}$		$(h_0/t)_{\max} = 2.85/0.25 = 11.40 < 12$
rapporto minimo $(l/h)_{\min}$	piano terra	$(l/h)_{\min} = (115/175) = 0.65 > 0.4$ in presenza di finestre
		$(l/h)_{\min} = (115/285) = 0.403 > 0.4$ in presenza di porte finestre
	piani in elevazione	$(l/h)_{\min} = (115/175) = 0.65 > 0.4$ in presenza di finestre

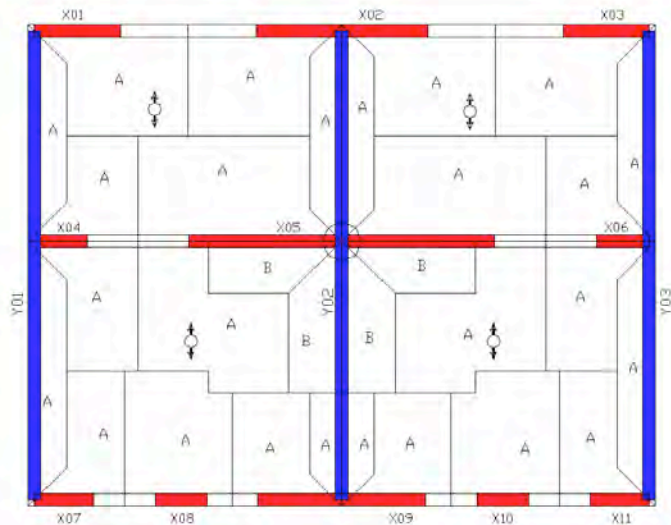
dove

- $t$  indica lo spessore della parete,
- $h_0$  indica l'altezza di libera inflessione della parete,
- $h$  indica l'altezza massima delle aperture adiacenti alle pareti,
- $l$  indica la larghezza della parete.

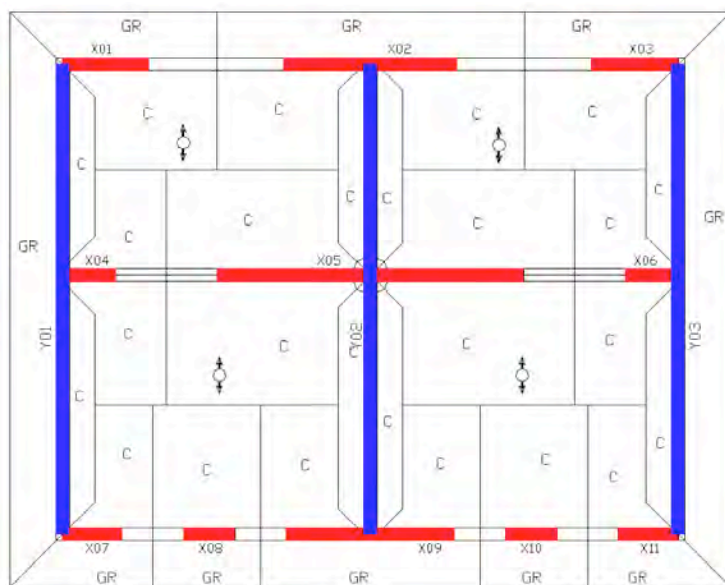
### 10.5 SCHEMA RESISTENTE E AREE DI INFLUENZA

Lo schema resistente risulta composto da 11 elementi murari portanti disposti in direzione X (indicati con X01, X02, X03,...) e da 3 posti in direzione Y (Y01, Y02, Y03).

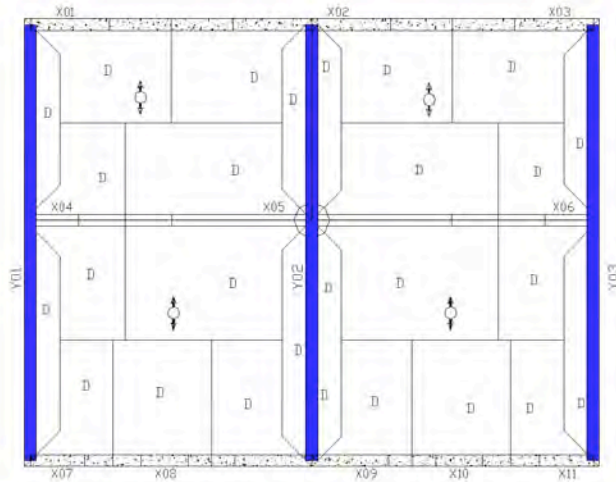
Nelle figure 10.3, 10.4, 10.5 sono riportate le piante dei diversi piani dell'edificio con indicate le aree di solaio gravanti sulle murature - del piano terra e del piano primo - e gli schemi resistenti.



**Figura 10.3 - Pianta piano primo – Aree di solaio gravanti sui maschi murari del piano terra**



**Figura 10.4 - Pianta piano sottotetto – Aree di solaio gravanti sui maschi murari del piano primo**



**Figura 10.5 - Pianta piano copertura**

L'area dell'impalcato intermedio è pari a 114.65 m<sup>2</sup>, mentre l'area della copertura comprensiva della gronda è pari a 156.7 m<sup>2</sup>.

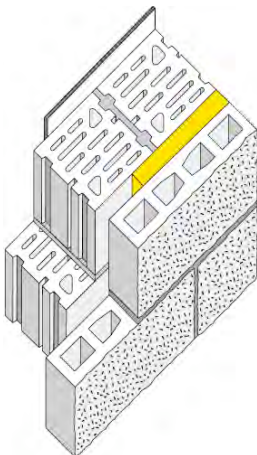
Le percentuali di muratura resistente lungo X e lungo Y sono rispettivamente pari a:

$$\rho_x = \frac{Area_{pareti,X}}{Area_{impalcato}} = \frac{5.56}{114.65} = 4.8\%$$

$$\rho_y = \frac{Area_{pareti,Y}}{Area_{impalcato}} = \frac{6.85}{114.65} = 5.9\%$$

## 10.6 ANALISI DEI CARICHI

### Muratura perimetrale



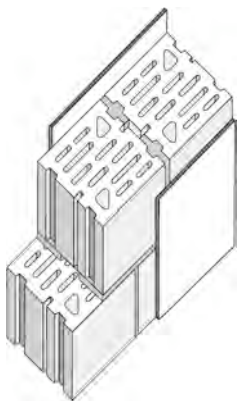
#### Stratigrafia

(dall'interno verso l'esterno)

9. Intonaco (sp. = 1,5 cm)
10. Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)
11. Strato isolante (sp. = 8 cm)
12. Lecablocco Architettonico Facciavista (sp. = 12 cm)

Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)	= 2.50 kN/m <sup>2</sup>
Strato isolante (sp. = 8 cm)	= 0.03 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Architettonico Facciavista (sp. = 12 cm)	= 1.85 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 4.63 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale</b> (riferito al solo spessore di muratura portante sp.=25 cm)	<b>= 18.5 kN/m<sup>3</sup></b>

### Muratura interna



### Stratigrafia

7. Intonaco (sp. = 1,5 cm)
8. Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)
9. Intonaco (sp. = 1,5 cm)

Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)	= 2.50 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 3.00 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale</b> (riferito al solo spessore di muratura portante sp.=25 cm)	<b>= 12.0 kN/m<sup>3</sup></b>

Per gli altri elementi si assumono i valori caratteristici per unità di superficie già indicati al paragrafo 7.6.

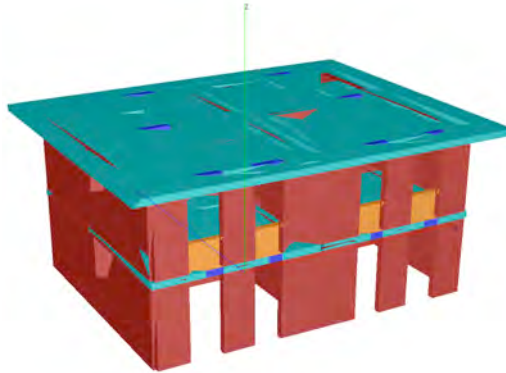
## 10.7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono le stesse adottate al paragrafo 7.7; la definizione dei carichi gravanti sulle pareti verticali, così come quella delle masse è del tutto analoga a quella dei paragrafi 7.7.1 e 7.7.2.

## 10.8 ANALISI STATICA NON LINEARE

### 10.8.1 Modello a telaio equivalente

La struttura resistente costituita da murature portanti, cordoli e solai è rappresentata nell'immagine tridimensionale di figura 10.6; il modello a telaio equivalente spaziale analizzato è rappresentato in figura 10.7.



Legenda

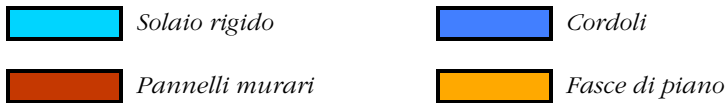
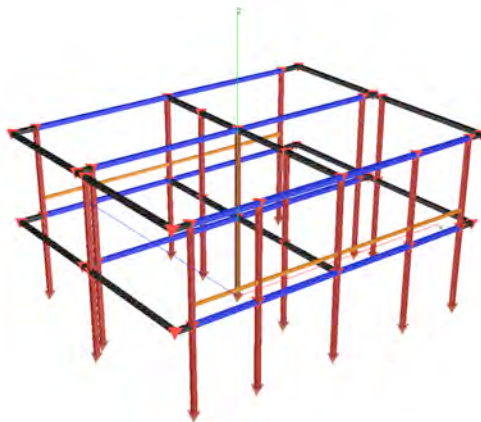


Figura 10.6 - Rendering 3D della struttura analizzata



Legenda



Figura 10.7 - Schema a telaio equivalente analizzato

### 10.8.2 Esito delle analisi in Zona 2 e sottosuolo tipo A

Di seguito si riporta un prospetto con il confronto tra richiesta e capacità di spostamento, sia allo SLD che allo SLU, per alcune tra le più significative analisi per la Zona sismica 2 e su suolo di tipo A.

analisi	direzione sisma	Distribuzione forze orizzontali	direzione e verso sisma - eccentricità	Stato Limite di Danno		Stato limite Ultimo	
				richiesta di spostamento	capacità di spostamento	richiesta di spostamento	capacità di spostamento
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1	X	T	+X ; e > 0	0,184	1,356	0,720	1,468
2		T	-X ; e < 0	0,183	1,331	0,717	1,494
3	Y	T	+Y ; e > 0	0,066	0,981	0,165	1,249
4		T	-Y ; e < 0	0,066	0,984	0,165	1,243

**Prospetto 10.2 – Confronto tra richiesta e capacità di spostamento allo SLD e SLU**

### 10.8.3 Risultati generali analisi statica non lineare

Il prospetto sintetizza l'esito delle verifiche svolte nelle quattro zone sismiche e per le tre categorie di terreno, utilizzando l'analisi statica non lineare.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	VERIFICATO
	B,C,E	0,19	VERIFICATO
	D	0,20	VERIFICATO
2	A	0,25	VERIFICATO
	B,C,E	0,31	NON VERIFICATO
	D	0,34	NON VERIFICATO
1	A	0,35	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,44	NON VERIFICATO
	D	0,47	NON VERIFICATO

**Prospetto 10.3 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica non lineare)**



## 10.9 RISULTATI GENERALI ANALISI STATICA LINEARE

La struttura, analizzata con il metodo dell'analisi statica lineare fornisce il seguente quadro di idoneità.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	VERIFICATO
	B,C,E	0,19	VERIFICATO
	D	0,20	NON VERIFICATO
2	A	0,25	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,31	NON VERIFICATO
	D	0,34	NON VERIFICATO
1	A	0,35	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,44	NON VERIFICATO
	D	0,47	NON VERIFICATO

Prospetto 10.4 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica lineare)

# 11 EDIFICIO “D1”

## MURATURA ORDINARIA A DUE PIANI

### 11.1 AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA

#### 11.1.1 Determinazione dello spettro di risposta elastico

Si applicano gli spettri di risposta elastici già definiti al paragrafo 5.1.

#### 11.1.2 Determinazione dello spettro di progetto per lo SLU e SLD

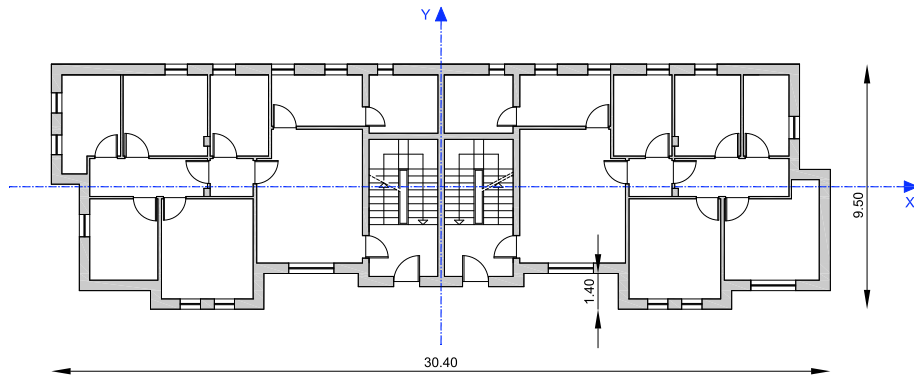
Per le analisi statiche lineari si utilizzano spettri di progetto definiti utilizzando un fattore di struttura pari a  $q = 3,6$ . Gli spettri di progetto per lo stato limite ultimo e lo stato limite di danno sono quelli definiti ai paragrafi 5.2 e 5.3 nel caso di muratura ordinaria e numero di piani pari o superiore a due.

### 11.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO

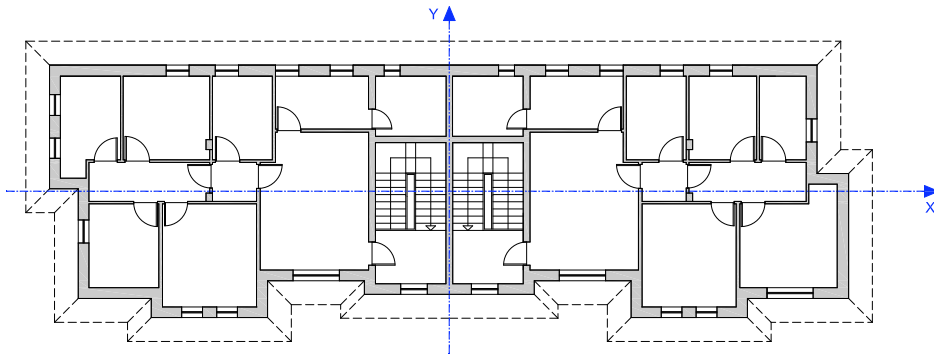
L'edificio, adibito a civile abitazione, è costituito da un piano interrato in c.a. e da due piani fuori terra con struttura in muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico dello spessore di 25 cm. L'altezza di interpiano è di circa 3 m. La pianta dell'edificio è approssimativamente rettangolare. Il lato lungo ha direzione coincidente con quello dell'asse X del riferimento globale ed il lato corto è diretto come l'asse Y di tale riferimento.

L'edificio ha due appartamenti per piano

Nelle Figure 11.1 e 11.2 si riportano le piante del piano terra e del piano primo.



**Figura 11.1 - Pianta piano terra**



**Figura 11.2 - Pianta piano primo**

### 11.2.1 Pareti portanti esterne e pareti portanti interne

Le pareti portanti esterne sono realizzate con la seguente stratigrafia (dall'interno verso l'esterno):

- intonaco  $s = 1.5$  cm
- muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico  $s = 25$  cm
- isolante termico
- rivestimento in Lecablocco architettonico Facciavista  $s = 12$  cm

Le pareti portanti interne sono realizzate con la seguente stratigrafia:

- intonaco  $s = 1.5$  cm su entrambe le facce
- muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico  $s = 25$  cm

### 11.3 MATERIALI

Tutte le grandezze meccaniche dei materiali corrispondono con quanto riportato al Capitolo 6.

## 11.4 CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI

### 11.4.1 Distanze, altezze dell'edificio

L'altezza dell'edificio in muratura, misurata dall'estradosso del piano terra all'imposta della falda del tetto, è di circa 6.0 m ed è inferiore alle altezze massime consentite per edifici con struttura in muratura ordinaria.

### 11.4.2 Regolarità dell'edificio

L'edificio analizzato possiede caratteristiche di semplicità e iperstaticità.

L'edificio risulta regolare in altezza ma non in pianta.

L'edificio non si può ritenere regolare in pianta in quanto, la configurazione in pianta dell'edificio non risulta, ad una stima qualitativa, compatta ed approssimativamente simmetrica rispetto ai due assi ortogonali in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze.

Sono invece rispettate le seguenti ulteriori condizioni di regolarità in pianta:

- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è pari a:  
 $L_1/L_2 = 30.4/9.5 = 3.2 < 4$
- la dimensione dei rientri non supera il 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro:  $R_1/L_2 \cdot 100 = 1.4/9.5 \cdot 100 = 14.7\% < 25\%$ .
- I solai si possono considerare infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti

L'edificio è, invece, regolare in altezza in quanto tutte le seguenti prescrizioni sono rispettate:

- tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio
- massa e rigidezza rimangono pressoché costanti dalla base alla cima dell'edificio; in particolare, le variazioni di massa da un piano all'altro non superano il 25%:  $(m_{c,s}/m_1 - 1) \cdot 100 = 12\% < 25\%$ , dove  $m_1$  è la massa del primo piano e  $m_{c,s}$  è la massa della copertura e del sottotetto
- la rigidezza rimane invece costante da un piano al sovrastante
- in altezza, non ci sono restringimenti della sezione dell'edificio.

### 11.4.3 Ulteriori requisiti

Le strutture costituenti gli orizzontamenti e le coperture non sono spingenti.

I solai previsti assolvono pienamente la funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le varie pareti portanti e garantiscono un adeguato comportamento a diaframma. Inoltre, la distanza tra due solai successivi è inferiore ai 5 m.

La geometria di tutte le pareti, al netto dell'intonaco, rispetta i requisiti normativi nel caso di muratura ordinaria realizzata con elementi artificiali:

### Prospetto 11.1 - Sintesi verifiche geometriche

spessore minimo $t_{\min}$		$t_{\min} = 250 \text{ mm} > 240 \text{ mm}$
snellezza massima $(h_0/t)_{\max}$ :		$(h_0/t)_{\max} = 2.85/0.25 = 11.40 < 12$
rapporto minimo $(l/h)_{\min}$	piano terra	$(l/h)_{\min} = (87.5/175) = 0.500 > 0.4$ in presenza di finestre
		$(l/h)_{\min} = (110.5/275) = 0.402 > 0.4$ in presenza di porte finestre
	piani in elevazione	$(l/h)_{\min} = (87.5/175) = 0.500 > 0.4$ in presenza di finestre

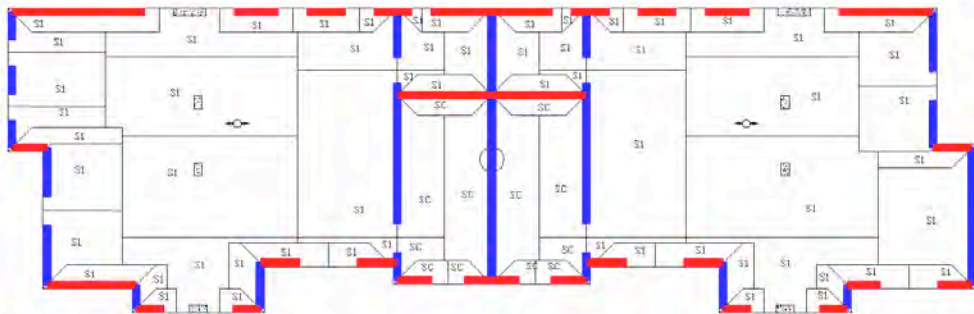
dove

- $t$  indica lo spessore della parete,
- $h_0$  indica l'altezza di libera inflessione della parete,
- $h$  indica l'altezza massima delle aperture adiacenti alle pareti,
- $l$  indica la larghezza della parete.

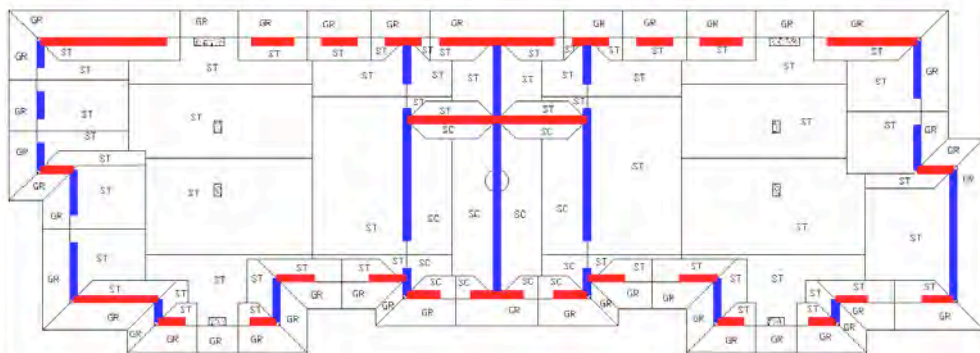
### 11.5 SCHEMA RESISTENTE E AREE DI INFLUENZA

Lo schema resistente è composto da 30 elementi murari portanti disposti in direzione X (indicati con X1, X2, X3,...) e da 19 posti in direzione Y (Y1, Y2, Y3,...).

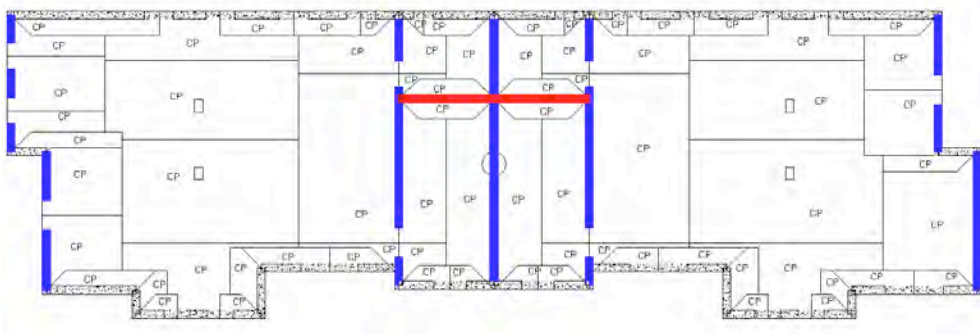
Nelle figure 11.3, 11.4, 11.5 sono riportate le piante dei diversi piani dell'edificio con indicate le aree di solaio gravanti sulle murature - del piano terra, del piano primo - e gli schemi resistenti.



**Figura 11.3 - Pianta piano primo – Aree di solaio gravanti sui maschi murari del piano terra**



**Figura 11.4 - Pianta piano sottotetto – Aree di solaio gravanti sui maschi murari del piano primo**



**Figura 11.5 - Pianta piano copertura**

Si è attribuito anche ai setti murari posti in direzione parallela a quella dell'orditura dei travetti, una quota solaio stesso valutata pari a una striscia di larghezza pari a 50 cm (interasse tra i travetti).

L'area dell'impalcato intermedio è pari a 256.9 m<sup>2</sup>, mentre l'area della copertura comprensiva della gronda è pari a 355.4 m<sup>2</sup>. Le percentuali di muratura resistente lungo X e lungo Y sono rispettivamente pari a:

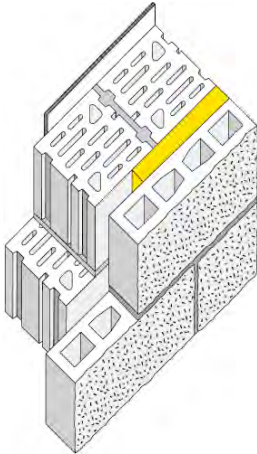
$$\rho_x = \frac{\text{Area}_{\text{pareti,X}}}{\text{Area}_{\text{impalcato}}} = \frac{11.81}{257.3} = 4.61\%$$

$$\rho_y = \frac{\text{Area}_{\text{pareti,X}}}{\text{Area}_{\text{impalcato}}} = \frac{10.39}{257.3} = 4.04\%$$

## 11.6 ANALISI DEI CARICHI

Si assumono i valori caratteristici per unità di superficie di seguito indicati:

### Muratura perimetrale



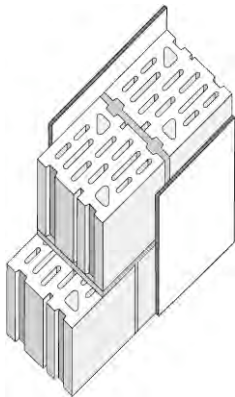
#### Stratigrafia

(dall'interno verso l'esterno)

13. Intonaco (sp. = 1,5 cm)
14. Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)
15. Strato isolante (sp. = 8 cm)
16. Lecablocco Architettonico Facciavista (sp. = 12 cm)

Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)	= 2.50 kN/m <sup>2</sup>
Strato isolante (sp. = 8 cm)	= 0.03 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Architettonico Facciavista (sp. = 12 cm)	= 1.85 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 4.63 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale</b> (riferito al solo spessore di muratura portante sp.=25 cm)	<b>= 18.5 kN/m<sup>3</sup></b>

### Muratura interna



#### Stratigrafia

10. Intonaco (sp. = 1,5 cm)
11. Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)
12. Intonaco (sp. = 1,5 cm)

Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)	= 2.50 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 3.00 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale</b> (riferito al solo spessore di muratura portante sp.=25 cm)	<b>= 12.0 kN/m<sup>3</sup></b>

### Solaio piano primo

Pavimento e allettamento (sp. = 4.5 cm)	= 0.90 kN/m <sup>2</sup>
Sottofondo alleggerito (sp. = 9 cm)	= 0.90 kN/m <sup>2</sup>
Solaio (sp. = 20+5 cm)	= 3.45 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
Tavolati ripartiti	= 0.80 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 6.35 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili	= 2.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi</b>	<b>= 8.35 kN/m<sup>2</sup></b>

### Solaio di sottotetto

Doppio strato di isolante termico (sp. 6 cm)	= 0.02 kN/m <sup>2</sup>
Solaio (sp. = 20+5 cm)	= 3.45 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
Incidenza muri di sottotetto (carico uniformemente distribuito equivalente)	= 0.50 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 4.27 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili	= 1.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi</b>	<b>= 5.27 kN/m<sup>2</sup></b>

### Copertura

Manto di copertura (tegole marsigliesi)	= 0.40 kN/m <sup>2</sup>
Impermeabilizzazione	= 0.02 kN/m <sup>2</sup>
Listelli in legno	= 0.04 kN/m <sup>2</sup>
Solaio (sp. = 16+4 cm)	= 2.85 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 3.61 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale carichi permanenti proiettati su superficie orizzontale</b>	<b>= 3.82 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili (neve)	= 1.28 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi proiettati su sup. orizzontale</b>	<b>= 5.10 kN/m<sup>2</sup></b>



## Gronda

Manto di copertura (tegole marsigliesi)	= 0.40 kN/m <sup>2</sup>
Impermeabilizzazione	= 0.02 kN/m <sup>2</sup>
Listelli in legno	= 0.04 kN/m <sup>2</sup>
Soletta in c.a. (sp. = 15 cm)	= 3.75 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 4.51 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale carichi permanenti proiettati su superficie orizzontale</b>	<b>= 4.78 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili (neve)	= 1.28 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi proiettati su sup. orizzontale</b>	<b>= 6.06 kN/m<sup>2</sup></b>

## Scale

Pavimento e allettamento (sp. = 4.5 cm)	= 0.90 kN/m <sup>2</sup>
Soletta in c.a. (sp. = 15 cm)	= 3.75 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
Parapetto	= 0.60 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 5.55 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale carichi permanenti proiettati su superficie orizzontale</b>	<b>= 6.28 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili	= 4.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi proiettati su sup. orizzontale</b>	<b>= 10.28 kN/m<sup>2</sup></b>

## Vento

In pressione	= 0.50 kN/m <sup>2</sup>
In depressione	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 0.75 kN/m<sup>2</sup></b>

## 11.7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono le stesse adottate al paragrafo 7.7 ottenendo i seguenti carichi da combinare con l'azione sismica.

### 11.7.1 Calcolo dei carichi verticali sulle pareti

#### Muratura

Peso proprio muratura portante interna ( $G_{k1}$ )	12.00 kN/m <sup>3</sup>
Peso proprio muratura portante esterna ( $G_{k1}$ )	18.50 kN/m <sup>3</sup>

### Solaio piano primo

Totale carichi permanenti ( $G_{k2}$ )	6.35 kN/m <sup>2</sup>
Azioni variabili ( $Q_{k2}$ )	$Q_{k2} \cdot \psi_{22} = 2.0 \cdot 0.3 = 0.60$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>6.95 kN/m<sup>2</sup></b>

### Copertura + sottotetto

Totale carichi permanenti copertura ( $G_{k3}$ )	3.82 kN/m <sup>2</sup>
Totale carichi permanenti sottotetto ( $G_{k4}$ )	4.27 kN/m <sup>2</sup>
Azioni variabili copertura (neve) ( $Q_{k3}$ )	$Q_{k3} \cdot \psi_{23} = 1.28 \cdot 0.20 = 0.26$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>8.35 kN/m<sup>2</sup></b>

### Gronda

Totale carichi permanenti copertura ( $G_{k5}$ )	4.78 kN/m <sup>2</sup>
Azioni variabili copertura (neve) ( $Q_{k5}$ )	$Q_{k3} \cdot \psi_{23} = 1.28 \cdot 0.20 = 0.26$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>5.04 kN/m<sup>2</sup></b>

### Scale

Totale carichi permanenti ( $G_{k7}$ )	6.28 kN/m <sup>2</sup>
Azioni variabili ( $Q_{k7}$ )	$Q_{k6} \cdot \psi_{26} = 4.0 \cdot 0.8 = 3.20$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>9.48 kN/m<sup>2</sup></b>

### Vento

In pressione ( $Q_{k8}$ )	$Q_{k8} \cdot \psi_{28} = 0.50 \cdot 0.0 = 0.00$ kN/m <sup>2</sup>
In depressione ( $Q_{k9}$ )	$Q_{k9} \cdot \psi_{29} = 0.25 \cdot 0.0 = 0.00$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>0.00 kN/m<sup>2</sup></b>

### 11.7.2 Calcolo delle masse

Si adottano i criteri già espressi al paragrafo 7.7.2

### Muratura

Muratura interna ( $G_{k1}$ )	$G_{k1}/g = 12.0/9.81 = \mathbf{1.223}$ t/m <sup>3</sup>
Muratura esterna ( $G_{k1}$ )	$G_{k1}/g = 18.5/9.81 = \mathbf{1.885}$ t/m <sup>3</sup>

### Solaio piano primo

Totale carichi permanenti ( $G_{k2}$ )	$G_{k2}/g=6.35/9.81=0.647 \text{ t/m}^2$
Azioni variabili ( $Q_{k2}$ )	$Q_{k2}/g \cdot \psi_{22} \cdot \varphi_2=2.0/9.81 \cdot 0.3 \cdot 0.5=0.031 \text{ t/m}^2$
<b>Totale</b>	<b>0.678 t/m<sup>2</sup></b>

### Copertura + sottotetto

Totale carichi permanenti copertura ( $G_{k3}$ )	$G_{k3}/g=3.82/9.81=0.389 \text{ t/m}^2$
Totale carichi permanenti sottotetto ( $G_{k4}$ )	$G_{k4}/g=4.27/9.81=0.435 \text{ t/m}^2$
Sovraccarico acc. copertura (neve) ( $Q_{k3}$ )	$Q_{k3}/g \cdot \psi_{23} \cdot \varphi_3=1.28/9.81 \cdot 0.20 \cdot 1=0.026 \text{ t/m}^2$
<b>Totale</b>	<b>0.850 t/m<sup>2</sup></b>

### Gronda

Totale carichi permanenti copertura ( $G_{k5}$ )	$G_{k3}/g=4.78/9.81=0.487 \text{ t/m}^2$
Sovraccarico acc. copertura (neve) ( $Q_{k5}$ )	$Q_{k3}/g \cdot \psi_{23} \cdot \varphi_3=1.28/9.81 \cdot 0.20 \cdot 1=0.026 \text{ t/m}^2$
<b>Totale</b>	<b>0.513 t/m<sup>2</sup></b>

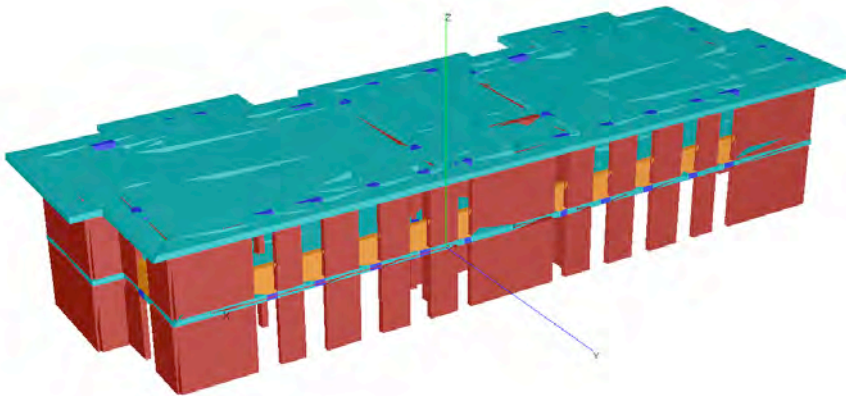
### Scale

Totale carichi permanenti ( $G_{k7}$ )	$G_{k6}/g=6.28/9.81=0.640 \text{ t/m}^2$
Azioni variabili ( $Q_{k7}$ )	$Q_{k6}/g \cdot \psi_{26} \cdot \varphi_6=4.0/9.81 \cdot 0.8 \cdot 0.5=0.163 \text{ t/m}^2$
<b>Totale</b>	<b>0.803 t/m<sup>2</sup></b>

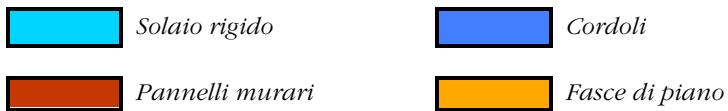
## 11.8 ANALISI STATICA NON LINEARE

### 11.8.1 Modello a telaio equivalente

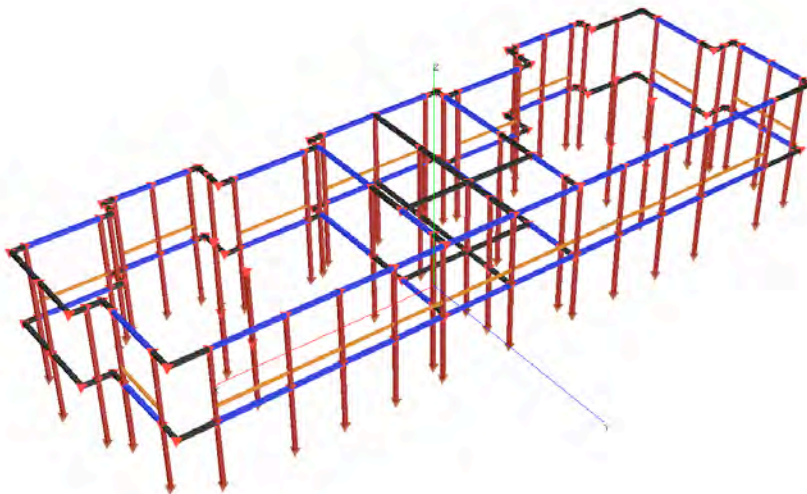
La struttura resistente costituita da murature portanti, cordoli e solai è rappresentata nell'immagine tridimensionale di figura 11.6; il modello a telaio equivalente spaziale analizzato è rappresentato in figura 11.7.



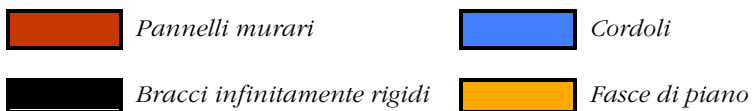
*Legenda*



**Figura 11.6 - Rendering 3D della struttura analizzata**



*Legenda*



**Figura 11.7 - Schema a telaio equivalente analizzato**

### 11.8.2 Esito delle analisi in Zona 2 e sottosuolo tipo A

Di seguito si riporta un prospetto con il confronto tra richiesta e capacità di spostamento, sia allo SLD che allo SLU, per alcune delle più significative analisi per la Zona sismica 2 e su suolo di tipo A.

analisi	direzione sisma	Distribuzione forze orizzontali	direzione e verso sisma - eccentricità	Stato Limite di Danno		Stato limite Ultimo	
				richiesta di spostamento	capacità di spostamento	richiesta di spostamento	capacità di spostamento
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1	X	T	+X ; e >0	0,285	1,121	0,949	4,011
2		T	-X ; e <0	0,297	1,125	0,988	2,972
3	Y	T	+Y ; e >0	0,208	1,150	0,926	1,443
4		T	-Y ; e <0	0,224	0,931	0,981	1,419

Prospetto 11.2 – Confronto tra richiesta e capacità di spostamento allo SLD e SLU

### 11.8.3 Risultati generali analisi statica non lineare

Il prospetto seguente sintetizza l'esito di tutte le verifiche svolte nelle quattro zone sismiche e per le tre categorie di terreno in ogni zona, utilizzando l'analisi statica non lineare.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	VERIFICATO
	B,C,E	0,19	VERIFICATO
	D	0,20	VERIFICATO
2	A	0,25	VERIFICATO
	B,C,E	0,31	NON VERIFICATO
	D	0,34	NON VERIFICATO
1	A	0,35	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,44	NON VERIFICATO
	D	0,47	NON VERIFICATO

Prospetto 11.3 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica non lineare)

### 11.9 RISULTATI GENERALI ANALISI STATICA LINEARE

La struttura, analizzata con il metodo dell'analisi statica lineare, fornisce il seguente quadro di idoneità.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,19	NON VERIFICATO
	D	0,20	NON VERIFICATO
2	A	0,25	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,31	NON VERIFICATO
	D	0,34	NON VERIFICATO
1	A	0,35	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,44	NON VERIFICATO
	D	0,47	NON VERIFICATO

Prospetto 11.4 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica lineare)



# 12 EDIFICIO “D2”

## MURATURA ARMATA A DUE PIANI

### 12.1 AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA

#### 12.1.1 Determinazione dello spettro di risposta elastico

Si applicano gli spettri di risposta elastici già definiti al capitolo 5.

#### 12.1.2 Determinazione dello spettro di progetto per lo SLU e SLD

Per le analisi statiche lineari si utilizzano spettri di progetto definiti utilizzando un fattore di struttura pari a  $q = 3,75$ . Gli spettri di progetto per lo stato limite ultimo e lo stato limite di danno sono quelli definiti al paragrafo 5.2 e 5.3 nel caso di muratura armata e numero di piani pari o superiore a due.

### 12.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO

L'edificio è lo stesso già descritto al Capitolo 11, però realizzato con muratura armata anziché ordinaria e, pertanto, in ciascun maschio murario e nelle fasce di piano è inserita l'armatura minima secondo quanto previsto dalle NTC 2008. Per tutte le altre indicazioni e la disposizione planimetrica vale quanto detto al Capitolo 11..

### 12.3 MATERIALI

Tutte le grandezze meccaniche dei materiali corrispondono con quanto riportato al capitolo 6.



## 12.4 CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI

### 12.4.1 Distanze, altezze dell'edificio

L'altezza dell'edificio in muratura, misurata dall'estradosso del piano terra all'imposta della falda del tetto, è di circa 6.0 m, per altro la normativa non pone limiti in altezza ad edifici con muratura armata .

### 12.4.2 Regolarità dell'edificio

Vale quanto già indicato al paragrafo 11.4.2

### 12.4.3 Ulteriori requisiti

Gli ulteriori requisiti risultano rispettati tanto quanto lo sono al paragrafo 11.4.3 per lo stesso edificio in muratura ordinaria.

Circa la geometria di tutte le pareti nel caso di muratura armata realizzata con elementi artificiali le prescrizioni di normativa sono meno restrittive e si riassumono nel prospetto seguente.

**Prospetto 12.1 – Sintesi verifiche geometriche**

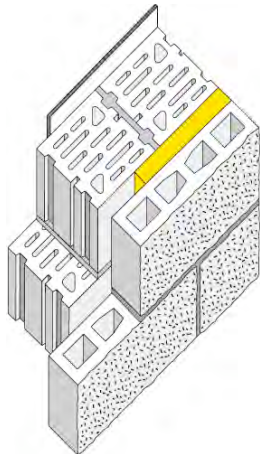
spessore minimo $t_{\min}$	$t_{\min} = 250 \text{ mm} > 240 \text{ mm}$
snellezza massima $(h_0/t)_{\max}$	$(h_0/t)_{\max} = 2.85/0.25 = 11.40 < 15$
rapporto minimo $(l/h)_{\min}$	qualsiasi

## 12.5 SCHEMA RESISTENTE E AREE DI INFLUENZA

Vale quanto indicato al Capitolo 11.

## 12.6 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO

### Muratura perimetrale



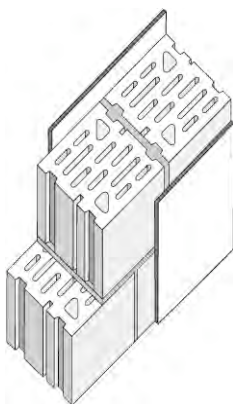
#### Stratigrafia

(dall'interno verso l'esterno)

17. Intonaco (sp. = 1,5 cm)
18. Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)
19. Strato isolante (sp. = 8 cm)
20. Lecablocco Architettonico Facciavista (sp. = 12 cm)

Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)	= 2.50 kN/m <sup>2</sup>
Strato isolante (sp. = 8 cm)	= 0.03 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Architettonico Facciavista (sp. = 12 cm)	= 1.85 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 4.63 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale</b> (riferito al solo spessore di muratura portante sp.=25 cm)	<b>= 18.5 kN/m<sup>3</sup></b>

### Muratura interna



#### Stratigrafia

13. Intonaco (sp. = 1,5 cm)
14. Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)
15. Intonaco (sp. = 1,5 cm)

Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0,25 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 25 cm)	= 2,50 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0,25 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 3,00 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale</b> (riferito al solo spessore di muratura portante sp.=25 cm)	<b>= 12,0 kN/m<sup>3</sup></b>

Vale quanto indicato al capitolo 11.

## 12.7 ANALISI STATICA NON LINEARE

### 12.7.1 Modello a telaio equivalente

Il telaio equivalente non è modificato rispetto a quanto riportato al Capitolo 11, sia pure la modellazione del comportamento degli elementi di muratura armata tenga conto della presenza delle armature stesse.

### 12.7.2 Esito delle analisi in Zona 2 e sottosuolo tipo A

Di seguito si riporta un prospetto con il confronto tra richiesta e capacità di spostamento, sia allo SLD che allo SLU, per alcune delle più significative analisi per la Zona sismica 2 e su suolo di tipo A.

analisi	direzione sisma	Distribuzione forze orizzontali direzione verso sisma e verso sisma - eccentricità	Stato Limite di Danno		Stato limite Ultimo		
			richiesta di spostamento	capacità di spostamento	richiesta di spostamento	capacità di spostamento	
			[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	
1	X	T	+X ; e >0	0,212	0,845	0,913	1,122
2		T	- X ; e <0	0,219	0,839	0,940	1,033
3	Y	T	+ Y ; e >0	0,210	1,156	0,932	1,350
4		T	- Y ; e <0	0,231	0,843	1,007	1,294

**Prospetto 12.2 – Confronto tra richiesta e capacità di spostamento allo SLD e SLU**

### 12.7.3 Risultati generali analisi statica non lineare

Il prospetto seguente sintetizza, per il caso di edificio in muratura armata, l'esito di tutte le verifiche svolte nelle quattro zone sismiche e per le tre categorie di terreno in ogni zona, utilizzando l'analisi statica non lineare.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	VERIFICATO
	B,C,E	0,19	VERIFICATO
	D	0,20	VERIFICATO
2	A	0,25	VERIFICATO
	B,C,E	0,31	NON VERIFICATO
	D	0,34	NON VERIFICATO
1	A	0,35	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,44	NON VERIFICATO
	D	0,47	NON VERIFICATO

Prospetto 12.3 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica non lineare)

## 12.8 RISULTATI GENERALI ANALISI STATICA LINEARE

L'analisi statica lineare applicata all'edificio in muratura armata consente di ottenere i risultati sintetizzati nel prospetto seguente.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	VERIFICATO
	B,C,E	0,19	VERIFICATO
	D	0,20	VERIFICATO
2	A	0,25	VERIFICATO
	B,C,E	0,31	NON VERIFICATO
	D	0,34	NON VERIFICATO
1	A	0,35	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,44	NON VERIFICATO
	D	0,47	NON VERIFICATO

Prospetto 12.4 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica lineare)



# 13 EDIFICIO “E”

## MURATURA ORDINARIA A TRE PIANI

### 13.1 PREMESSA

Le analisi condotte su questo edificio sono tese ad individuare gli effetti del solo aumento di spessore delle murature portanti a fronte della idoneità di realizzazione dell'edificio in zone sismiche differenti. Per questo motivo l'analisi è stata condotta per spessori di muratura pari a 30, 35 e 40 cm.

L'edificio è in muratura ordinaria e di altezza pari a tre piani fuori terra, pertanto le analisi non contemplano il caso di realizzazione in Zona 1, ove il limite in altezza per questi edifici è fissato a due piani fuori terra.

### 13.2 AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA

#### 13.2.1 Determinazione dello spettro di risposta elastico

Si applicano gli spettri di risposta elastici già definiti al paragrafo 5.1.

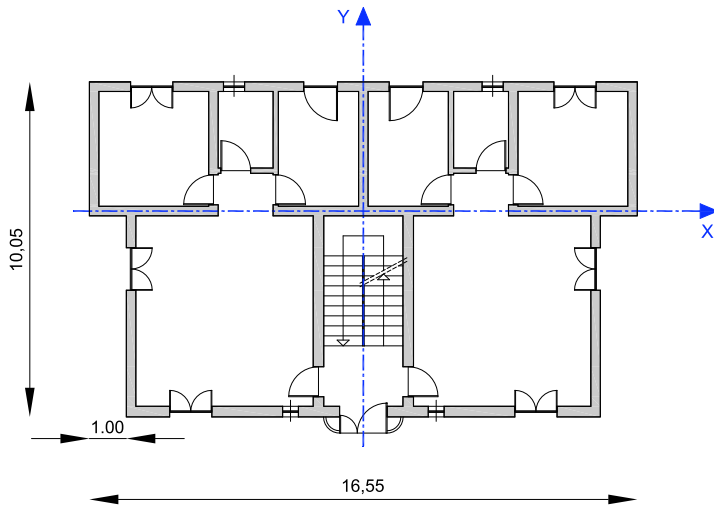
#### 13.2.2 Determinazione dello spettro di progetto per lo SLU e SLD

Per le analisi statiche lineari si utilizzano spettri di progetto definiti utilizzando un fattore di struttura pari a  $q = 3,6$ . Gli spettri di progetto per lo stato limite ultimo e lo stato limite di danno sono quelli definiti ai paragrafi 5.2 e 5.3 nel caso di muratura ordinaria e numero di piani pari o superiore a due.

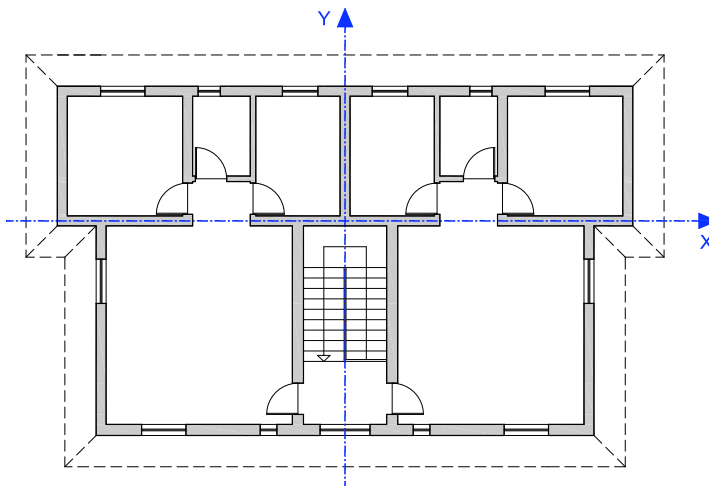
### 13.3 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO

L'edificio, adibito a civile abitazione, è costituito da un piano interrato in c.a. e da tre piani fuori terra con struttura in muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico dello spessore di 30 cm. L'altezza di interpiano è di circa 3 m.

La pianta dell'edificio è approssimativamente rettangolare. Il lato lungo ha direzione coincidente con quello dell'asse X del riferimento globale ed il lato corto è diretto come l'asse Y di tale riferimento. L'edificio ha due appartamenti per piano.



**Figura 13.1 - Pianta piano terra**



**Figura 13.2 - Pianta piano secondo**

## 13.4 CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI

### 13.4.1 Distanze, altezze dell'edificio

L'altezza dell'edificio in muratura, misurata dall'estradosso del piano terra all'imposta della falda del tetto, è di circa 9.0 m ed è inferiore alle altezze massime consentite per edifici con struttura in muratura ordinaria nelle zone 2 e 3, mentre non potrebbe essere realizzato in Zona 1 ( $h_{\max} = 7.5$  m in Zona 1).

### 13.4.2 Regolarità dell'edificio

L'edificio analizzato possiede caratteristiche di semplicità ed iperstaticità.

L'edificio risulta regolare in altezza ma non in pianta.

L'edificio non si può ritenere regolare in pianta in quanto, la configurazione in pianta non risulta, ad una stima qualitativa, compatta ed approssimativamente simmetrica rispetto ai due assi ortogonali in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze.

Sono invece rispettate le ulteriori seguenti condizioni di regolarità in pianta:

- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è pari a:  
 $L_1/L_2 = 16.55/10.05 = 1.65 < 4$
- la dimensione dei rientri non supera il 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro:  $R_1/L_2 \cdot 100 = 1.0/16.55 \cdot 100 = 6\% < 25\%$
- i solai si possono considerare infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

L'edificio è regolare in altezza in quanto tutte le seguenti prescrizioni sono rispettate:

- tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio
- massa e rigidezza rimangono pressoché costanti dalla base alla cima dell'edificio; in particolare, le variazioni di massa da un piano all'altro non superano il 25%:  $(m_{c,s}/m_2 - 1) \cdot 100 = 20\% < 25\%$ , dove  $m_2$  è la massa del secondo piano e  $m_{c,s}$  è la massa della copertura e del sottotetto
- la rigidezza rimane costante da un piano al sovrastante
- in altezza, non ci sono restringimenti della sezione dell'edificio.

### 13.4.3 Ulteriori requisiti

Le strutture costituenti gli orizzontamenti e le coperture non sono spingenti.

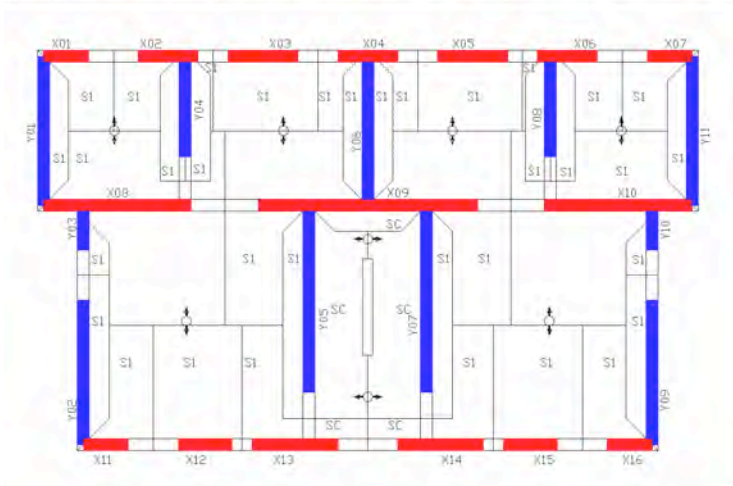
I solai previsti assolvono pienamente la funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le varie pareti portanti e garantiscono un adeguato comportamento a diaframma. Inoltre, la distanza tra due solai successivi è inferiore ai 5 m.

La geometria delle pareti, dipendente dallo spessore delle stesse è analizzata in ogni caso di studio.

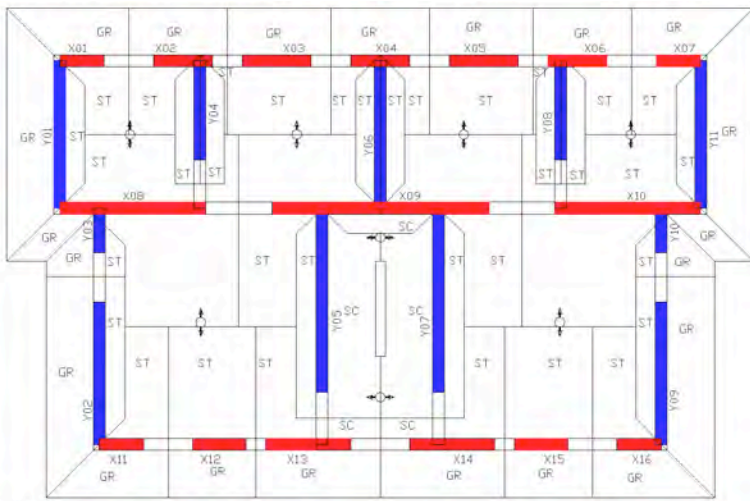


### 13.5 SCHEMA RESISTENTE E AREE DI INFLUENZA

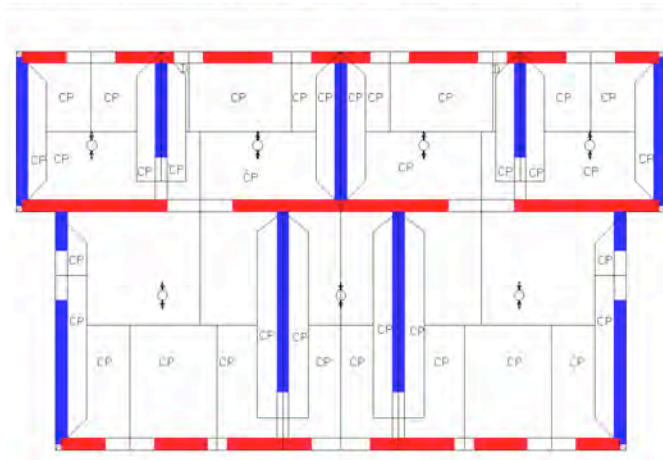
Lo schema risulta composto da 16 elementi murari portanti disposti in direzione X (indicati con X1, X2, X3,...) e da 11 posti in direzione Y (Y1, Y2, Y3,...). Nelle figure 13.3, 13.4, 13.5 sono riportate le piante dei diversi piani dell'edificio con indicate le aree di solaio gravanti sulle murature - del piano terra, del piano primo, del piano secondo – e gli schemi resistenti.



**Figura 13.3 - Pianta piano primo e secondo – Aree di solaio gravanti sui maschi murari del piano terra e del piano primo**



**Figura 13.4 - Pianta piano sottotetto – Aree di solaio gravanti sui maschi murari del piano secondo**



**Figura 13.5 -Pianta piano copertura**

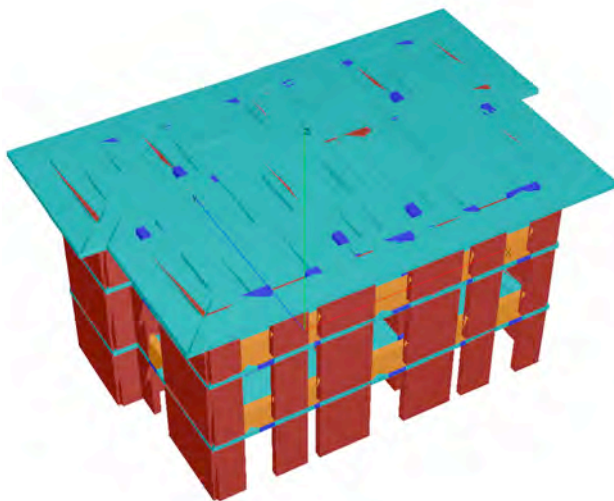
Si è attribuito anche ai setti murari posti in direzione parallela a quella dell'orditura dei travetti, una quota di solaio pari a una striscia di larghezza pari a 50 cm (interasse tra i travetti).

La percentuale di muratura resistente nelle due direzioni è funzione dello spessore delle murature stesse è riportata in ogni caso di studio.

## **13.6 ANALISI STATICA NON LINEARE**

### **13.6.1 Modello a telaio equivalente**

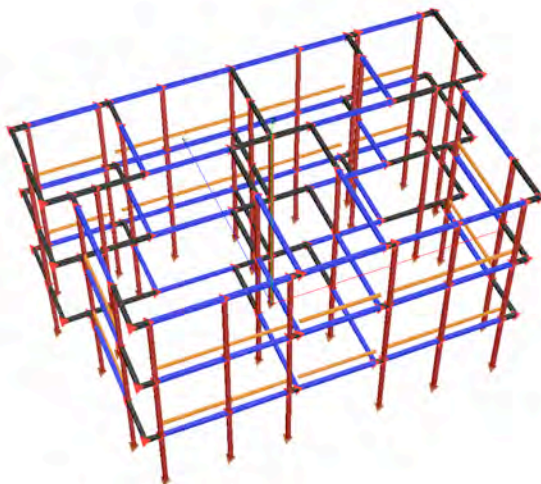
La struttura resistente costituita da murature portanti, cordoli e solai è rappresentata nell'immagine tridimensionale di figura 13.6; il modello a telaio equivalente spaziale analizzato è rappresentato in figura 13.7.



Legenda

- |  |   |
|--|---|
|  <i>Solaio rigido</i>   |  <i>Cordoli</i>        |
|  <i>Pannelli murari</i> |  <i>Fasce di piano</i> |

Figura 13.6 - Rendering 3D della struttura analizzata



Legenda





- |  |   |
|--|---|
|  <i>Pannelli murari</i>             |  <i>Cordoli</i>        |
|  <i>Bracci infinitamente rigidi</i> |  <i>Fasce di piano</i> |

Figura 13.7 - Schema a telaio equivalente analizzato

## 13.7 ANALISI PER PARETI PORTANTI DI SPESSORE 30 CM

### 13.7.1 Pareti portanti esterne e pareti portanti interne

Le pareti portanti esterne sono realizzate con la seguente stratigrafia (dall'interno verso l'esterno):

- intonaco  $s = 1.5$  cm
- muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico  $s = 30$  cm
- isolante termico
- rivestimento in Lecablocco Architettonico Facciavista  $s = 12$  cm

Le pareti portanti interne sono realizzate con la seguente stratigrafia:

- intonaco  $s = 1.5$  cm su entrambe le facce
- muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico  $s = 30$  cm

### 13.7.2 Ulteriori requisiti

La geometria di tutte le pareti da 30 cm, al netto dell'intonaco, rispetta i requisiti normativi nel caso di muratura ordinaria realizzata con elementi artificiali:

**Prospetto 13.1 - Sintesi verifiche geometriche**

spessore minimo $t_{\min}$		$t_{\min} = 300 \text{ mm} > 240 \text{ mm}$
snellezza massima $(h_0/t)_{\max}$ :		$(h_0/t)_{\max} = 2.86/0.30 = 9.53 < 12$
rapporto minimo $(l/h)_{\min}$ :	piano terra	$(l/h)_{\min} = (112.5/175) = 0.643 > 0.4$ in presenza di finestre
		$(l/h)_{\min} = (150/275) = 0.545 > 0.4$ in presenza di porte finestre
	piani in elevazione	$(l/h)_{\min} = (112.5/175) = 0.643 > 0.4$ in presenza di finestre

dove

- $t$  indica lo spessore della parete,
- $h_0$  indica l'altezza di libera inflessione della parete,
- $h$  indica l'altezza massima delle aperture adiacenti alle pareti,
- $l$  indica la larghezza della parete.

### 13.7.3 Percentuale di muratura resistente nelle due direzioni

L'area dell'impalcato intermedio, esclusi i balconi, è pari a  $154.3 \text{ m}^2$ , mentre l'area della copertura comprensiva della gronda è pari a  $237.2 \text{ m}^2$ . Le percentuali di muratura resistente lungo X e lungo Y sono rispettivamente pari a:

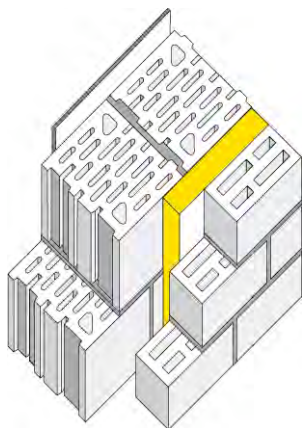
$$\rho_x = \frac{\text{Area}_{\text{pareti,X}}}{\text{Area}_{\text{impalcato}}} = \frac{9.73}{154.33} = 6.3\%$$

$$\rho_y = \frac{\text{Area}_{\text{pareti,X}}}{\text{Area}_{\text{impalcato}}} = \frac{10.56}{154.33} = 6.84\%$$

### 13.7.4 Analisi dei carichi

Si assumono i valori caratteristici di seguito elencati.

#### Muratura perimetrale



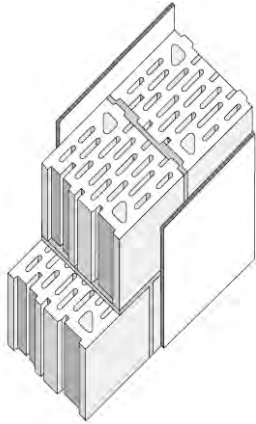
#### Stratigrafia

(dall'interno verso l'esterno)

21. Intonaco (sp. = 1,5 cm)
22. Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 30 cm)
23. Strato isolante (sp. = 8 cm)
24. Lecablocco Architettonico Facciavista (sp. = 12 cm)

Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 30 cm)	= 2.90 kN/m <sup>2</sup>
Strato isolante (sp. = 8 cm)	= 0.03 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Architettonico Facciavista (sp. = 12 cm)	= 1.80 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 4.98 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale</b> (riferito al solo spessore di muratura portante sp.=30 cm)	<b>= 16.7 kN/m<sup>3</sup></b>

## Muratura interna



### Stratigrafia

- 16. Intonaco (sp. = 1.5 cm)
- 17. Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 30 cm)
- 18. Intonaco (sp. = 1.5 cm)

Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 30 cm)	= 2.90 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 3.40 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale</b> (riferito al solo spessore di muratura portante sp.=30 cm)	<b>= 11.3 kN/m<sup>3</sup></b>

### Solaio piano primo e secondo

Pavimento e allettamento (sp. = 4.5 cm)	= 0.90 kN/m <sup>2</sup>
Sottofondo alleggerito (sp. = 10 cm)	= 1.00 kN/m <sup>2</sup>
Solaio (sp. = 20+4 cm)	= 3.20 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 5.40 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili	= 2.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi</b>	<b>= 7.40 kN/m<sup>2</sup></b>

### Solaio di sottotetto

Doppio strato di isolante termico (sp. 6 cm)	= 0.02 kN/m <sup>2</sup>
Solaio (sp. = 20+4 cm)	= 3.20 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
Incidenza muri di sottotetto (carico uniformemente distribuito equivalente)	= 1.10 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 4.62 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili	= 1.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi</b>	<b>= 5.62 kN/m<sup>2</sup></b>

### Copertura

Manto di copertura (tegole marsigliesi)	= 0.40 kN/m <sup>2</sup>
Impermeabilizzazione	= 0.02 kN/m <sup>2</sup>
Listelli in legno	= 0.04 kN/m <sup>2</sup>
Solaio (sp. = 16+4 cm)	= 2.85 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 3.61 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale carichi permanenti proiettati su superficie orizzontale</b>	<b>= 3.82 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili (neve)	= 1.28 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi proiettati su sup. orizzontale</b>	<b>= 5.10 kN/m<sup>2</sup></b>

### Gronda

Manto di copertura (tegole marsigliesi)	= 0.40 kN/m <sup>2</sup>
Guaina impermeabile	= 0.02 kN/m <sup>2</sup>
Listelli in legno	= 0.04 kN/m <sup>2</sup>
Soletta in c.a. (sp. = 15 cm)	= 3.75 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 4.51 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale carichi permanenti proiettati su superficie orizzontale</b>	<b>= 4.78 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili (neve)	= 1.28 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi proiettati su sup. orizzontale</b>	<b>= 6.06 kN/m<sup>2</sup></b>

### Scale

Manto di copertura (tegole marsigliesi)	= 0.40 kN/m <sup>2</sup>
Guaina impermeabile	= 0.02 kN/m <sup>2</sup>
Listelli in legno	= 0.04 kN/m <sup>2</sup>
Soletta in c.a. (sp. = 15 cm)	= 3.75 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.30 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carichi permanenti</b>	<b>= 4.51 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale carichi permanenti proiettati su superficie orizzontale</b>	<b>= 4.78 kN/m<sup>2</sup></b>
Azioni variabili (neve)	= 1.28 kN/m <sup>2</sup>

### Vento

In pressione	= 0.50 kN/m <sup>2</sup>
In depressione	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 0.75 kN/m<sup>2</sup></b>

### 13.7.5 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono le stesse adottate al paragrafo 7.7 ottenendo i seguenti carichi da combinare con l'azione sismica:

#### 13.7.5.1 Calcolo dei carichi verticali sulle pareti

##### Muratura

Peso proprio muratura interna ( $G_{k1}$ )	<b>11.30 kN/m<sup>3</sup></b>
Peso proprio muratura esterna ( $G_{k1}$ )	<b>16.70 kN/m<sup>3</sup></b>

##### Solaio piano primo e secondo

Totale carichi permanenti ( $G_{k2}$ )	5.40 kN/m <sup>2</sup>
Azioni variabili ( $Q_{k2}$ )	$Q_{k2} \cdot \psi_{22} = 2.0 \cdot 0.3 = 0.60$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>6.00 kN/m<sup>2</sup></b>

##### Copertura + sottotetto

Totale carichi permanenti copertura ( $G_{k3}$ )	3.82 kN/m <sup>2</sup>
Totale carichi permanenti sottotetto ( $G_{k4}$ )	4.62 kN/m <sup>2</sup>
Azioni variabili copertura (neve) ( $Q_{k4}$ )	$Q_{k4} \cdot \psi_{24} = 1.28 \cdot 0.20 = 0.26$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>8.70 kN/m<sup>2</sup></b>

##### Gronda

Totale carichi permanenti copertura ( $G_{k5}$ )	4.78 kN/m <sup>2</sup>
Azioni variabili copertura (neve) ( $Q_{k5}$ )	$Q_{k5} \cdot \psi_{25} = 1.28 \cdot 0.20 = 0.26$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>5.04 kN/m<sup>2</sup></b>

##### Scale

Totale carichi permanenti ( $G_{k6}$ )	6.28 kN/m <sup>2</sup>
Azioni variabili ( $Q_{k6}$ )	$Q_{k6} \cdot \psi_{26} = 4.0 \cdot 0.8 = 3.20$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>9.48 kN/m<sup>2</sup></b>

##### Vento

In pressione ( $Q_{k7}$ )	$Q_{k7} \cdot \psi_{27} = 0.50 \cdot 0.0 = 0.00$ kN/m <sup>2</sup>
In depressione ( $Q_{k8}$ )	$Q_{k8} \cdot \psi_{28} = 0.25 \cdot 0.0 = 0.00$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>0.00 kN/m<sup>2</sup></b>



### 13.7.5.2 Calcolo delle masse

Si adottano i criteri già espressi al paragrafo 7.7.2.

#### Muratura

Muratura interna ( $G_{k1i}$ )	$G_{k1i}/g=11.3/9.81=1.152 \text{ t/m}^3$
Muratura esterna ( $G_{k1e}$ )	$G_{k1e}/g=16.7/9.81=1.702 \text{ t/m}^3$

#### Solaio piano primo e secondo

Totale carichi permanenti ( $G_{k2}$ )	$G_{k2}/g=5.40/9.81=0.550 \text{ t/m}^2$
Azioni variabili ( $Q_{k2}$ )	$Q_{k2}/g \cdot \psi_{22} \cdot \varphi_2=2.0/9.81 \cdot 0.3 \cdot 0.5 = 0.031 \text{ t/m}^2$
<b>Totale</b>	<b>0.581 t/m<sup>2</sup></b>

#### Copertura + sottotetto

Totale carichi permanenti copertura ( $G_{k3}$ )	$G_{k3}/g=3.82/9.81=0.389 \text{ t/m}^2$
Totale carichi permanenti sottotetto ( $G_{k4}$ )	$G_{k4}/g=4.62/9.81=0.470 \text{ t/m}^2$
Sovraccarico acc. copertura (neve) ( $Q_{k4}$ )	$Q_{k4}/g \cdot \psi_{24} \cdot \varphi_4=1.28/9.81 \cdot 0.20 \cdot 1=0.026 \text{ t/m}^2$
<b>Totale</b>	<b>0.885 t/m<sup>2</sup></b>

#### Gronda

Totale carichi permanenti copertura ( $G_{k5}$ )	$G_{k5}/g=4.78/9.81=0.487 \text{ t/m}^2$
Sovraccarico acc. copertura (neve) ( $Q_{k5}$ )	$Q_{k5}/g \cdot \psi_{25} \cdot \varphi_5=1.28/9.81 \cdot 0.20 \cdot 1 = 0.026 \text{ t/m}^2$
<b>Totale</b>	<b>0.513 t/m<sup>2</sup></b>

#### Scale

Totale carichi permanenti ( $G_{k6}$ )	$G_{k6}/g=6.28/9.81=0.640 \text{ t/m}^2$
Azioni variabili ( $Q_{k6}$ )	$Q_{k6}/g \cdot \psi_{26} \cdot \varphi_6=4.0/9.81 \cdot 0.8 \cdot 0.5 = 0.163 \text{ t/m}^2$
<b>Totale</b>	<b>0.803 t/m<sup>2</sup></b>

## 13.7.6 Analisi statica non lineare

### 13.7.6.1 Esito delle analisi in Zona 2 e sottosuolo tipo A

Di seguito si riporta un prospetto con il confronto tra richiesta e capacità di spostamento, sia allo SLD che allo SLU, per alcune delle più significative analisi per la Zona sismica 2 e su suolo di tipo A.

analisi	direzione sisma	Distribuzione forze orizzontali	direzione e verso sisma - eccentricità	Stato Limite di Danno		Stato limite Ultimo	
				richiesta di spostamento	capacità di spostamento	richiesta di spostamento	capacità di spostamento
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1	X	T	+X ; e > 0	0,346	1,804	1,181	1,804
2		T	-X ; e < 0	0,335	1,809	1,161	1,821
3	Y	T	+Y ; e > 0	0,310	1,957	1,116	2,478
4		T	-Y ; e < 0	0,313	1,912	1,124	2,429

**Prospetto 13.2 – Confronto tra richiesta e capacità di spostamento allo SLD e SLU**

### 13.7.6.2 Risultati generali analisi statica non lineare

Il prospetto seguente sintetizza l'esito di tutte le verifiche svolte nelle quattro zone sismiche e per le tre categorie di terreno in ogni zona, utilizzando l'analisi statica non lineare.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	VERIFICATO
	B,C,E	0,19	VERIFICATO
	D	0,20	VERIFICATO
2	A	0,25	VERIFICATO
	B,C,E	0,31	NON VERIFICATO
	D	0,34	NON VERIFICATO

**Prospetto 13.3 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica non lineare)**

### 13.7.7 Risultati generali analisi statica lineare

La struttura, analizzata con il metodo dell'analisi statica lineare, tramite lo studio del comportamento di un telaio equivalente fornisce il seguente quadro di idoneità.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,19	NON VERIFICATO
	D	0,20	NON VERIFICATO
2	A	0,25	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,31	NON VERIFICATO
	D	0,34	NON VERIFICATO

Prospetto 13.4 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica lineare)

## 13.8 ANALISI PER PARETI PORTANTI DI SPESSORE 35 CM

### 13.8.1 Caratteristiche generali dell'edificio

Ad eccezione dello spessore delle pareti, in questo caso pari a 35 cm, e delle grandezze da questo derivanti, l'edificio mantiene tutte le caratteristiche già riportate in precedenza.

### 13.8.2 Pareti portanti esterne e pareti portanti interne

Le pareti portanti esterne sono realizzate con la seguente stratigrafia (dall'interno verso l'esterno):

- intonaco  $s = 1.5$  cm
- muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico  $s = 35$  cm
- isolante termico
- rivestimento in Lecablocco architettonico Facciavista  $s = 12$  cm

Le pareti portanti interne sono realizzate con la seguente stratigrafia:

- intonaco  $s = 1.5$  cm su entrambe le facce
- muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico  $s = 35$  cm

### 13.8.3 Ulteriori requisiti

La geometria di tutte le pareti da 35 cm, al netto dell'intonaco, rispetta i requisiti normativi nel caso di muratura ordinaria realizzata con elementi artificiali:

### Prospetto 13.5 – Sintesi verifiche geometriche

spessore minimo $t_{\min}$	$t_{\min} = 350 \text{ mm} > 240 \text{ mm}$
snellezza massima $(h_0/t)_{\max}$ :	$(h_0/t)_{\max} = 2.86/0.35 = 8.17 < 12$

#### 13.8.4 Schema resistente e aree di influenza

Le percentuali di muratura resistente lungo X e lungo Y sono rispettivamente pari a:

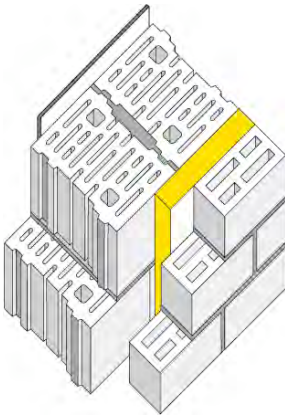
$$\rho_x = \frac{\text{Area}_{\text{pareti,X}}}{\text{Area}_{\text{impalcato}}} = \frac{11.35}{154.33} = 7.35\%$$

$$\rho_y = \frac{\text{Area}_{\text{pareti,X}}}{\text{Area}_{\text{impalcato}}} = \frac{12.32}{154.33} = 7.98\%$$

#### 13.8.5 Analisi dei carichi

Si modifica, rispetto al paragrafo 13.7.4, solo quanto pertinente il maggior spessore della muratura portante.

#### Muratura perimetrale



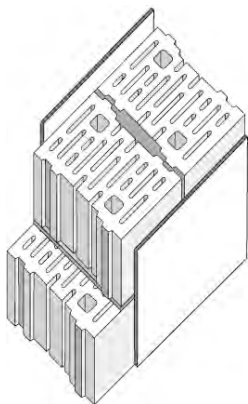
#### Stratigrafia

(dall'interno verso l'esterno)

25. Intonaco (sp. = 1,5 cm)
26. Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 35 cm)
27. Strato isolante (sp. = 8 cm)
28. Lecablocco Architettonico Facciavista (sp. = 12 cm)

Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 35 cm)	= 3.35 kN/m <sup>2</sup>
Strato isolante (sp. = 8 cm)	= 0.03 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Architettonico Facciavista (sp. = 12 cm)	= 1.80 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 5.43 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale</b> (riferito al solo spessore di muratura portante sp.=30 cm)	<b>= 15.6 kN/m<sup>3</sup></b>

## Muratura interna



### Stratigrafia

19. Intonaco (sp. = 1.5 cm)
20. Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 35 cm)
21. Intonaco (sp. = 1.5 cm)

Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 35 cm)	= 3.35 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 3.85 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale</b> (riferito al solo spessore di muratura portante sp.=35 cm)	<b>= 11.0 kN/m<sup>3</sup></b>

## 13.8.6 Combinazioni di carico

### 13.8.6.1 Calcolo dei carichi verticali gravanti sulle pareti

Le combinazioni di carico sono le stesse adottate al paragrafo 13.7.5. Rispetto a quanto già riportato al paragrafo 13.7.5.1 sono modificati solo i valori relativi alla muratura, sotto riportati.

#### Muratura

Peso proprio muratura interna ( $G_{k1}$ )	<b>11.00 kN/m<sup>3</sup></b>
Peso proprio muratura esterna ( $G_{k1}$ )	<b>15.60 kN/m<sup>3</sup></b>

### 13.8.6.2 Calcolo delle masse

Vale quanto già illustrato al paragrafo 13.7.5.2., tranne per la massa delle pareti che è relativa allo spessore di 35 cm.

#### Muratura

Muratura interna ( $G_{k1i}$ )	$G_{k1i}/g=11.0/9.81=$ <b>1.121 t/m<sup>3</sup></b>
Muratura esterna ( $G_{k1e}$ )	$G_{k1e}/g=15.6/9.81=$ <b>1.590 t/m<sup>3</sup></b>

## 13.8.7 Analisi statica non lineare

### 13.8.7.1 Esito delle analisi in Zona 2 e sottosuolo tipo BCE

Di seguito si riporta il prospetto con il confronto tra richiesta e capacità di spostamento, sia allo SLD che allo SLU, per alcune delle più significative analisi per la Zona sismica 2 e su suolo di tipo BCE.

analisi	direzione sisma	Distribuzione forze orizzontali	direzione e verso sisma - eccentricità	Stato Limite di Danno		Stato limite Ultimo	
				richiesta di spostamento	capacità di spostamento	richiesta di spostamento	capacità di spostamento
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1	X	T	+X ; e > 0	0,386	1,989	1,735	3,077
2		T	- X ; e < 0	0,373	1,708	1,695	2,636
3	Y	T	+ Y ; e > 0	0,336	1,645	1,602	1,777
4		T	- Y ; e < 0	0,341	1,995	1,609	2,275

**Prospetto 13.6 – Confronto tra richiesta e capacità di spostamento allo SLD e SLU**

### 13.8.7.2 Risultati generali analisi statica non lineare

Il prospetto seguente sintetizza l'esito di tutte le verifiche svolte nelle quattro zone sismiche e per le tre categorie di terreno in ogni zona, utilizzando l'analisi statica non lineare.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	VERIFICATO
	B,C,E	0,19	VERIFICATO
	D	0,20	VERIFICATO
2	A	0,25	VERIFICATO
	B,C,E	0,31	VERIFICATO
	D	0,34	NON VERIFICATO

**Prospetto 13.7 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica non lineare)**

### 13.8.8 Risultati generali analisi statica lineare

La struttura, analizzata con il metodo dell'analisi statica lineare, fornisce il seguente quadro di idoneità.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,19	NON VERIFICATO
	D	0,20	NON VERIFICATO
2	A	0,25	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,31	NON VERIFICATO
	D	0,34	NON VERIFICATO

Prospetto 13.8 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica lineare)

## 13.9 ANALISI PER PARETI PORTANTI DI SPESSORE 40 CM

### 13.9.1 Caratteristiche generali dell'edificio

Ad eccezione dello spessore delle pareti, in questo caso pari a 40 cm, e delle grandezze da questo derivanti l'edificio mantiene tutte le caratteristiche già riportate in precedenza

### 13.9.2 Pareti portanti esterne e pareti portanti interne

Le pareti portanti esterne sono realizzate con la seguente stratigrafia (dall'interno verso l'esterno):

- intonaco  $s = 1.5$  cm
- muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico  $s = 40$  cm
- isolante termico
- rivestimento in Lecablocco architettonico Facciavista  $s = 12$  cm

Le pareti portanti interne sono realizzate con la seguente stratigrafia:

- intonaco  $s = 1.5$  cm su entrambe le facce
- muratura portante in Lecablocco Bioclima Sismico  $s = 40$  cm

### 13.9.3 Ulteriori requisiti

La geometria di tutte le pareti da 40 cm, al netto dell'intonaco, rispetta i requisiti normativi nel caso di muratura ordinaria realizzata con elementi artificiali:

### Prospetto 13.9 – Sintesi verifiche geometriche

spessore minimo $t_{\min}$	$t_{\min} = 400 \text{ mm} > 240 \text{ mm}$
snellezza massima $(h_0/t)_{\max}$ :	$(h_0/t)_{\max} = 2.86/0.40 = 7.15 < 12$

#### 13.9.4 Schema resistente e aree di influenza

Le percentuali di muratura resistente lungo X e lungo Y sono rispettivamente pari a:

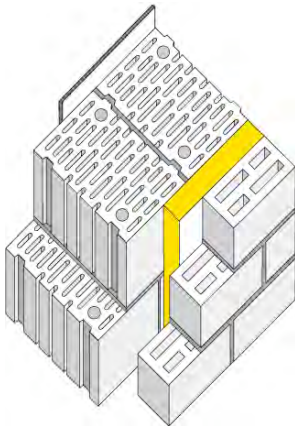
$$\rho_x = \frac{\text{Area}_{\text{pareti,X}}}{\text{Area}_{\text{impalcato}}} = \frac{12.97}{154.33} = 8.4\%$$

$$\rho_y = \frac{\text{Area}_{\text{pareti,X}}}{\text{Area}_{\text{impalcato}}} = \frac{14.08}{154.33} = 9.12\%$$

#### 13.9.5 Analisi dei carichi

Si modifica, rispetto al paragrafo 13.7.4, solo quanto pertinente il maggior spessore della muratura portante.

#### Muratura perimetrale



#### Stratigrafia

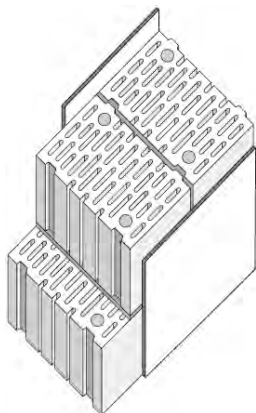
(dall'interno verso l'esterno)

- 29. Intonaco (sp. = 1,5 cm)
- 30. Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 40 cm)
- 31. Strato isolante (sp. = 8 cm)
- 32. Lecablocco Architettonico Facciavista (sp. = 12 cm)

Intonaco (sp. = 1,5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 40 cm)	= 3.80 kN/m <sup>2</sup>
Strato isolante (sp. = 8 cm)	= 0.03 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Architettonico Facciavista (sp. = 12 cm)	= 1.80 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 5.88 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale</b> (riferito al solo spessore di muratura portante sp.=40 cm)	<b>= 14,75 kN/m<sup>3</sup></b>



## Muratura interna



### Stratigrafia

- 22. Intonaco (sp. = 1.5 cm)
- 23. Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 40 cm)
- 24. Intonaco (sp. = 1.5 cm)

Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
Lecablocco Bioclima Sismico (sp. = 40 cm)	= 3.80kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (sp. = 1.5 cm)	= 0.25 kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale</b>	<b>= 4.30 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Totale</b> (riferito al solo spessore di muratura portante sp.=40 cm)	<b>= 10.75 kN/m<sup>3</sup></b>

## 13.9.6 Combinazioni di carico

### 13.9.6.1 Calcolo dei carichi verticali gravanti sulle pareti

Le combinazioni di carico sono le stesse adottate al paragrafo 13.7.5. Rispetto a quanto già riportato al paragrafo 13.7.5.1 sono modificati solo i valori relativi alla muratura, sotto riportati.

#### Muratura

Peso proprio muratura interna ( $G_{k1}$ )	<b>10.75 kN/m<sup>3</sup></b>
Peso proprio muratura esterna ( $G_{k1}$ )	<b>14.75 kN/m<sup>3</sup></b>

### 13.9.6.2 Calcolo delle masse

Vale quanto già illustrato al paragrafo 13.7.5.2 tranne per la massa delle pareti da 40 cm, sotto riportata.

#### Muratura

Muratura interna ( $G_{k1i}$ )	$G_{k1i}/g=11.0/9.81=$ <b>1.096 t/m<sup>3</sup></b>
Muratura esterna ( $G_{k1e}$ )	$G_{k1e}/g=15.0/9.81=$ <b>1.503 t/m<sup>3</sup></b>

### 13.9.7 Analisi statica non lineare

#### 13.9.7.1 Esito delle analisi in Zona 2 e sottosuolo tipo BCE

Di seguito si riporta il prospetto con il confronto tra richiesta e capacità di spostamento, sia allo SLD che allo SLU, per alcune delle più significative analisi per la Zona sismica 2 e su suolo di tipo BCE.

analisi	direzione sisma	Distribuzione forze orizzontali	direzione e verso sisma - eccentricità	Stato Limite di Danno		Stato limite Ultimo	
				richiesta di spostamento	capacità di spostamento	richiesta di spostamento	capacità di spostamento
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1	X	T	+X ; e > 0	0,343	1,761	1,627	3,283
2		T	- X ; e < 0	0,334	1,727	1,573	2,572
3	Y	T	+ Y ; e > 0	0,302	1,990	1,495	2,403
4		T	- Y ; e < 0	0,304	2,029	1,484	2,496

Prospetto 13.10 – Confronto tra richiesta e capacità di spostamento allo SLD e SLU

#### 13.9.7.2 Risultati generali analisi statica non lineare

Il prospetto seguente sintetizza l'esito di tutte le verifiche svolte nelle quattro zone sismiche e per le tre categorie di terreno in ogni zona, utilizzando l'analisi statica non lineare.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	VERIFICATO
	B,C,E	0,19	VERIFICATO
	D	0,20	VERIFICATO
2	A	0,25	VERIFICATO
	B,C,E	0,31	VERIFICATO
	D	0,34	NON VERIFICATO

Prospetto 13.11 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica non lineare)

### 13.9.8 Risultati generali analisi statica lineare

La struttura con pareti di spessore 40 cm, analizzata con il metodo dell'analisi statica lineare, tramite lo studio del comportamento di un telaio equivalente fornisce il seguente quadro di idoneità.

Zona Sismica	Categoria terreno	$a_g \cdot S_s$	Esito analisi
4	A	0,05	VERIFICATO
	B,C,E	0,06	VERIFICATO
	D	0,07	VERIFICATO
3	A	0,15	NON VERIFICATO <sup>(*)</sup>
	B,C,E	0,19	NON VERIFICATO
	D	0,20	NON VERIFICATO
2	A	0,25	NON VERIFICATO
	B,C,E	0,31	NON VERIFICATO
	D	0,34	NON VERIFICATO

**Prospetto 13.12 – Sintesi delle verifiche per l'edificio (analisi statica lineare)**

<sup>(\*)</sup> I maschi che influenzano la verifica dell'edificio sono Y03 e Y10. Modificando la geometria e i carichi di questi elementi è possibile verificare l'edificio, secondo i risultati forniti dall'analisi statica lineare, in Zona 3A.

# 14 COMMENTI CONCLUSIVI

## 14.1 CONSIDERAZIONI GENERALI

Le analisi svolte consentono di formulare le seguenti considerazioni. In generale, i due metodi di analisi considerati (analisi lineare e non lineare a telaio equivalente) sono rappresentativi di metodi possibili e di relativamente agevole utilizzo da parte dei professionisti, anche se ovviamente non sono gli unici. In base all'esperienza degli autori, l'analisi elastica lineare a telaio equivalente senza redistribuzione delle azioni e l'analisi statica non lineare tendono a fornire risultati delle verifiche che si pongono rispettivamente all'estremo inferiore e all'estremo superiore del possibile campo di variazione determinato dalle diverse ipotesi di modellazione. Più precisamente, i risultati più favorevoli sono ottenuti con la verifica statica non lineare, mentre l'analisi lineare elastica senza redistribuzione delle forze fornisce i risultati più penalizzanti per le verifiche. L'entità del divario tra i risultati dei due metodi, che potrebbe essere significativamente ridotto ad esempio se dopo l'analisi lineare si procedesse alla redistribuzione delle azioni secondo quanto consentito dalle norme tecniche, dipende in buona misura dalla configurazione geometrica dell'edificio in pianta ed in elevazione e dall'orientamento dei solai (che influenzano il livello di compressione medio dei muri).

Nel Prospetto 14,3 è riportato un quadro riassuntivo che riporta l'esito delle verifiche di sicurezza per le diverse configurazioni di edifici analizzati, secondo i diversi metodi di analisi. Come è possibile notare, i risultati dell'analisi non lineare sono generalmente in ottimo accordo con quanto previsto dai criteri di progettazione dei cosiddetti "edifici semplici", nel senso che laddove l'edificio ha una quantità complessiva di muri che è prossima a quella richiesta per un edificio semplice nella stessa zona sismica (tabella 7.8.III delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008), l'esito della verifica mediante il calcolo non lineare è sempre abbondantemente positivo, mentre invece l'analisi elastica lineare può dare in alcuni casi esito negativo, in particolare per la muratura ordinaria (ad esempio nell'edificio "E" di tre piani, in muratura ordinaria).

Nel caso della muratura armata, il divario tra i risultati dell'analisi lineare e dell'analisi non lineare tende a diminuire. Questo risultato, peraltro in linea con quanto già sperimentato dagli autori in altre tipologie di edifici, è dovuto alla

minore sensibilità della resistenza dei muri (in particolare alla presso flessione) all'azione assiale presente, grazie al contributo delle armature. L'azione assiale, assieme alla geometria della sezione lorda del muro è il parametro più influente nel determinare la resistenza dei muri non armati, ed è a sua volta influenzato dalla configurazione geometrica dell'edificio e dalla disposizione dei solai. Commentando più nel dettaglio i risultati delle verifiche dei singoli edifici si nota quanto segue.

#### **14.2 EDIFICIO “A1-A2”, EDIFICIO “B”, EDIFICIO “C”**

In questi edifici le verifiche con l'analisi lineare ha fornito risultati in linea con quanto prevedibile in base ai quantitativi di muratura riportati nella tabella 7.8.III delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008. Per la soluzione non armata l'analisi non lineare consente di soddisfare le verifiche per valori di accelerazione al terreno che coprono completamente la Zona 3 e in alcuni casi parte della Zona 2. La soluzione armata consente la verifica anche in Zona 1 (si ricorda che si è ipotizzato l'introduzione del minimo di armatura previsto dalla normativa)

#### **14.3 EDIFICIO “D”**

Per questo edificio si nota una divergenza molto marcata tra i risultati dell'analisi lineare e quelli dell'analisi non lineare, per quanto le verifiche di sicurezza con il metodo di analisi lineare producono un esito in accordo con i valori di riferimento riportati sulla tabella 7.8.III delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008. E' opportuno rilevare che l'edificio ha una geometria piuttosto lontana dai requisiti richiesti per un edificio semplice: esso è caratterizzato infatti da una forma estremamente allungata e poco compatta e da una asimmetria strutturale che genera una eccentricità apprezzabile tra il baricentro delle masse ed il baricentro delle rigidezze. Tuttavia, nonostante queste caratteristiche di irregolarità, il risultato delle verifiche con analisi lineari produce risultati analoghi a quanto previsto per un edificio “semplice”. L'analisi non lineare rende meno rilevanti le irregolarità nella distribuzione delle rigidezze elastiche, in quanto allo stato limite ultimo il comportamento non è dettato dalla rigidezza elastica iniziale ma dalla resistenza ultima dei pannelli. La soluzione armata presenta un notevole vantaggio soprattutto nel momento in cui si utilizzi il metodo di analisi lineare.

#### **14.4 EDIFICIO “E”**

Questa configurazione di edificio a tre piani ha prodotto risultati piuttosto interessanti e meritevoli di discussione. Le analisi sono state svolte solo per la soluzione non armata, adottando però diversi spessori delle pareti portanti (30 cm, 35 cm, 40 cm).

Innanzitutto i risultati delle analisi confermano il divario tra i risultati delle verifiche con l'analisi lineare e con quella non lineare, tuttavia in questo caso l'analisi lineare produce risultati molto penalizzanti se rapportati al riferimento della tabella 7.8.III delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008. Inoltre si

nota che l'incremento di resistenza ottenuto con l'aumento dello spessore delle pareti è piuttosto modesto. Più precisamente, mentre l'incremento di spessore produce comunque un incremento contenuto ma evidente della resistenza nel momento in cui si utilizza l'analisi statica non lineare, tale incremento è invece praticamente inapprezzabile nel caso di analisi lineare.

Questi risultati possono essere spiegati come segue.

L'edificio presenta delle peculiarità nelle dimensioni e nella distribuzione in pianta dei maschi murari che ne abbassano sensibilmente il "limite elastico" inteso come il valore dell'azione sismica che porta alla raggiungimento della resistenza del primo maschio murario. In particolare sono determinanti le rotture degli elementi Y03 e Y10 al terzo livello. L'orditura dei solai è parallela all'asse Y, per questo i maschi Y03 e Y10 sono poco caricati assialmente e quindi hanno una limitata resistenza a presso-flessione e a taglio. Inoltre, nell'analisi elastica a telaio equivalente tali maschi tendono in alcune combinazioni di carico a decomprimersi e a ridurre significativamente la loro resistenza. Si tratta quindi di una particolare situazione geometrica che genera un forte abbassamento del "limite elastico" dell'edificio, a causa di muri che peraltro assorbono una frazione molto modesta del taglio interpiano. E' questa una di quelle classiche situazioni in cui l'analisi lineare porta a esiti estremamente sfavorevoli della verifica di sicurezza, laddove una analisi non lineare è molto meno sensibile a questi fenomeni.

Per quel che riguarda l'effetto dell'aumento dello spessore dei muri, tale aumento comporta, ovviamente, un aumento del peso complessivo della struttura. Nelle tabelle seguenti sono riportati numericamente tali incrementi.

**Prospetto 14.1 - Incremento del peso delle pareti**

Spessore		Peso	Variazione % rispetto a pareti s=30 cm
<b>s = 30 cm</b>	Pareti interne	$11.30 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.30 \text{ m} = 3.40 \text{ kN/m}^2$	
	Pareti esterne	$16.70 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.30 \text{ m} = 5.00 \text{ kN/m}^2$	
<b>s = 35 cm</b>	Pareti interne	$11.00 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.35 \text{ m} = 3.85 \text{ kN/m}^2$	13.2%
	Pareti esterne	$15.60 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.35 \text{ m} = 5.46 \text{ kN/m}^2$	9.2%
<b>s = 40 cm</b>	Pareti interne	$10.75 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.40 \text{ m} = 4.30 \text{ kN/m}^2$	26.5%
	Pareti esterne	$14.75 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.40 \text{ m} = 5.90 \text{ kN/m}^2$	18%

**Prospetto 14.2 - Incremento complessivo del peso dell'edificio**

Spessore	Livello 1 Peso – Var %(*)	Livello 2 Peso – Var %(*)	Livello 3 Peso – Var %(*)	Totale Peso – Var%(*)
<b>s = 30 cm</b>	1872 kN	1888 kN	2194 kN	5954 kN
<b>s = 35 cm</b>	1965 kN – 5%	1982 kN – 5%	2238 kN – 2%	6185 kN – 3.9%
<b>s = 40 cm</b>	2056 kN – 10 %	2075 kN – 10%	2284 kN – 4%	6415 kN – 7.7%

(\*) Nota: la variazione percentuale è calcolata rispetto al peso dell'edificio con pareti s=30 cm.

Si nota che, ovviamente, l'incremento di peso complessivo dei piani dell'edificio è inferiore all'incremento di peso delle pareti considerate separatamente, dato che il peso dei solai rimane infatti invariato. L'azione sismica di progetto complessiva (taglio totale alla base) varia proporzionalmente alle masse, e quindi subisce un incremento percentuale analogo a quello del peso totale.

Se si considera più in dettaglio la situazione del maschio Y03 al piano terzo (stesso ragionamento si potrebbe fare per il maschio Y10 con analoghi risultati) a partire dalle sollecitazioni interne ricavabili dall'analisi si nota che, passando dall'edificio con pareti  $s=30$  cm all'edificio con pareti  $s=40$  cm, ad un incremento di azione assiale pari a circa il 6.4% (valutato nelle condizioni iniziali) corrisponde un aumento di resistenza a pressoflessione pari al 6.7% (nei muri in questione è infatti la presso flessione a governare la resistenza). Pur considerando il fatto che nel corso dell'analisi la resistenza di ciascun elemento cambia in ragione delle azioni interne cui è sottoposto, incrementi di resistenza così limitati giustificano certamente il fatto che aumentando lo spessore delle pareti da 30 cm fino a 40 cm in realtà non si ottengono aumenti particolarmente significativi delle prestazioni sismiche dell'edificio.

Se ne conclude che in queste situazioni, per migliorare sensibilmente i risultati in termini di verifiche sismiche è molto più efficace modificare la geometria in termini di lunghezza in pianta dei maschi, posizione e ampiezza delle aperture, che aumentare lo spessore, soprattutto se si utilizza l'analisi lineare senza redistribuzione. E' chiaro che questa scelta interferisce sensibilmente con il progetto architettonico, a conferma del fatto che per gli edifici in muratura ordinaria la progettazione architettonica e strutturale sono strettamente interconnesse. In alternativa una modifica nell'orientamento dei solai può produrre una diversa distribuzione dei carichi verticali e quindi delle resistenze. In sintesi, si ritiene che le analisi svolte, per quanto relative ad una casistica limitata di edifici, e per quanto svolte ipotizzando caratteristiche costanti e "standard" dei materiali, abbiano prodotto indicazioni utili sia per inquadrare il panorama in cui si troveranno a muoversi i progettisti nell'applicazione delle normative più recenti, sia per mettere in evidenza l'effetto (in termini strutturali) dell'introduzione dell'armatura e dell'incremento dello spessore delle murature.

## 14.5 SINTESI RISULTATI

Tipologia edificio	Numero piani	Tipologia muratura	Spessore blocco	Percentuale muratura	Analisi statica	ZONA 4 (ag-S)				ZONA 3 (ag-S)				ZONA 2 (ag-S)				ZONA 1 (ag-S)				
						A	B,C,E	D	A	B,C,E	D	A	B,C,E	D	A	B,C,E	D	A	B,C,E	D		
<b>Edificio A1</b>	2	ORDINARIA	25 cm	5,10%	Lineare	0,05 g	0,06 g	0,07 g	0,15 g	0,19 g	0,2 g	0,25 g	0,31 g	0,34 g	0,35 g	0,44 g	0,47 g					
	2	ORDINARIA	25 cm	5,10%	Non lineare <i>Tabella 7.8.III NTC-2008</i>	4,0%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,0%	5,5%	6,5%	6,5%	6,5%	6,5%	6,5%	7,0%				
<b>Edificio A2</b>	2	ARMATA	25 cm	5,10%	Lineare																	
	2	ARMATA	25 cm	5,10%	Non lineare <i>Tabella 7.8.III NTC-2008</i>	3,0%	3,0%	3,0%	3,5%	3,5%	3,5%	4,0%	4,5%	4,5%	4,5%	4,5%	5,0%	5,0%				
<b>Edificio B</b>	1	ORDINARIA	25 cm	4,57%	Lineare																	
	1	ORDINARIA	25 cm	4,37%	Non lineare <i>Tabella 7.8.III NTC-2008</i>	3,5%	3,5%	3,5%	4,0%	4,5%	4,5%	5,0%	6,0%	6,0%	6,0%	6,0%	6,0%	6,5%				
<b>Edificio C</b>	2	ORDINARIA	25 cm	4,80%	Lineare																	
	2	ORDINARIA	25 cm	4,80%	Non lineare <i>Tabella 7.8.III NTC-2008</i>	4,0%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,0%	5,5%	6,5%	6,5%	6,5%	6,5%	7,0%					
<b>Edificio D1</b>	2	ORDINARIA	25 cm	4,04%	Lineare																	
	2	ORDINARIA	25 cm	4,04%	Non lineare <i>Tabella 7.8.III NTC-2008</i>	4,0%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,0%	5,5%	6,5%	6,5%	6,5%	6,5%	7,0%					
<b>Edificio D2</b>	2	ARMATA	25 cm	4,04%	Lineare																	
	2	ARMATA	25 cm	4,04%	Non lineare <i>Tabella 7.8.III NTC-2008</i>	3,0%	3,0%	3,0%	3,5%	3,5%	3,5%	4,0%	4,5%	4,5%	4,5%	4,5%	5,0%	5,0%				
<b>Edificio E</b>	3	ORDINARIA	30 cm	6,30%	Lineare																	
	3	ORDINARIA	30 cm	6,30%	Non lineare <i>Tabella 7.8.III NTC-2008</i>	4,5%	4,5%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	6,0%	7,0%	7,0%	7,0%	7,0%	7,0%					
	3	ORDINARIA	35 cm	7,35%	Lineare																	
	3	ORDINARIA	35 cm	7,35%	Non lineare <i>Tabella 7.8.III NTC-2008</i>	4,5%	4,5%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	6,0%	7,0%	7,0%	7,0%	7,0%	7,0%					
	3	ORDINARIA	40 cm	8,40%	Lineare																	
	3	ORDINARIA	40 cm	8,40%	Non lineare <i>Tabella 7.8.III NTC-2008</i>	4,5%	4,5%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	6,0%	7,0%	7,0%	7,0%	7,0%	7,0%					

**Prospetto 14.3 – Quadro riassuntivo dei risultati delle analisi svolte**





# 15 TESTO COORDINATO DEL CAPITOLO 7

## DEL DM 14/1/2008 E CIRCOLARE 2/2/2009

Il D.M.14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni” e la Circolare 2 febbraio 2009 “Istruzioni per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008” affrontano nei rispettivi capitoli 7 la progettazioni degli edifici nei confronti delle azioni sismiche. Nel seguito si riporta il testo coordinato del Decreto e della Circolare per quanto riguarda i passaggi di interesse per le murature portanti ordinarie e armate.

La numerazione dei paragrafi riportata nel seguito è quella originale dei documenti sopra richiamati.

### **7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE**

Il presente capitolo disciplina la progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette anche all’azione sismica. Le sue indicazioni sono da considerare aggiuntive e non sostitutive di quelle riportate nei Cap. 4, 5 e 6; si deve inoltre fare sempre riferimento a quanto indicato nel Cap. 2 per la valutazione della sicurezza e nel Cap. 3 per la valutazione dell’azione sismica.

Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all’azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate:

- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6;
- gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d’armatura, relative alla CD “B” quale definita nel § 7.2.1;
- le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà  $S_d(T_1)=0,07g$  per tutte le tipologie.

Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo. Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.

#### **Circolare 2/2/2009**

La norma illustra, per ciascuna delle tipologie costruttive considerate nei precedenti capitoli 4 e 5, i provvedimenti specifici da adottare, in presenza di azioni sismiche, finalizzandoli alla progettazione e costruzione delle opere nuove (per le opere esistenti si rimanda al Cap.8 delle NTC e C8 delle presenti istruzioni).

Le indicazioni fornite integrano, ma non sostituiscono, quelle fornite nei

Cap.4 e 5 relativamente ai modelli di calcolo, alle sollecitazioni ed alle resistenze degli elementi strutturali. Si deve inoltre fare riferimento al Cap.2 per la combinazioni delle azioni, ed al Cap.3 per la definizione dell'entità dell'azione sismica in relazione ai diversi stati limite da considerare ed alle sue modalità di rappresentazione. Particolare attenzione richiedono infine le indicazioni geotecniche specificamente antisismiche (§ 7.11) al solito additive e non sostitutive di quelle già riportate nel Cap.6.

Ampio spazio è stato riservato, sia nelle NTC che nel presente documento, alle costruzioni ed ai ponti con isolamento e dissipazione di energia (§ 7.10 e C7.10); tale attenzione è giustificata dalla indiscutibile efficacia che tale approccio progettuale manifesta nel costruire antisismico e dalla sua conseguente, crescente, diffusione.

Nello stilare la norma si è fatto sistematico riferimento all'EN-1998, ma in un'ottica di sintesi e semplificazione, così da produrre una norma in accordo con esso ed al contempo estremamente più sintetica e semplice da utilizzare. Con tale finalità, particolare attenzione è stata dedicata a raccogliere, in una trattazione sintetica iniziale valida per tutte le tipologie costruttive, i requisiti comuni nei confronti degli stati limite (§ 7.1), i criteri generali di progettazione e modellazione (§ 7.2), i metodi di analisi ed i criteri di verifica (§ 7.3). così da renderli il più possibile esaurienti e, nel contempo, perfettamente integrati nella trattazione generale e semplici da intendere ed impiegare.

Nell'ottica di sintesi e semplificazione detta, è sembrato opportuno, in situazioni di pericolosità sismica molto bassa (zona 4) ammettere metodi di progetto-verifica semplificati. In tal senso, per le opere realizzate in siti ricadenti in zona 4 e qualora siano rispettate le ulteriori condizioni appresso elencate, le NTC consentono l'utilizzo dei due diversi metodi semplificati di verifica nel seguito illustrati:

- **Metodo 1** - Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e di classe d'uso I e II, le verifiche di sicurezza possono essere condotte alle tensioni ammissibili, secondo quanto specificato nel § 2.7 delle NTC.

- **Metodo 2** - Per tutti i tipi di costruzione e le classi d'uso, le verifiche di sicurezza nei confronti dello SLV possono essere condotte per una forza di progetto calcolata assumendo uno spettro di progetto costante e pari a 0,07g, ed ammettendo implicitamente un possibile danneggiamento delle strutture, corrispondente ad un fattore di struttura di valore comunque non superiore a  $q = 2,15$ .

Il **Metodo 2** consente la progettazione della costruzione sotto l'azione sismica di cui sopra nei modi indicati nei Cap.4, 5, 6 delle NTC a condizione che soddisfi i tre requisiti seguenti:

- ai fini della ripartizione delle sollecitazioni sismiche tra gli elementi strutturali resistenti, gli orizzontamenti debbono essere assimilabili a diaframmi rigidi (6), ossia ad elementi infinitamente rigidi nel loro piano; maggiori indicazioni al riguardo sono riportate nel § C7.2.6.

- i particolari costruttivi sono quelli relativi alla classe di duttilità bassa "CDB" quale definita nel § 3.2.1 delle NTC, ossia le azioni sismiche convenzionali sono determinate ammettendo solo un danneggiamento limitato delle strutture.

- per le verifiche agli stati limite si utilizza la combinazione delle azioni definita al § 3.2.4 delle NTC.

Per le costruzioni semplici in muratura, sono previste regole di progetto semplificate che non prevedono verifiche di sicurezza dettagliate, secondo quanto specificato in § 7.8.1.9

## 7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto delle azioni sismiche definite nel § 3.2, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, quali definiti al § 3.2.1 ed individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno<sup>2</sup>, le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti.

In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo *SLD*;

- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel seguito e siano soddisfatte le verifiche relative al solo *SLV*.

Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di classe d'uso III e IV, per gli elementi non strutturali e gli impianti delle quali è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo *SLO*, quali precisate nei §§ 7.3.7.2 e 7.3.7.3.

Per contenere le incertezze e garantire un buon comportamento delle strutture sotto azioni sismiche, devono essere adottati provvedimenti specifici volti ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme.

Le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti della risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento. Al riguardo, deve essere valutata la risposta sismica e la stabilità del sito secondo quanto indicato nel § 7.11.5.

### **Circolare 2/2/2009**

Per garantire il rispetto degli Stati Limite Ultimi e di Esercizio, quali definiti al § 3.2.1 delle NTC, occorre effettuare diverse verifiche di sicurezza. Ciascuna di esse garantisce, per ogni Stato Limite, quindi per il corrispettivo livello di azione sismica, il raggiungimento di una data prestazione da parte della costruzione nel suo complesso.

Le verifiche di sicurezza da effettuare sono riepilogate in funzione della Classe d'uso nella successiva Tab. C7.1.I, in cui si fa riferimento anche al paragrafo che nelle NTC disciplina ciascuna verifica. A riguardo, si evidenzia che le verifiche allo SLC devono essere effettuate di necessità sulle sole costruzioni provviste di isolamento sismico.

SL	Descrizione della prestazione	Riferim. Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

L'utilizzo del **metodo 2** di verifica prevede solo verifiche nei confronti dello SLV.

Nella progettazione in presenza di azioni sismiche, il ruolo dei particolari costruttivi è essenziale ai fini del conseguimento della sicurezza strutturale. Poiché le prestazioni delle strutture sotto terremoto sono fortemente condizionate dal comportamento delle loro zone critiche, soggette a plasticizzazione ciclica, per esse e per gli elementi ad esse collegate si forniscono regole pratiche di progettazione volte a assicurare sia la capacità portante che quella dissipativa richiesta all'intero sistema strutturale.

Le indicazioni inerenti alle zone critiche sono volte ad assicurarne la duttilità necessaria a garantire il raggiungimento del livello di danneggiamento ammesso dalle NTC per le azioni sismiche relative agli Stati Limite Ultimi senza che la struttura collassi.

## **7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE**

### **7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE**

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidità e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche. La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4. Nei casi precisati in § 3.2.5.1 si deve inoltre tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico. Si deve tenere infine conto degli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica. A tal fine gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidità e resistenza tali da metterli in grado di trasmettere le forze scambiate tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidità estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidità flessionale. Deve essere adottata un'unica tipologia di fondazione per una data struttura in elevazione, a meno che questa non consista di unità indipendenti. In particolare, nella stessa struttura deve essere evitato l'uso contestuale di fondazioni su pali o miste con fondazioni superficiali, a meno che uno studio specifico non ne dimostri l'accettabilità o che si tratti di un ponte.

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

*a)* comportamento strutturale non-dissipativo;

*b)* comportamento strutturale dissipativo.

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti.

Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

Gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante (v. § 7.2.5), devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante.

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD):

- Classe di duttilità alta (CD<sup>A</sup>);

- Classe di duttilità bassa (CD<sup>B</sup>).

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Si localizzano dunque le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate, dette "dissipative" o "critiche", effettuando il dimensionamento degli elementi

non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze; l'individuazione delle zone dissipative deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone critiche, esse debbono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia.

Tali fini possono ritenersi conseguiti qualora le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura possiedano, nei confronti delle zone dissipative, una sovrarresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica. La sovrarresistenza è valutata moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un opportuno coefficiente di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ , assunto pari, ove non diversamente specificato, ad 1,3 per CD "A" e ad 1,1 per CD "B".

I collegamenti realizzati con dispositivi di vincolo temporaneo, di cui al § 11.9, devono essere in grado di sostenere una forza ottenuta assumendo un coefficiente di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  sempre pari a 1,5, a meno che tali dispositivi non colleghino due strutture isolate, nel qual caso la forza di progetto è pari a quella ottenuta dall'analisi allo SLC.

Nel caso di collegamenti in semplice appoggio o di collegamenti di tipo scorrevole l'appoggio deve essere dimensionato per consentire uno scorrimento che tenga conto dello spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate determinato in base alle azioni allo stato limite ultimo (v. § 7.3); si deve tenere conto anche dello spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate, secondo quanto indicato nei §§ 3.2.5.1 e 3.2.5.2. Non è mai consentito fare affidamento sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali per assicurare la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura, salvo per dispositivi espressamente progettati per tale scopo.

I dettagli costruttivi delle zone critiche e delle connessioni tra queste zone e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, devono ricevere una particolare attenzione ed essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

### **Circolare 2/2/2009**

In ragione della necessità che la costruzione sia dotata di sistemi strutturali capaci, con costi accettabili, di soddisfare i requisiti di sicurezza nei confronti sia dei carichi verticali che dell'azione sismica, in siti a sismicità significativa i criteri di progettazione nei confronti delle azioni sismiche devono essere considerati già nell'impostazione della progettazione strutturale.

La costruzione deve essere dunque dotata di sistemi resistenti lungo almeno due direzioni e capaci di garantire un'adeguata resistenza e rigidezza nei confronti sia dei moti traslazionali, sia dei moti torsionali dovuti all'eccentricità tra il centro di massa ed il centro di rigidezza dell'intera struttura o anche solo di una sua porzione.

Tali moti torsionali tendono a sollecitare i diversi elementi strutturali in maniera non uniforme. A tal fine, sono da preferirsi configurazioni strutturali in cui i principali elementi resistenti all'azione sismica sono distribuiti nelle zone periferiche della costruzione e al contempo limitano l'eccentricità tra centro di massa e centro di rigidezza a ciascun livello della costruzione. Per massimizzare la rigidezza torsionale conseguita nel modo suddetto è necessario che gli orizzontamenti funzionino da diaframma rigido ai fini della ripartizioni delle forze sugli elementi verticali che li sostengono, nei modi specificati al § 7.2.6 delle NTC.

Per quanto riguarda gli effetti della componente verticale dell'azione sismica, nel § 7.2.1 sono indicati gli elementi e le tipologie costruttive che maggiormente risentono delle accelerazioni verticali indotte dal sisma, nonché i livelli di pericolosità per i quali tale componente deve essere considerata nel progetto. Per gli elementi soggetti a tali azioni e per

quelli di supporto dei medesimi è ammesso l'uso di modelli parziali che tengano conto della rigidità degli elementi adiacenti.

In generale non si tiene conto della variabilità spaziale del moto sismico e si adotta per esso una rappresentazione di tipo "puntuale", quale è quella che prevede l'utilizzo degli spettri di risposta e adotta un unico valore di accelerazione del suolo per tutti i punti di contatto con la struttura.

Quando l'estensione del sistema di fondazione non garantisce che l'intera costruzione sia soggetta ad una eccitazione sismica uniforme, è necessario considerare la variabilità spaziale del moto di cui al § 3.2.5 delle NTC.

La progettazione nei confronti delle azioni sismiche ammette, generalmente, un danneggiamento esteso ma controllato delle costruzioni per i livelli di azione relativi agli SLV ed SLC ed un

possibile danneggiamento, di entità comunque limitata, per lo SLD7. Mentre nei primi due casi la risposta sismica della struttura è affidata, oltre che alle sue caratteristiche in termini di resistenza, alla sua capacità di sviluppare deformazioni cicliche in campo plastico, in quest'ultimo caso (SLD), essa è affidata essenzialmente alle sue caratteristiche di rigidità e resistenza. In ragione di ciò, le strutture si considerano avere comportamento dissipativo nei riguardi degli stati limite ultimi e sostanzialmente non dissipativo nei riguardi degli stati limite di esercizio. Fanno eccezione le strutture dotate di isolamento alla base, per le quali anche i requisiti riferiti agli stati limite ultimi vengono conseguiti evitando significative escursioni in campo plastico degli elementi strutturali della sovrastruttura e della sottostruttura.

Ai fini di un buon comportamento dissipativo d'insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili.

In funzione della tecnologia costruttiva e dei materiali utilizzati, è dunque possibile separare i meccanismi deformativi essenzialmente fragili, quindi per loro natura scarsamente dissipativi, dagli altri meccanismi ai quali è possibile associare, mediante adeguati accorgimenti, significativa capacità di dissipare energia in ragione della loro duttilità.

La progettazione deve dunque garantire l'attivazione dei meccanismi deformativi duttili, evitando al contempo che si attivino meccanismi in elementi meno duttili (ad es. in pilastri soggetti a sforzi normali rilevanti) e meccanismi resistenti fragili (ad es. resistenza a taglio, resistenza dei nodi travopilastro).

La duttilità d'insieme della costruzione si ottiene, in definitiva, individuando gli elementi ed i meccanismi resistenti ai quali affidare la capacità dissipativa e localizzando all'interno del sistema strutturale le zone in cui ammettere la plasticizzazione, in modo da ottenere un meccanismo deformativo d'insieme stabile, che coinvolga il maggior numero possibile di fonti di duttilità locale.

L'intero capitolo, coerentemente con i principi generali, trasferisce al progettista tutte le informazioni necessarie per progettare e verificare costruzioni "duttili", ossia rispettose dei criteri di "gerarchia delle resistenze" e delle richieste di duttilità locale.

In coerenza con EN-1998, i fattori di struttura sono differenziati in base alla Classe di duttilità delle strutture, Alta (CD "A") e Bassa (CD "B"). Il fattore di struttura dipende direttamente dal rapporto di sovraresistenza della struttura  $\alpha_u/\alpha_v$ , che permette al progettista di valutare in maniera



forfetaria l'incremento delle azioni sismiche necessario per passare dalla plasticizzazione del primo elemento alla formazione del meccanismo strutturale.

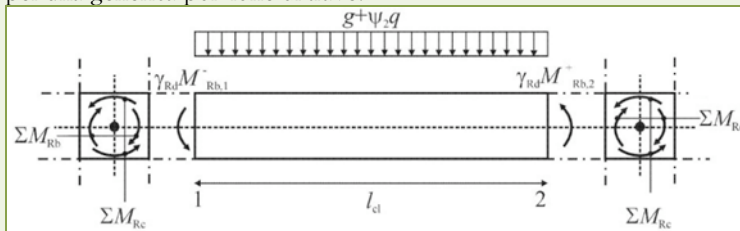
Le regole semplificate fornite premiano le strutture iperstatiche. Sono invece introdotte opportune regole per penalizzare le strutture irregolari, che non sono vietate ma vanno progettate per azioni sismiche più alte di quelle attribuite alle strutture regolari per tenere conto delle maggiori concentrazioni di danno che possono aversi nel caso di irregolarità. In particolare la irregolarità in elevazione è penalizzata mediante una riduzione del 20% del fattore di struttura. L'irregolarità in pianta è invece penalizzata riducendo il rapporto di sovrarresistenza strutturale  $\alpha_u/\alpha_v$ .

Fondamentali sono le regole finalizzate a conseguire la corretta "gerarchia delle resistenze". Il perseguimento della corretta gerarchia delle resistenze è obbligatorio, sia per le strutture in CD "A" che per le strutture in CD "B", con queste regole che aumentano opportunamente la resistenza dei possibili meccanismi fragili, sia locali che globali, rendendo altamente improbabile che essi si attivino prima dei meccanismi duttili.

Una volta attivati i meccanismi duttili, infatti, le sollecitazioni agenti sugli elementi fragili, sia a livello locale che a livello globale, per ovvi motivi di equilibrio si stabilizzano, rendendo l'attivazione dei meccanismi fragili altamente improbabile, come già detto.

Per scongiurare l'attivazione di possibili meccanismi fragili locali, viene utilizzata la regola di gerarchia delle resistenze sulle sollecitazioni. Per evitare la rottura prematura per meccanismo fragile della generica sezione critica, quest'ultima è progettata per sostenere sollecitazioni derivate da condizioni di equilibrio che tengano conto della formazione di cerniere plastiche e della sovrarresistenza delle zone adiacenti. Ad esempio la resistenza di progetto nei confronti delle sollecitazioni di taglio viene determinata non sulla base dei valori forniti dal modello di calcolo, bensì sulla base delle resistenze cui sono associati meccanismi deformativi duttili, generalmente flessionali, opportunamente amplificate mediante il coefficiente di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ .

Nei casi in cui le cerniere siano di tipo flessionale, nel rispetto dei criteri della gerarchia delle resistenze, le sollecitazioni di taglio  $V_{Ed}$  da utilizzare all'atto della verifica di resistenza si ottengono garantendo l'equilibrio dell'intero elemento strutturale o della sua porzione alle cui estremità si ammette la formazione delle cerniere plastiche. Esso è dunque soggetto ai carichi gravitazionali valutati nella condizione sismica e, nelle sezioni di estremità, ai momenti resistenti  $M_{Rb,i}$  delle sezioni plasticizzate amplificati dal fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ , come mostrato in Fig. C7.2.1 per una generica porzione di trave.



**Figura C7.2.1 – Equilibrio dei momenti per il calcolo delle sollecitazioni di taglio di calcolo  $V_{Ed}$ .**

Nei telai, per scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di "piano debole" che comporta la plasticizzazione, anticipata rispetto alle travi, di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente  $\gamma_{Rd}$  che vale 1,3 in CD "A" e 1,1 per CD "B".

In tali casi, generalmente, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d'estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula (7.4.4) delle NTC.

In particolare uno dei modi per soddisfare tale formula consiste nell'amplificare i momenti flettenti di calcolo dei pilastri derivanti dall'analisi per un fattore di amplificazione  $\alpha$  dato dall'espressione:

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Sd}}$$

in cui  $M_{b,Rd}$  è il momento resistente di progetto della generica trave convergente nel nodo e  $M_{c,Sd}$  è il momento flettente di calcolo del generico pilastro convergente nel nodo; le sommatorie sono estese a tutte le sezioni delle travi e dei pilastri concorrenti nel nodo.

Nel caso in cui i momenti di calcolo nel pilastro siano di verso discorde, al denominatore della formula (C7.2.1) va applicata la prescrizione del § 7.4.4.2.1, terzo capoverso delle NTC e, pertanto, va posto il solo valore maggiore, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi; tale prescrizione non va invece applicata quando si considera la formula (7.4.4) delle NTC che, operando in termini di resistenze flessionali, considera i valori assoluti delle grandezze indipendentemente dal verso.

È opportuno sottolineare che l'utilizzo della formula (C7.2.1) rappresenta solo uno dei possibili modi per arrivare al rispetto della formula (7.4.4) delle NTC che rimane l'unica condizione di norma da rispettare per proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura.

## 7.2.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

### Regolarità

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;

f) massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;

g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Per i ponti le condizioni di regolarità sono definite nel § 7.9.2.1.

### **Distanza tra costruzioni contigue**

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo *SLV*, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare); in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per  $a_g \cdot S / 0,5g \leq 1$ .

Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in 1/100 dell'altezza della costruzione moltiplicata per  $a_g \cdot S / 0,5g$ .

Particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi se le costruzioni hanno apparecchi di isolamento sismico tenendo in conto le indicazioni riportate nel § 7.10.4 e nel § 7.10.6.

### **Altezza massima dei nuovi edifici**

Per le tipologie strutturali: costruzioni di legno e di muratura non armata che non accedono alle riserve anelastiche delle strutture, ricadenti in zona 1, è fissata una altezza massima pari a due piani dal piano di campagna, ovvero dal ciglio della strada. Il solaio di copertura del secondo piano non può essere calpestio di volume abitabile.

Per le altre zone l'altezza massima degli edifici deve essere opportunamente limitata, in funzione delle loro capacità deformative e dissipative e della classificazione sismica del territorio.

Per le altre tipologie strutturali (cemento armato, acciaio, etc) l'altezza massima è determinata unicamente dalle capacità resistenti e deformative della struttura.

### **Limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale**

I regolamenti e le norme di attuazione degli strumenti urbanistici possono introdurre limitazioni all'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale.

Per ciascun fronte dell'edificio verso strada, i regolamenti e le norme definiranno la distanza minima tra la proiezione in pianta del fronte stesso ed il ciglio opposto della strada. Si intende per strada l'area di uso pubblico aperta alla circolazione dei pedoni e dei veicoli, nonché lo spazio inedificabile non cintato aperto alla circolazione pedonale.

**Circolare  
2/2/2009**

Una costruzione è regolare in pianta ed in altezza quando il suo comportamento è governato principalmente da modi di vibrare sostanzialmente traslazionali lungo due direzioni ortogonali e quando tali modi siano caratterizzati da spostamenti crescenti in maniera approssimativamente lineare con l'altezza.

I criteri di regolarità forniti nel §7.2.2 delle NTC sono quindi da intendersi come condizioni necessarie ma non sufficienti ai fini di controllare la regolarità; è compito del progettista verificare che la regolarità della costruzione non sia condizionata da altre caratteristiche non incluse nei criteri presentati.

Si precisa che al § 7.2.2, punto g) delle NTC con il termine “un altro orizzontamento” deve intendersi “l’orizzontamento adiacente”.

In accordo con quanto specificato al §7.3.2 delle NTC, quando il comportamento di una struttura dipende significativamente dai modi di vibrare superiori, quindi anche quando è regolare in altezza, non è possibile utilizzare per essa metodi d’analisi di tipo statico e si deve ricorrere, di necessità, ad analisi di tipo dinamico.

Relativamente all’ultimo capoverso del § 7.2.2 delle NTC, sottoparagrafo “Distanza tra costruzioni contigue” si precisa che quanto indicato vale esclusivamente per le costruzioni esistenti, sussistendo, comunque, l’obbligo per le nuove costruzioni del calcolo degli spostamenti.

**7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI “SECONDARI” ED ELEMENTI NON STRUTTURALI**

(omissis)

**7.2.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI**

(omissis)

**7.2.5 CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE**

(omissis)

**7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA**

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell’azione sismica possono produrre forze d’inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, etc.).

Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati “secondari”, e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidità e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidità e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità.

Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tenere conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Nel caso di comportamento non dissipativo si adottano unicamente i modelli lineari.

Nel caso di comportamento dissipativo si possono adottare sia modelli lineari sia modelli non lineari. Il legame costitutivo utilizzato per modellare il comportamento non lineare della struttura dovuto alla non linearità di materiale deve essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate sia direttamente, attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia indirettamente, attraverso accelerogrammi.

Nella definizione dell'azione sismica sulla struttura, è possibile tenere conto della modifica del moto sismico indotta dall'interazione fondazione-terreno. A meno di analisi numeriche avanzate, la fondazione può essere schematizzata con vincoli visco-elastici, caratterizzati da opportuna impedenza dinamica. Questa schematizzazione può rendersi necessaria per strutture alte e snelle, nelle quali gli effetti del secondo ordine non sono trascurabili, e per strutture fondate su terreni molto deformabili ( $V_s < 100$  m/s). Conseguentemente, con i criteri di cui al § 7.11.2, nel calcolo dell'impedenza dinamica è necessario tenere conto della dipendenza delle caratteristiche di rigidezza e smorzamento dal livello deformativo.

Per le fondazioni miste, come specificato al § 6.4.3., l'interazione fra il terreno, i pali e la struttura di collegamento deve essere studiata con appropriate modellazioni, allo scopo di pervenire alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e dell'aliquota trasmessa ai pali. Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD, condotte quindi con riferimento ai soli pali, devono soddisfare quanto riportato al punto § 7.11.5.3.2. Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD, condotte con riferimento ai soli pali, devono soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4, ove le azioni e le resistenze di progetto ivi menzionate sono da intendersi determinate secondo quanto specificato nel presente Cap. 7.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

**Circolare  
2/2/2009**

Gli orizzontamenti devono essere dotati di opportuna rigidezza e resistenza nel piano e collegati in maniera efficace alle membrature verticali che li sostengono perché possano assolvere la funzione di diaframma rigido ai fini della ripartizione delle forze orizzontali tra le membrature verticali stesse. Particolare attenzione va posta quando abbiano forma molto allungata o comunque non compatta: in quest'ultimo caso, occorre valutare se le aperture presenti, soprattutto se localizzate in prossimità dei principali elementi resistenti verticali, non ne riducano significativamente la rigidezza. Essi possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano se, modellandone la deformabilità nel piano, i loro spostamenti orizzontali massimi in condizioni sismiche non superano per più del 10% quelli calcolati con l'assunzione di piano rigido. Tale condizione può ritenersi generalmente soddisfatta nei casi specificati nelle NTC (v. § 7.2.6), salvo porre

particolare attenzione quando essi siano sostenuti da elementi strutturali verticali (per es. pareti) di notevole rigidità e resistenza.

Quando gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, le masse e le inerzie rotazionali di ogni piano possono essere concentrate nel loro centro di gravità.

## 7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

### 7.3.1 ANALISI LINEARE O NON LINEARE

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare.

#### Analisi lineare

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  unitario (§ 3.2.3.4). La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  maggiore dell'unità (§ 3.2.3.5). La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \times K_R \quad (7.3.1)$$

dove:

-  $q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $a_u/a_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

-  $K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto  $a_u/a_1$ , per esso possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di  $a_u/a_1$  pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto agli stati limite ultimi coerenti con le azioni di progetto assunte per gli stati limite di esercizio.

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di  $q$  utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è  $q = 1,5$  per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è  $q = 1$ .

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore  $\theta$  appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1 \quad (7.3.2)$$

dove:

- P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame
- $d_r$  è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;
- V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;
- h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Quando  $\theta$  è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a  $1/(1 - \theta)$ ;  $\theta$  non può comunque superare il valore 0,3.

### **Analisi non lineare**

L'analisi non lineare si utilizza per sistemi dissipativi e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche; queste ultime possono essere trascurate nei casi precedentemente precisati. I legami costitutivi utilizzati devono includere la perdita di resistenza e la resistenza residua, se significativi.

### **7.3.2 ANALISI STATICA O DINAMICA**

Oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi d'analisi sono articolati anche in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato staticamente o dinamicamente.

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.4 (struttura non dissipativa) o al § 3.2.3.5 (struttura dissipativa). In alternativa all'analisi modale si può adottare una integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, ma in tal caso la struttura deve essere non dissipativa.

Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, il metodo delle forze laterali o "analisi lineare statica". In essa l'equilibrio è trattato staticamente, l'analisi della struttura è lineare, si modella l'azione sismica direttamente attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.4 (struttura non dissipativa) o al § 3.2.3.5 (struttura dissipativa).

Infine, per determinare gli effetti dell'azione sismica su sistemi dissipativi, si possono effettuare analisi non lineari. In esse l'equilibrio è trattato staticamente ("analisi non lineare statica") modellando l'azione sismica direttamente mediante forze statiche fatte crescere monotonamente o dinamicamente ("analisi non lineare dinamica") modellando l'azione sismica indirettamente mediante accelerogrammi.

### **7.3.3 ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA**

#### **7.3.3.1 Analisi lineare dinamica**

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione

$$E = \left( \sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2} \quad (7.3.3)$$

con:

-  $E_j$  valore dell'effetto relativo al modo  $j$ ;

-  $\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{\left(1 + \beta_{ij}\right) \left[ \left(1 - \beta_{ij}\right)^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} \right]} \quad (7.3.4)$$

-  $\xi$  smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;

-  $\beta_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i$ - $j$  di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ ).

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in § 7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in § 7.2.6.

In alternativa, nel caso in cui la struttura sia non dissipativa, si può effettuare un'analisi con integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, tenendo conto dell'eccentricità accidentale nel modo indicato al § 7.2.6.

**Circolare  
2/2/2009**

L'analisi lineare dinamica, così come presentata nelle NTC, è condotta secondo tre passaggi fondamentali:

- 1) determinazione dei modi di vibrare "naturali" della costruzione (analisi modale);
- 2) calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- 3) combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della costruzione, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione.

Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di alcuna forzante, e sono caratterizzate da un periodo proprio di oscillazione  $T$ , da uno smorzamento convenzionale  $\xi$ , caratteristiche proprie degli oscillatori elementari (sistemi dinamici ad un grado di libertà), nonché da una forma. Tranne che per casi particolari, quali quelli per esempio di costruzioni dotate di sistemi di isolamento e di dissipazione, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore dello smorzamento convenzionale  $\xi$  pari al 5%.

Qualunque configurazione deformata di una costruzione, e quindi anche il suo stato di sollecitazione, può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare. Ovviamente, in funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della conseguente configurazione deformata. La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado



di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante.

L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Poiché durante il terremoto, tuttavia, gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale.

Se il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi può essere effettuata valutando la combinazione come radice quadrata della somma dei quadrati (Square Root of Sum of Squares o SRSS) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo l'espressione:

$$E = \left( \sum_i E_i^2 \right)^{1/2} \quad (C7.3.1)$$

con: E valore combinato dell'effetto ed  $E_i$  valore dell'effetto relativo al modo i.

Tale regola deriva dall'ipotesi che i contributi massimi dei singoli modi non siano correlati e non si verifichino contemporaneamente.

La possibilità che i massimi contributi modali siano correlati può essere tenuta in conto attraverso la combinazione quadratica completa (Complete Quadratic Combination o CQC):

$$E = \left( \sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2} \quad (C7.3.2)$$

con:

- $E_i$  valore dell'effetto relativo al modo j;
- $\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j calcolato secondo la seguente espressione:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + \beta_{ij} \cdot \xi_j) \beta_{ij}^{3/2}}{\left( (1 + \beta_{ij}) + 4\xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \right) \beta_{ij}^2} \quad (C7.3.3)$$

- $\xi_i, \xi_j$  smorzamento viscoso convenzionale rispettivamente del modo i e del modo j;

- $\beta_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ ).

Solo per strutture non dissipative è ammessa altresì la possibilità di condurre un'analisi lineare dinamica mediante integrazione al passo delle equazioni del moto (v. § 7.3.2 delle NTC), nel qual caso l'azione sismica deve essere rappresentata in forma di componenti accelerometriche, secondo quanto specificato nel § 3.2.3.6 delle NTC.

### C7.3.3.2 Analisi lineare statica

L'analisi lineare statica consiste sostanzialmente in una analisi lineare dinamica semplificata in cui:

- 1) non si effettua l'analisi dinamica della costruzione per determinare i modi di vibrare "naturali" della costruzione e si ipotizza un modo di vibrare principale della costruzione caratterizzato da un periodo  $T_1$

calcolato in maniera approssimata, come dall'espressione (7.3.5) delle NTC, e da spostamenti linearmente crescenti con l'altezza dal piano di fondazione, ai quali corrisponde la distribuzione di forze statiche data dall'espressione (7.3.6) delle NTC. A questo modo di vibrare si associa un'aliquota  $\lambda$  di massa partecipante pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_c$ , 1,0 in tutti gli altri casi;

2) si calcolano gli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per il solo modo di vibrare principale considerato;

3) non si effettua alcuna combinazione degli effetti in quanto non si considerano modi di vibrare secondari.

### 7.3.3.2 Analisi lineare statica

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ( $T_1$ ) non superi  $2,5 T_c$  o  $T_D$  e che la costruzione sia regolare in altezza.

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

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (7.3.5)$$

dove:

-  $H$  è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e  $C_1$  vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo  $T_1$  e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j \cdot W_j \quad (7.3.6)$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot / g$$

-  $F_i$  è la forza da applicare alla massa  $i$ -esima;

-  $W_i$  e  $W_j$  sono i pesi, rispettivamente, della massa  $i$  e della massa  $j$ ;

-  $z_i$  e  $z_j$  sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse  $i$  e  $j$ ;

-  $S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

-  $W$  è il peso complessivo della costruzione;

-  $\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_c$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

-  $g$  è l'accelerazione di gravità.

Per gli edifici, se le rigidzze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali di cui al § 7.2.6 possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla formula (7.3.6), attraverso il fattore ( $d$ ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0,6 x / L_c \quad (7.3.7)$$

dove:

-  $x$  è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

-  $L_c$  è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

**Circolare  
2/2/2009**

L'analisi lineare statica consiste sostanzialmente in una analisi lineare dinamica semplificata in cui:

- 1) non si effettua l'analisi dinamica della costruzione per determinare i modi di vibrare "naturali" della costruzione e si ipotizza un modo di vibrare principale della costruzione caratterizzato da un periodo  $T_1$  calcolato in maniera approssimata, come dall'espressione (7.3.5) delle NTC, e da spostamenti linearmente crescenti con l'altezza dal piano di fondazione, ai quali corrisponde la distribuzione di forze statiche data dall'espressione (7.3.6) delle NTC. A questo modo di vibrare si associa un'aliquota  $\lambda$  di massa partecipante pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_C$ , 1,0 in tutti gli altri casi;
- 2) si calcolano gli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per il solo modo di vibrare principale considerato;
- 3) non si effettua alcuna combinazione degli effetti in quanto non si considerano modi di vibrare secondari.

### 7.3.3.3 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti  $d_E$  della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore  $\mu_d$  i valori  $d_{Ec}$  ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d d_{Ec} \quad (7.3.8)$$

dove

$$- \mu_d = q \text{ se } T_1 \geq T_C$$

$$- \mu_d = 1 + (q - 1) \cdot T_C / T_1 \text{ se } T_1 < T_C \quad (7.3.9)$$

In ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

## 7.3.4 ANALISI NON LINEARE STATICA O DINAMICA

### 7.3.4.1 Analisi non lineare statica

L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali  $e$ , per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base)  $F_b$ .

Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale  $d_c$  di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrioni). Il diagramma  $F_b - d_c$  rappresenta la curva di capacità della struttura.

Questo tipo di analisi può essere utilizzato soltanto se ricorrono le condizioni di applicabilità nel seguito precisate per le distribuzioni principali (**Gruppo 1**); in tal caso esso si utilizza per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovrarresistenza  $\alpha_u/\alpha_1$  di cui ai §§ 7.4.3.2, 7.4.5.1, 7.5.2.2, 7.6.2.2, 7.7.3, 7.8.1.3 e 7.9.2.1;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura  $q$ ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (**Gruppo 1**) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (**Gruppo 2**) appresso illustrate.

**Gruppo 1** - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $T_c$ .

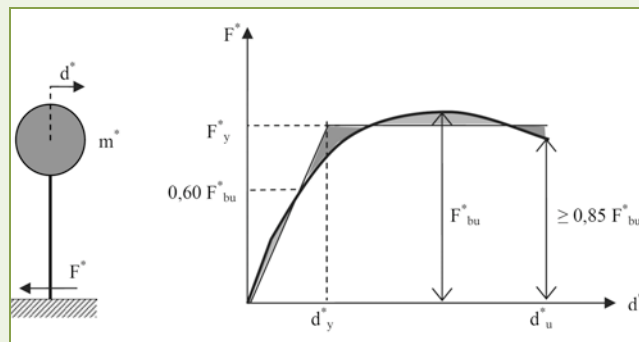
**Gruppo 2** - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

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

**Circolare**  
**2/2/2009**

Questo metodo d'analisi è utilizzabile solo per costruzioni il cui comportamento sotto la componente del terremoto considerata è governato da un modo di vibrare naturale principale, caratterizzato da una significativa partecipazione di massa. L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.



**Figura C7.3.1 – sistema e diagramma bilineare equivalente**

La forza  $F^*$  e lo spostamento  $d^*$  del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze  $F_b$  e  $d_c$  del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = F \cdot \Gamma \tag{C7.3.4}$$

$$d^* = d \cdot \Gamma$$

dove  $\Gamma$  è il “fattore di partecipazione modale” definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \tag{C7.3.5}$$

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

Alla curva di capacità del sistema equivalente occorre ora sostituire una

curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (vedi Fig. C7.3.1). Detta  $F_{bu}$  la resistenza massima del sistema strutturale reale ed  $F_{bu}^* = F_{bu}/\Gamma$  la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto  $0,6F_{bu}^*$  della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione  $F_v^*$  si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo  $d_u^*$  corrispondente ad una riduzione di resistenza  $\leq 0,15F_{bu}^*$ .  
 Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (C7.3.6)$$

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

Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione  $T^*$  risulti  $T^* \geq T_C$  la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (v. § 3.2.3.2.3 delle NTC e Fig. C7.3.2a):

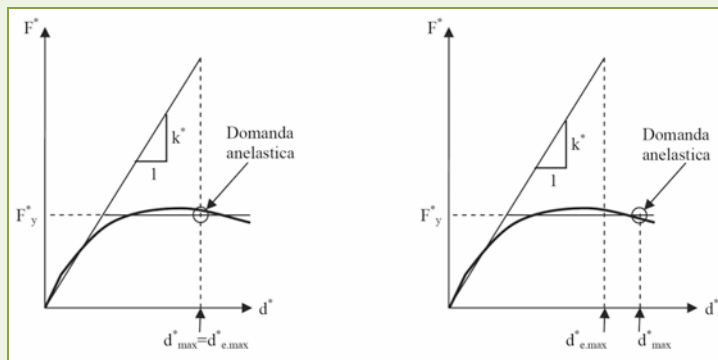
$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T) \quad (C7.3.7)$$

Nel caso in cui  $T^* < T_C$  la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo (v. Fig. C7.3.2b) e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad (C7.3.8)$$

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

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



**Figura C7.3.2° - Spostamento di riferimento per  $T > T_C$**

**Figura C7.3.2b - Spostamento di riferimento per  $T \leq T_C$**

Gli effetti torsionali accidentali sono considerati nel modo previsto al § 7.2.6 delle NTC.

Una volta trovata la domanda in spostamento  $d_{max}^*$  per lo stato limite in esame si verifica che sia  $d_{max}^* \leq d_u$  e si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

L'analisi non lineare statica condotta nei modi previsti dalle NTC può

sottostimare significativamente le deformazioni sui lati più rigidi e resistenti di strutture flessibili torsionalmente, cioè strutture in cui il modo di vibrare torsionale abbia un periodo superiore ad almeno uno dei modi di vibrare principali traslazionali. Per tenere conto di questo effetto, tra le distribuzioni secondarie delle forze occorre scegliere la distribuzione adattiva.

L'azione sismica deve essere applicata, per ciascuna direzione, in entrambi i possibili versi e si devono considerare gli effetti più sfavorevoli derivanti dalle due analisi.

#### 7.3.4.2 Analisi non lineare dinamica

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi definiti al § 3.2.3.6. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

L'analisi dinamica non lineare deve essere confrontata con una analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base delle strutture.

Nel caso delle costruzioni con isolamento alla base l'analisi dinamica non lineare è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente, come stabilito nel § 7.10.5.2.

Gli effetti torsionali sul sistema d'isolamento sono valutati come precisato nel § 7.10.5.3.1, adottando valori delle rigidezze equivalenti coerenti con gli spostamenti risultanti dall'analisi. In proposito ci si può riferire a documenti di comprovata validità.

#### **Circolare 2/2/2009**

I modelli strutturali da utilizzare per effettuare analisi non lineari dinamiche devono rispettare i requisiti del § 7.2.6 delle NTC. In particolare essi devono consentire una corretta rappresentazione del comportamento degli elementi strutturali in termini di resistenza, anche in funzione di possibile fenomeni di degrado associati alle deformazioni cicliche, e di comportamento post-elastico.

Quando si effettua questo tipo di analisi occorre utilizzare un'analisi non lineare anche per la valutazione degli effetti dei carichi verticali. Questa analisi deve precedere l'analisi con accelerogrammi e può essere anche di tipo statico-incrementale, facendo crescere tutti i carichi gravitazionali in maniera proporzionale fino al loro valore di progetto.

Il confronto tra analisi dinamica non lineare ed analisi modale con spettro di progetto in termini di sollecitazioni globali alla base è finalizzato a verificare che tali differenze siano contenute, a riprova della bontà dell'analisi dinamica non lineare effettuata.

#### 7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario (v. § 3.2.5.1), è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad (7.3.15)$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario (v. § 7.2.1).

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica in campo non lineare, ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale, ove necessario, e agli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto, ove necessario) è applicata separatamente. Come effetti massimi si assumono i valori più sfavorevoli così ottenuti.

Se la risposta viene valutata mediante analisi dinamica con integrazione al passo, in campo lineare o non lineare, le due componenti accelerometriche orizzontali (e quella verticale, ove necessario) sono applicate simultaneamente a formare un gruppo di accelerogrammi e gli effetti sulla struttura sono rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi, se si utilizzano almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi, dai valori più sfavorevoli degli effetti, in caso contrario.

In nessun caso si possono adottare meno di tre gruppi di accelerogrammi.

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto, l'analisi deve essere eseguita imponendo alla base della costruzione storie temporali del moto sismico differenziate ma coerenti tra loro e generate in accordo con lo spettro di risposta appropriato per ciascun supporto.

**Circolare  
2/2/2009**

Quando la variabilità spaziale del moto può avere effetti significativi sulla risposta strutturale essa deve essere considerata.

In generale l'effetto principale della variabilità è dovuto ai notevoli spostamenti relativi che essa genera alla base delle strutture, mentre la risposta dinamica risulta inferiore a quella ottenuta con moto sincrono.

In questi casi risulta pertanto cautelativa la valutazione della risposta sovrapponendo l'effetto della distorsione degli appoggi a terra alla risposta all'azione sincrona, come indicato al punto 3.2.5.

Qualora si utilizzi l'analisi non lineare si potranno cautelativamente imporre le distorsioni alla base ed effettuare l'analisi dinamica sincrona.

In alternativa è possibile imporre alla base della costruzione serie temporali del moto sismico differenziate ma coerenti tra loro, in accordo con le caratteristiche dei siti ove sono situati i punti di appoggio della costruzione.

Quest'ultimo criterio, apparentemente più rigoroso, presenta difficoltà operative nella effettiva definizione delle storie temporali che richiedono una notevole cautela da parte del progettista.

In ogni caso si deve considerare anche la risposta al moto sincrono.

### **7.3.6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di resistenza e di duttilità.

#### **7.3.6.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza**

Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (Ed), calcolato in generale comprendendo gli effetti delle non linearità geometriche e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto ( $R_d$ ).

In particolare gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30 %.

La resistenza di progetto delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, integrate dalle regole di progettazione definite di volta in volta nei successivi paragrafi.

Se la resistenza dei materiali è giustificatamente ridotta (anche sulla base di apposite prove sperimentali) per tenere conto del degrado per deformazioni cicliche, ai coefficienti parziali di sicurezza sui materiali  $\gamma_M$  si attribuiscono i valori precisati nel Cap. 4 per le situazioni eccezionali.

### **7.3.6.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di duttilità e capacità di deformazione**

Deve essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura  $q$  adottato. Questa condizione si può ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive.

Alternativamente, e coerentemente con modello e metodo di analisi utilizzato, si deve verificare che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda.

### **7.3.6.3 Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti** (omissis)

### **7.3.7 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità.

#### **Circolare 2/2/2009**

Per le verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza, di cui al § 7.3.7.1 delle NTC, nello spettro allo SLD va considerato un valore  $\eta=2/3$  per tenere in conto la sovrarresistenza degli elementi strutturali. Per la valutazione degli spostamenti finalizzati alle verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali, di cui al § 7.3.7.2 delle NTC, si pone sempre  $\eta=1$  in quanto, anche nel caso in cui si verificasse un limitato danneggiamento di alcuni elementi strutturali, si assume comunque che gli spostamenti complessivi della costruzione siano pari a quelli calcolati nell'ipotesi di struttura elastica.

### **7.3.7.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza**

Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione ( $E_d$ ) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) ed attribuendo ad  $h$  il valore di  $2/3$ , sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto ( $R_d$ ), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4 con riferimento alle situazioni eccezionali.

### **7.3.7.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali**

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito:



a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r < 0,005 h \quad (7.3.16)$$

b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano  $d_{ip}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{ip} \leq 0,01 h \quad (7.3.17)$$

c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_r < 0,003 h \quad (7.3.18)$$

d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0,004 h \quad (7.3.19)$$

dove:

-  $d_r$  è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,

-  $h$  è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLO* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

### **7.3.7.3 Verifiche degli impianti in termini di mantenimento della funzionalità**

(omissis)

## **7.4 COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO**

(omissis)

## **7.5 COSTRUZIONI D'ACCIAIO**

(omissis)

## **7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO E CALCESTRUZZO**

(omissis)

## **7.7 COSTRUZIONI DI LEGNO**

(omissis)

## **7.8 COSTRUZIONI DI MURATURA**

### **7.8.1 REGOLE GENERALI**

#### **7.8.1.1 Premessa**

Le costruzioni in muratura devono essere realizzate nel rispetto di quanto contenuto nelle presenti Norme Tecniche ai §§ 4.5 e 11.10. In particolare ai predetti paragrafi deve farsi riferimento per ciò che concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali ed artificiali, nonché per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere.

Il presente paragrafo divide le strutture di muratura in due tipi fondamentali: muratura ordinaria e muratura armata. Al riguardo si precisa che, per quanto attiene all'acciaio d'armatura, vale tutto quanto specificato dalle presenti Norme Tecniche relativamente alle costruzioni in calcestruzzo armato.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del "metodo semiprobabilistico agli stati limite", salvo quanto previsto al § 2.7 e al § 7.8.1.9.

Il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è pari a 2.

**Circolare  
2/2/2009**

Le regole qui contenute si applicano a tutti gli edifici, sia in muratura ordinaria sia in muratura armata, progettati per azioni sismiche. Si rammenta anzitutto che devono essere rispettate, oltre le indicazioni specifiche riportate al § 7.8 delle NTC, i contenuti di carattere generale del § 4.5 delle NTC ed i requisiti dei prodotti e materiali (mattoni o blocchi e malta), costituenti la muratura, stabiliti al § 11.10 delle NTC. Per quanto concerne il progetto di strutture in muratura in zona sismica, in particolare, viene richiamato l'obbligo di utilizzo del metodo agli stati limite.

**7.8.1.2 Materiali**

Gli elementi da utilizzare per costruzioni in muratura portante debbono essere tali da evitare rotture eccessivamente fragili. A tal fine gli elementi debbono possedere i requisiti indicati nel § 4.5.2 con le seguenti ulteriori indicazioni:

- percentuale volumetrica degli eventuali vuoti non superiore al 45% del volume totale del blocco;
- eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante ( $f_{bk}$ ), calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 5 MPa;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante ossia nel piano di sviluppo della parete ( $f'_{bk}$ ), calcolata nello stesso modo, non inferiore a 1,5 MPa.

La malta di allettamento per la muratura ordinaria deve avere resistenza media non inferiore a 5 MPa e i giunti verticali debbono essere riempiti con malta. L'utilizzo di materiali o tipologie murarie aventi caratteristiche diverse rispetto a quanto sopra specificato deve essere autorizzato preventivamente dal Servizio Tecnico Centrale, su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Sono ammesse murature realizzate con elementi artificiali o elementi in pietra squadrata. È consentito utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata solo nei siti ricadenti in zona 4.

**7.8.1.3 Modalità costruttive e fattori di struttura**

In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, la costruzione può essere considerata in muratura ordinaria o in muratura armata. I valori massimi  $q_0$  del fattore di struttura con cui individuare lo spettro di progetto (v. § 3.2.3.5) da utilizzare nelle analisi lineari, sono indicati in Tab.7.8.I.

**Tabella 7.8.I - Valori di  $q_0$  per le diverse tipologie strutturali.**

TIPOLOGIA STRUTTURALE	$q_0$
Costruzioni in muratura ordinaria	2,0 $\alpha_v/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	2,5 $\alpha_v/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	3,0 $\alpha_v/\alpha_1$

Nel caso della muratura armata, valori compresi tra  $2,0\alpha_u/\alpha_1$  e  $2,5\alpha_u/\alpha_1$  possono essere applicati in funzione del sistema costruttivo prescelto, senza verificare quale sia il meccanismo di collasso della costruzione. Il valore  $3,0 \alpha_u/\alpha_1$  può essere utilizzato solo applicando i principi di gerarchia delle resistenze (GR) descritti al § 7.8.1.7.

Si assume sempre  $q=q_0 \times K_R$ , attribuendo a  $K_R$  i valori indicati nel § 7.3.1.

I coefficienti  $\alpha_1$  e  $\alpha_u$  sono definiti come segue:

- $\alpha_1$  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.

Il valore di  $\alpha_u/\alpha_1$  può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (§ 7.3.4.1) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_u/\alpha_1$ :

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$
- costruzioni in muratura armata ad un piano  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni in muratura armata a due o più piani  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

#### 7.8.1.4 Criteri di progetto e requisiti geometrici

Le piante delle costruzioni debbono essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le pareti strutturali, al lordo delle aperture, debbono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo in conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali.

I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza massima tra due solai successivi non deve essere superiore a 5 m.

La geometria delle pareti resistenti al sisma, deve rispettare i requisiti indicati nella Tab. 7.8.II, in cui  $t$  indica lo spessore della parete al netto dell'intonaco,  $h_0$  l'altezza di libera inflessione della parete come definito al § 4.5.6.2,  $h'$  l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete,  $l$  la lunghezza della parete.

**Tabella 7.8.II – Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma.**

Tipologie costruttive	$t_{\min}$	$(\lambda=h_0/t)_{\max}$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti ricadenti in zona 3 e 4	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti ricadenti in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti ricadenti in zona 4	150 mm	20	0,3

## 7.8.1.5 Metodi di analisi

### 7.8.1.5.1 Generalità

I metodi di analisi di cui al § 7.3 debbono essere applicati con le seguenti precisazioni e restrizioni.

#### **Circolare 2/2/2009**

Le regole Le strutture in muratura essendo caratterizzate da un comportamento non lineare risultano, in ogni caso, più significativamente rappresentate attraverso un'analisi statica non lineare. Pertanto, tale metodo è applicabile anche per gli edifici in muratura anche se il modo di vibrare fondamentale ha una massa partecipante inferiore al 75%.

### 7.8.1.5.2 Analisi lineare statica

È applicabile nei casi previsti al § 7.3.3.2., anche nel caso di costruzioni irregolari in altezza, purché si ponga  $\lambda = 1,0$ .

Le rigidzze degli elementi murari debbono essere calcolate considerando sia il contributo flessionale sia quello tagliante. L'utilizzo di rigidzze fessurate è da preferirsi; in assenza di valutazioni più accurate le rigidzze fessurate possono essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate.

Nell'ipotesi di infinita rigidzza nel piano dei solai, il modello può essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

In alternativa, gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi o cordoli in cemento armato e travi in muratura (qualora efficacemente ammorsate alle pareti), possono essere considerati nel modello, a condizione che le verifiche di sicurezza vengano effettuate anche su tali elementi. Per gli elementi di accoppiamento in muratura si seguono i criteri di verifica di cui ai §§ 7.8.1.6, 7.8.2.2 e 7.8.3.2. Possono essere considerate nel modello travi di accoppiamento in muratura ordinaria solo se sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alle estremità. Per elementi di accoppiamento in cemento armato si seguono i criteri di cui al § 7.4.4.6, considerando efficaci per l'accoppiamento elementi aventi altezza almeno pari allo spessore del solaio. In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi può essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide.

In caso di solai rigidi, la distribuzione del taglio nei diversi pannelli di uno stesso piano risultante dall'analisi lineare può essere modificata, a condizione che l'equilibrio globale di piano sia rispettato (il modulo e la posizione della forza risultante di piano restino invariati) e a condizione che il valore assoluto della variazione del taglio in ciascun pannello,  $\Delta V$ , soddisfi la relazione  $\Delta V \leq \max\{0,25 |V|, 0,1 |V_{\text{piano}}|\}$

dove  $V$  è il taglio nel pannello e  $V_{\text{piano}}$  è il taglio totale al piano nella direzione parallela al pannello.

Nel caso di solai deformabili la redistribuzione può essere effettuata solamente tra pannelli complanari collegati da cordoli o incatenamenti ovvero appartenenti alla stessa parete. In tal caso, nel calcolo dei limiti per la redistribuzione,  $V_{\text{piano}}$  è da intendersi come la somma dei tagli nei pannelli complanari ovvero appartenenti alla stessa parete.

Le verifiche fuori piano possono essere effettuate separatamente, e possono essere adottate le forze equivalenti indicate al § 7.2.3 per gli elementi non strutturali, assumendo  $q_a = 3$ . Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a  $S_a \gamma_1 / q_a$  volte il peso della parete nonché da forze orizzontali concentrate pari a  $S_a \gamma_1 / q_a$  volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete, qualora queste forze non siano efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma. Per le pareti resistenti al sisma, che

rispettano i limiti di Tab. 7.8.II, si può assumere che il periodo  $T_a$  indicato al § 7.2.3 sia pari a 0. Per pareti con caratteristiche diverse la verifica fuori piano va comunque condotta valutando, anche in forma approssimata,  $T_a$ .

#### **7.8.1.5.3 Analisi dinamica modale**

È applicabile in tutti i casi, con le limitazioni di cui al § 7.3.3.1. Quanto indicato per modellazione e possibilità di redistribuzione nel caso di analisi statica lineare vale anche in questo caso.

Le verifiche fuori piano possono essere effettuate separatamente, adottando le forze equivalenti indicate al punto precedente per l'analisi statica lineare.

#### **7.8.1.5.4 Analisi statica non lineare**

L'analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura anche nei casi in cui la massa partecipante del primo modo di vibrare sia inferiore al 75% della massa totale ma comunque superiore al 60%.

Il modello geometrico della struttura può essere conforme a quanto indicato nel caso di analisi statica lineare ovvero essere ottenuto utilizzando modelli più sofisticati purché idonei e adeguatamente documentati.

I pannelli murari possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai §§ 7.8.2.2 e 7.8.3.2. Gli elementi lineari in c.a. (cordoli, travi di accoppiamento) possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio.

#### **Circolare 2/2/2009**

L'analisi statica non lineare viene utilizzata per sistemi dissipativi, come le strutture in muratura, in quanto è il metodo di calcolo più rappresentativo del loro comportamento ultimo e, quindi, della risposta sismica globale dell'edificio.

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo (ad esempio in sommità dell'edificio, a livello della copertura) sulla struttura fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Il risultato dell'analisi consisterà in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo, in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base). La capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo (§ 3.2.1) verrà valutata sulla curva forza-spostamento così definita, in corrispondenza dei punti:

- stato limite di danno dello spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i valori riportati al § 7.3.7.2;

- stato limite ultimo dello spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

Tale metodo prevede, in ogni caso, solo una verifica globale in spostamento e non le verifiche nei singoli elementi. Le verifiche fuori piano potranno, invece, essere effettuate separatamente secondo le procedure indicate per l'analisi statica lineare.

#### **7.8.1.5 Analisi dinamica non lineare**

Si applica integralmente il § 7.3.4.2 facendo uso di modelli meccanici non lineari di comprovata e documentata efficacia nel riprodurre il comportamento dinamico e ciclico della muratura.

#### **7.8.1.6 Verifiche di sicurezza**

In caso di analisi lineare, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la resistenza di ogni elemento strutturale resistente al sisma deve risultare maggiore della sollecitazione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio nel piano della parete, pressoflessione fuori piano. Debbono essere comunque soggette a verifica a pressoflessione fuori del piano tutte le pareti aventi funzione strutturale, in particolare quelle portanti carichi verticali, anche quando non considerate resistenti al sisma in base ai requisiti di Tab. 7.8.II.

In caso di applicazione di principi di gerarchia delle resistenze (muratura armata) l'azione da applicare per la verifica a taglio è derivata dalla resistenza a pressoflessione, secondo quanto indicato al § 7.8.1.7.

Le modalità di verifica sono descritte ai § 7.8.2.2, 7.8.3.2.

Le verifiche di sicurezza si intendono automaticamente soddisfatte, senza l'effettuazione di alcun calcolo esplicito, per le costruzioni che rientrino nella definizione di costruzione semplice (§ 7.8.1.9).

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al § 7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni in muratura ordinaria, e per le costruzioni in muratura armata in cui non si sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare ecceda il valore 3,0, la verifica di sicurezza deve ritenersi non soddisfatta. La rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

Nel caso di analisi dinamica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento e la richiesta di spostamento.

#### **7.8.1.7 Principi di gerarchia delle resistenze**

I principi di gerarchia delle resistenze si applicano esclusivamente al caso di muratura armata.

Il principio fondamentale di gerarchia delle resistenze consiste nell'evitare il collasso per taglio per ogni pannello murario, assicurandosi che sia preceduto da modalità di collasso per flessione. Tale principio si intende rispettato quando ciascun pannello murario è verificato a flessione rispetto alle azioni agenti e sia verificato a taglio rispetto alle azioni risultanti dalla resistenza a collasso per flessione, amplificate del fattore  $\gamma_{Rd}=1,5$ .

#### **7.8.1.8 Fondazioni**

Le strutture di fondazione devono essere realizzate in cemento armato, secondo quanto indicato al § 7.2.5, continue, senza interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti.

Qualora sia presente un piano cantinato o seminterrato in pareti di cemento armato esso può essere considerato quale struttura di fondazione dei sovrastanti piani in muratura portante, nel rispetto dei requisiti di continuità delle fondazioni, e non è computato nel numero dei piani complessivi in muratura.

### 7.8.1.9 Costruzioni semplici

Si definiscono “costruzioni semplici” quelli che rispettano le condizioni di cui al 4.5.6.4 integrate con le caratteristiche descritte nel seguito, oltre a quelle di regolarità in pianta ed in elevazione definite al § 7.2.2 e quelle definite ai successivi § 7.8.3.1, 7.8.5.1, rispettivamente per le costruzioni in muratura ordinaria, e in muratura armata. Per le costruzioni semplici ricadenti in zona 2, 3 e 4 non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza.

Le condizioni integrative richieste alle costruzioni semplici sono:

- in ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tab. 7.8.II. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non 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;
- 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;
- per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie lorda del piano non sia inferiore ai valori indicati nella tabella 7.8.III, in funzione del numero di piani della costruzione e della sismicità del sito, per ciascuna delle due direzioni ortogonali:

**Tabella 7.8.III – Area pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per costruzioni semplici.**

Accelerazione di picco del terreno $a_e \cdot S^1$											
Tipo di struttura	Num. piani	$\leq 0,07g$	$\leq 0,10g$	$\leq 0,15g$	$\leq 0,20g$	$\leq 0,25g$	$\leq 0,30g$	$\leq 0,35g$	$\leq 0,40g$	$\leq 0,45g$	$\leq 0,4725g$
		Muratura ordinaria	1	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %
2	4,0 %		4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %	6,5 %	7,0 %
3	4,5 %		4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	7,0 %			
Muratura armata	1	2,5 %	3,0 %	3,0 %	3,0 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %
	2	3,0 %	3,5 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	5,0 %	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 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %

<sup>1</sup>  $S_T$  si applica solo nel caso di strutture di Classe d'uso III e IV (vedi § 2.4.2)

È implicitamente inteso che per le costruzioni semplici il numero di piani non può essere superiore a 3 per le costruzioni in muratura ordinaria e a 4 per costruzioni in muratura armata.

Deve inoltre risultare, per ogni piano:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (7.8.1)$$

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 e  $f_k$  è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura.

Il dimensionamento delle fondazioni può essere effettuato in modo semplificato tenendo conto delle tensioni normali medie e delle sollecitazioni sismiche globali determinate con l'analisi statica lineare.

## 7.8.2 COSTRUZIONI IN MURATURA ORDINARIA

### 7.8.2.1 Criteri di progetto

Oltre ai criteri definiti al § 4.5.4.1 e al § 7.8.1.4, le costruzioni in muratura ordinaria debbono avere le aperture praticate nei muri verticalmente allineate. Se così non fosse, deve essere prestata particolare attenzione sia alla definizione di un adeguato modello strutturale sia nelle verifiche, in quanto il disallineamento delle aperture comporta discontinuità ed irregolarità nella trasmissione delle azioni interne. In assenza di valutazioni più accurate, si prendono in considerazione nel modello strutturale e nelle verifiche esclusivamente le porzioni di muro che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni.

### 7.8.2.2 Verifiche di sicurezza

#### 7.8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d) \quad (7.8.2)$$

dove:

- $M_u$  è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione
- $l$  è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)
- $t$  è lo spessore della zona compressa della parete
- $\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (=  $P/(lt)$ , con  $P$  forza assiale agente positiva se di compressione). Se  $P$  è di trazione,  $M_u = 0$
- $f_d = f_k / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a pressoflessione può essere calcolata ponendo  $f_d$  pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello.

#### 7.8.2.2.2 Taglio

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vd} \quad (7.8.3)$$

dove:

- $l'$  è la lunghezza della parte compressa della parete
- $t$  è lo spessore della parete
- $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$  è definito al § 4.5.6.1, calcolando la tensione normale media (indicata con  $\sigma_n$  nel paragrafo citato) sulla parte compressa della sezione ( $\sigma_n = P/(l't)$ ).

Il valore di  $f_{vk}$  non può comunque essere maggiore di  $1,4 f_{bk}$ , dove  $f_{bk}$  indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1,5 MPa.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo  $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4\sigma_n$  con  $f_{vm0}$  resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre  $f_{vm0} = f_{vk0}/0,7$ ), e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,4% dell'altezza del pannello. Il valore di  $f_{vd}$  non può comunque essere maggiore di  $2,0 f_{bk}$  né maggiore di 2,2 MPa.



### 7.8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a  $0,85 f_d$  e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

### 7.8.2.2.4 Travi in muratura

La verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, in presenza di azione assiale orizzontale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (ad es. quando l'analisi è svolta su modelli a telaio con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano), ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), i valori delle resistenze possono essere assunti non superiori ai valori di seguito riportati ed associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione.

La resistenza a taglio  $V_t$  di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come

$$V_t = h t f_{vdo} \quad (7.8.4)$$

dove:

-  $h$  è l'altezza della sezione della trave

-  $f_{vdo} = f_{vko} / \gamma_M$  è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione; nel caso di analisi statica non lineare può essere posta pari al valore medio ( $f_{vdo} = f_{vmo}$ ).

Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come

$$M_u = H_p \cdot h / 2 [1 - H_p / (0,85 f_{hd} \cdot h \cdot t)] \quad (7.8.5)$$

dove

-  $H_p$  è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore  $0,4 f_{hd} h t$

-  $f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$  è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa può essere posta uguale al valore medio ( $f_{hd} = f_{hm}$ ).

La resistenza a taglio, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come

$$V_p = 2M_u / l \quad (7.8.6)$$

dove  $l$  è la luce libera della trave in muratura.

Il valore della resistenza a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria è assunto pari al minimo tra  $V_t$  e  $V_p$ .

## 7.8.3 COSTRUZIONI IN MURATURA ARMATA

### 7.8.3.1 Criteri di progetto

Tutte le pareti murarie devono essere efficacemente connesse da solai tali da costituire diaframmi rigidi, secondo quanto specificato al § 7.2.6. L'insieme strutturale risultante deve essere in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un comportamento di tipo globale, al quale contribuisce soltanto la resistenza delle pareti nel loro piano.

### 7.8.3.2 Verifiche di sicurezza

#### 7.8.3.2.1 Pressoflessione nel piano

Per la verifica di sezioni pressoinflesse può essere assunto un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità  $0,8 x$ , dove  $x$  rappresenta la profondità dell'asse

neutro, e sollecitazione pari a  $0,85 f_d$ . Le deformazioni massime da considerare sono pari a  $\epsilon_m = 0,0035$  per la muratura compressa e  $\epsilon_s = 0,01$  per l'acciaio teso. In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di calcolo le resistenze medie dei materiali, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 1,2% dell'altezza del pannello.

### 7.8.3.2.2 Taglio

La resistenza a taglio ( $V_t$ ) è calcolata come somma dei contributi della muratura ( $V_{t,M}$ ) e dell'armatura ( $V_{t,S}$ ), secondo le relazioni seguenti:

$$V_t = V_{t,M} + V_{t,S} \quad (7.8.7)$$

$$V_{t,M} = d t f_{vd} \quad (7.8.8)$$

dove:

- $d$  è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa
- $t$  è lo spessore della parete
- $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$  è definito al § 4.4.6.1 calcolando la tensione normale media (indicata con  $\sigma_n$  nel paragrafo citato) sulla sezione lorda di larghezza  $d$  ( $\sigma_n = P/dt$ ).

$$V_{t,S} = (0,6 d A_{sw} f_{yd}) / s \quad (7.8.9)$$

dove:

- $d$  è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa,
- $A_{sw}$  è l'area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio, con passo  $s$  misurato ortogonalmente alla direzione della forza di taglio,
- $f_{yd}$  è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio,
- $s$  è la distanza tra i livelli di armatura.

Deve essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore:

$$V_{tc} = 0,3 f_d t d \quad (7.8.10)$$

dove:

- $t$  è lo spessore della parete
- $f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di calcolo le resistenze medie dei materiali e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,6% dell'altezza del pannello.

### 7.8.3.2.3 Pressoflessione fuori piano

Nel caso di azioni agenti perpendicolarmente al piano della parete, la verifica è effettuata adottando diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

## 7.8.4 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 § 7.3.4.1, 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 struttura  $q$  prescritto al § 7.8.1.3; per la verifica della parte superiore di altra tecnologia si utilizzi il fattore di struttura 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%.

**Circolare  
2/2/2009**

La trasmissione delle azioni sismiche in una struttura mista può avvenire attraverso un organismo strutturale che presenti elementi in muratura ed elementi in cemento armato o acciaio o legno od altra tecnologia disposti altimetricamente allo stesso piano oppure disposti altimetricamente su piani successivi.

Laddove le azioni sismiche non vengano integralmente affidate alla struttura muraria od a quelle in altra tecnologia ma si ravvisi l'esigenza di considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, per tali strutture è necessario eseguire l'analisi non lineare, statica o dinamica, al fine di valutare correttamente i diversi contributi di elementi caratterizzati da rigidità, resistenze e capacità deformative molto differenziate tra di loro.

## **7.8.5 REGOLE DI DETTAGLIO**

### **7.8.5.1 Costruzioni in muratura ordinaria**

Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti.

I cordoli debbono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm<sup>2</sup>, le staffe debbono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai debbono essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso.

In corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.

Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alla muratura.

#### **7.8.5.2 Costruzioni in muratura armata**

Quanto indicato al § 7.8.2 per la muratura ordinaria si applica anche alla muratura armata, con le seguenti eccezioni e le pertinenti prescrizioni di cui al § 4.5.7.

Gli architravi soprastanti le aperture possono essere realizzati in muratura armata.

Le barre di armatura debbono essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata e debbono essere ancorate in modo adeguato alle estremità mediante piegature attorno alle barre verticali. In alternativa possono essere utilizzate, per le armature orizzontali, armature a traliccio o conformate in modo da garantire adeguata aderenza ed ancoraggio.

La percentuale di armatura orizzontale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non può essere inferiore allo 0,04 %, né superiore allo 0,5%.

Parapetti ed elementi di collegamento tra pareti diverse debbono essere ben collegati alle pareti adiacenti, garantendo la continuità dell'armatura orizzontale e, ove possibile, di quella verticale.

Agli incroci delle pareti perimetrali è possibile derogare dal requisito di avere su entrambe le pareti zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m.

#### **7.9 PONTI**

(omissis)

#### **7.10 COSTRUZIONI E PONTI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE**

(omissis)

#### **7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI**

(omissis)



# 16 BIBLIOGRAFIA

O.P.C.M. 03 maggio 2005 n. 3431 (G.U. 10.05.2005 n. 107) **“Ulteriori modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 recante: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”**

DM 14 gennaio 2008 (Suppl. Ord. n. 30 alla G.U. 04.02.008) **“Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”**

Circolare 2 febbraio 2009 (Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 – Suppl. Ordinario n. 27) contenente le **Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14 gennaio 2008**

Dolce M., **“Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti”**, Corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Ordine degli Ingegneri, Potenza, 1989.

Magenes, G., Calvi G.M., **“Prospettive per la calibrazione di metodi semplificati per l’analisi sismica di pareti murarie”**, Atti del Convegno Nazionale “La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto”, Messina, 18-20 settembre 1996, Pitagora Ed. Bologna, 1996.

Magenes, G., Della Fontana A., **“Simplified Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings”**, Proc. of the British Masonry Society, Vol. 8, October 1998, pp. 190-195.

Magenes G., **“A Method for Pushover Analysis in Seismic assessment of Masonry Buildings”**, Atti della 12th World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM, Auckland, New Zealand, 2000.

Magenes G., Bolognini D., Baggio C. (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.

Magenes G., Manzini C.F., Morandi P., Remino M., Calliari R., **“ANDILWall – Programma di calcolo e verifica strutturale”**, Manuale d’uso, 2007.

ANDILWall è sviluppato da CR-Soft s.r.l. e distribuito da Andil.



## **MURATURE PORTANTI IN BIOCLIMA SISMICO E BIOCLIMA ZERO E PRESTAZIONI TERMO-ACUSTICHE**

La recente evoluzione delle normative tecniche, non solo in campo statico ma anche in materia di risparmio energetico e di protezione contro il rumore, ha portato ad una maggiore integrazione tra le diverse tematiche progettuali.

Anche la progettazione delle murature esterne ed interne tende a diventare sempre più interdisciplinare: le soluzioni tecniche sono quindi valutate in funzione delle loro prestazioni complessive.

Nel seguito si riportano alcune soluzioni tecniche in Lecablocco per murature esterne e divisori interni tra diverse unità abitative. Per tali soluzioni sono evidenziate le prestazioni in termini di resistenza meccanica, isolamento e inerzia termica, comportamento termoigrometrico e isolamento acustico.

Per maggior informazioni o per consultare le schede tecniche dei prodotti si può visitare il sito [www.lecablocco.it](http://www.lecablocco.it)

### **Murature esterne**

- Muratura armata in Bioclima Zero Portante
- Muratura ordinaria (o armata) in Bioclima Sismico con rivestimento in Lecablocco Architettonico
- Muratura ordinaria (o armata) in Bioclima Sismico con isolamento termico “a cappotto”
- Muratura ordinaria (o armata) in Bioclima Sismico con controfodera interna in Lecablocco Tramezza

### **Murature interne**

- Muratura ordinaria (o armata) in Lecablocco Fonoisolante



## Parete esterna

# MURATURA ARMATA IN BIOCLIMA ZERO 27P PORTANTE



Lecablocco Bioclima Zero27p Portante è il blocco multistrato prodotto solidarizzando industrialmente:

- un blocco interno portante in argilla espansa Leca (spessore 24,5 cm);
- un pannello isolante in polistirene ad alta densità con grafite (spessore 7,5 cm);
- una tavella in argilla espansa Leca (spessore 6 cm) a protezione del pannello isolante.

Con Bioclima Zero27p si realizza un Sistema Costruttivo a muratura portante armata completo dei pezzi speciali necessari a realizzare gli angoli, le spalle di aperture, le architravi e i rivestimenti dei cordoli di solaio.

La trasmittanza termica della parete ( $U=0,27 \text{ W/m}^2\text{K}$ ), nonché le prestazioni di inerzia termica, isolamento acustico, durabilità nel tempo (protezione del pannello isolante) fanno di Bioclima Zero un Sistema altamente prestazionale.

Caratteristiche del blocco	Spessore nominale del blocco	38 cm
	Dimensioni modulari (S x H x L)	38x20x25 cm
	Peso totale del blocco in condizioni ambiente	15,5 kg
	Densità netta del calcestruzzo	1.200 kg/m <sup>3</sup>
	Spessore della parte portante del blocco	24,5 cm
	Percentuale di foratura $\varphi$ (parte portante)	< 30 %
	Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ del blocco (parte portante) nella direzione dei carichi verticali	$\geq 5 \text{ N/mm}^2$
	Resistenza caratteristica a compressione $f'_{bk}$ del blocco (parte portante) nella direzione dei carichi orizzontali nel piano della muratura	$\geq 1,5 \text{ N/mm}^2$
	Spessore del pannello isolante in polistirene con grafite	7,5 cm
	Resistenza a compressione del pannello isolante	200 KPa
Spessore della tavella di protezione del pannello isolante	6,0 cm	



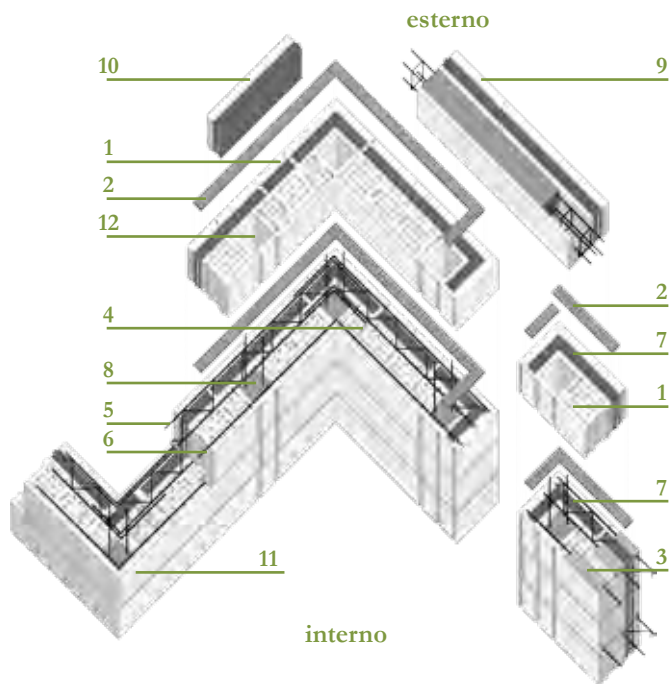
Caratteristiche della muratura	Resistenza termica R della parete non intonacata (escluse resistenze liminari)	3,55 m <sup>2</sup> K/W
	Trasmittanza termica U della parete intonacata	0,27 W/m <sup>2</sup> K
	Massa superficiale $M_s$ della parete non intonacata	360 kg/m <sup>2</sup>
	Fattore di smorzamento $f_a$	0,06
	Trasmittanza termica dinamica $Y_{IE}$	0,016 W/m <sup>2</sup> K
	Sfasamento S	16,9 h
	Condensazioni all'interno della parete	ASSENTI

## Schema di posa per muratura armata

# SISTEMA BIOCLIMA ZERO PORTANTE

### Legenda

1. Lecablocco Bioclima Zero27p.
2. Striscia isolante adesiva da posizionare in ogni corso di malta orizzontale.
3. Malta di posa su tre corsi.
4. Tasca verticale da riempire con malta tipo M10.
5. Traliccio metallico tipo Murfor, da posizionare ogni 2 corsi.
6. Ferro  $\phi$  6 da posizionare ogni 2 corsi (murature armate in zona sismica).
7. Blocco PX38 Angolo.
8. Getto in calcestruzzo armato.
9. Architrave con getto in calcestruzzo armato.
10. Tavella isolata da posizionare in corrispondenza degli elementi in calcestruzzo (cordoli di solaio).
11. Blocco PX38 Angolo Interno.
12. Blocco PX38 Jolly.



**Blocco per muratura corrente**



**Blocco pilastro per formazione angoli**



**Blocco pilastro per formazione angoli interni**



**Blocco pilastro in muratura corrente**



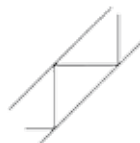
**Blocco architrave in muratura armata**



**Tavella isolata per ricoprimento CLS**



**Traliccio metallico Murfor**



**Striscia isolante**



**MaltaLeca M10 TermicoSismica**

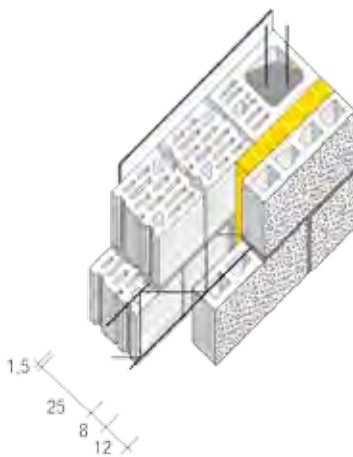
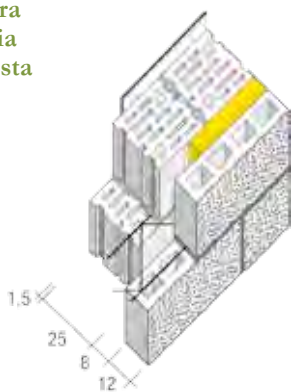


## Parete esterna

# MURATURA ORDINARIA (O ARMATA) IN BIOCLIMA SISMICO CON RIVESTIMENTO IN LECABLOCCO ARCHITETTONICO

Doppia parete con muratura portante (ordinaria o armata) realizzata con Lecablocco Bioclima Sismico di spessore 25 cm, pannello isolante ( $\lambda \leq 0,035 \text{ W/mK}$ ) e rivestimento esterno in Lecablocco Facciavista Architetonico di spessore 7-12 cm.

### Muratura ordinaria facciavista



### Muratura armata facciavista

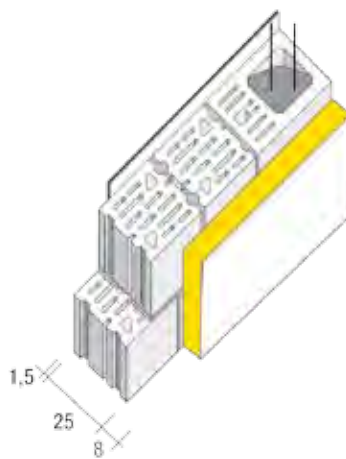
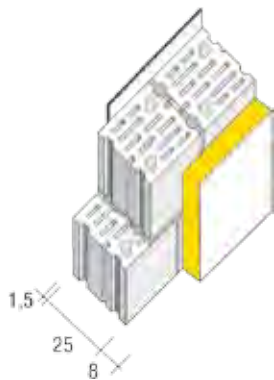
Caratteristiche del blocco	Spessore nominale del blocco	25 cm
	Dimensioni del blocco (S x H x L)	25x20x25 cm
	Densità del calcestruzzo Leca	1.000-1.400 kg/m <sup>3</sup>
	Percentuale di foratura $\varphi$ (parte portante)	< 30 %
	Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ del blocco (parte portante) nella direzione dei carichi verticali	$\geq 5 \text{ N/mm}^2$
	Resistenza caratteristica a compressione $f'_{bk}$ del blocco (parte portante) nella direzione dei carichi orizzontali nel piano della muratura	$\geq 1,5 \text{ N/mm}^2$
Caratteristiche della muratura	Trasmittanza termica U della parete intonacata	0,28 W/m <sup>2</sup> K
	Massa superficiale $M_s$ della parete non intonacata	460 kg/m <sup>2</sup>
	Fattore di smorzamento $f_a$	0,039
	Trasmittanza termica dinamica $Y_{IE}$	0,011 W/m <sup>2</sup> K
	Sfasamento S	18,8 h
	Condensazioni all'interno della parete	ASSENTI
	Potere fonoisolante $R_w$ della parete	$\geq 56 \text{ dB}$

## Parete esterna

# MURATURA ORDINARIA (O ARMATA) IN BIOCLIMA SISMICO CON ISOLAMENTO TERMICO “A CAPPOTTO”

Muratura portante (ordinaria o armata) realizzata con Lecablocco Bioclima Sismico di spessore 25 cm, pannello isolante ( $\lambda \leq 0,035$  W/mK) con isolamento termico “a cappotto” e intonaco di finitura.

Muratura ordinaria con isolamento termico a cappotto



Muratura armata con isolamento termico a cappotto

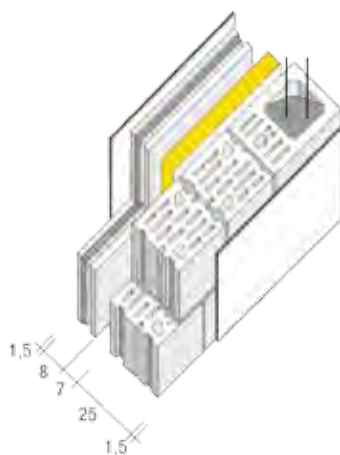
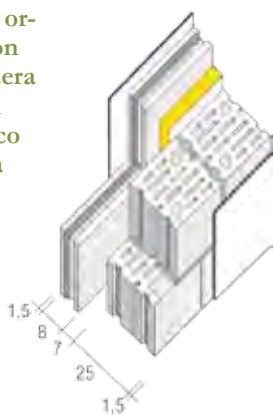
Caratteristiche del blocco	Spessore nominale del blocco	25 cm
	Dimensioni del blocco (S x H x L)	25x20x25 cm
	Densità del calcestruzzo Leca	1.000-1.400 kg/m <sup>3</sup>
	Percentuale di foratura $\varphi$ (parte portante)	< 30 %
	Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ del blocco (parte portante) nella direzione dei carichi verticali	$\geq 5$ N/mm <sup>2</sup>
	Resistenza caratteristica a compressione $f'_{bk}$ del blocco (parte portante) nella direzione dei carichi orizzontali nel piano della muratura	$\geq 1,5$ N/mm <sup>2</sup>
Caratteristiche della muratura	Trasmittanza termica U della parete intonacata	0,29 W/m <sup>2</sup> K
	Massa superficiale $M_s$ della parete non intonacata	280 kg/m <sup>2</sup>
	Fattore di smorzamento $f_a$	0,074
	Trasmittanza termica dinamica $Y_{IE}$	0,022 W/m <sup>2</sup> K
	Sfasamento S	13,7 h
	Condensazioni all'interno della parete	ASSENTI
	Potere fonoisolante $R_w$ della parete	$\geq 56$ dB

## Parete esterna

# MURATURA ORDINARIA (O ARMATA) IN BIOCLIMA SISMICO CON CONTROFODERA INTERNA IN LECABLOCCO TRAMEZZA

Muratura portante (ordinaria o armata) realizzata con Lecablocco Bioclima Sismico di spessore 25 cm, con intercapedine riempita con pannello isolante ( $\lambda \leq 0,035 \text{ W/mK}$ ) e controfodera interna in Lecablocco Tramezza Lecalite di spessore 8 cm.

**Muratura ordinaria con controfodera interna in Lecablocco Tramezza**



**Muratura armata con controfodera interna in Lecablocco Tramezza**

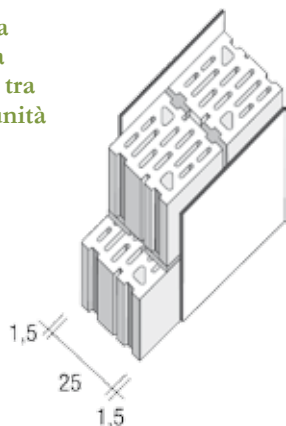
<b>Caratteristiche del blocco</b>	Spessore nominale del blocco	25 cm
	Dimensioni del blocco (S x H x L)	25x20x25 cm
	Densità del calcestruzzo Leca	1.000-1.400 kg/m <sup>3</sup>
	Percentuale di foratura $\varphi$ (parte portante)	< 30 %
	Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ del blocco (parte portante) nella direzione dei carichi verticali	$\geq 5 \text{ N/mm}^2$
	Resistenza caratteristica a compressione $f'_{bk}$ del blocco (parte portante) nella direzione dei carichi orizzontali nel piano della muratura	$\geq 1,5 \text{ N/mm}^2$
<b>Caratteristiche della muratura</b>	Trasmittanza termica U della parete intonacata	0,28 W/m <sup>2</sup> K
	Massa superficiale $M_s$ della parete non intonacata	350 kg/m <sup>2</sup>
	Fattore di smorzamento $f_a$	0,058
	Trasmittanza termica dinamica $Y_{IE}$	0,016 W/m <sup>2</sup> K
	Sfasamento S	17,5 h
	Condensazioni all'interno della parete	ASSENTI
	Potere fonoisolante $R_w$ della parete	$\geq 56 \text{ dB}$

## Parete interna

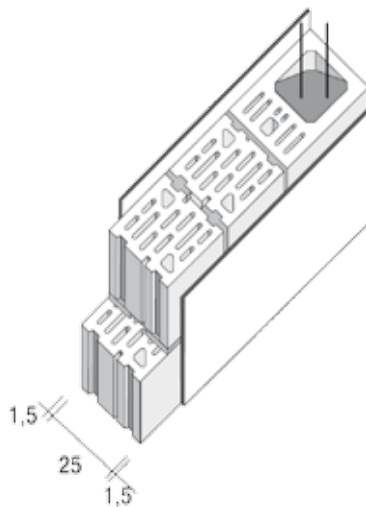
# MURATURA ORDINARIA (O ARMATA) IN LECABLOCCO FONISOLOANTE

Muratura portante (ordinaria o armata), divisoria tra diverse unità abitative, realizzata con Lecablocco Fonoisolante di spessore 25 cm.

**Muratura ordinaria divisoria tra diverse unità abitative**



**Muratura armata divisoria tra diverse unità abitative**



<b>Caratteristiche del blocco</b>	Spessore nominale del blocco	25 cm
	Dimensioni del blocco (S x H x L)	25x20x25 cm
	Densità del calcestruzzo Leca	1.000-1.400 kg/m <sup>3</sup>
	Percentuale di foratura $\varphi$ (parte portante)	< 30 %
	Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ del blocco (parte portante) nella direzione dei carichi verticali	$\geq 5$ N/mm <sup>2</sup>
	Resistenza caratteristica a compressione $F'_{bk}$ del blocco (parte portante) nella direzione dei carichi orizzontali nel piano della muratura	$\geq 1,5$ N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche della muratura</b>	Trasmittanza termica U della parete intonacata	$\leq 0,8$ W/m <sup>2</sup> K
	Potere fonoisolante $R_w$ della parete	$\geq 56$ dB









