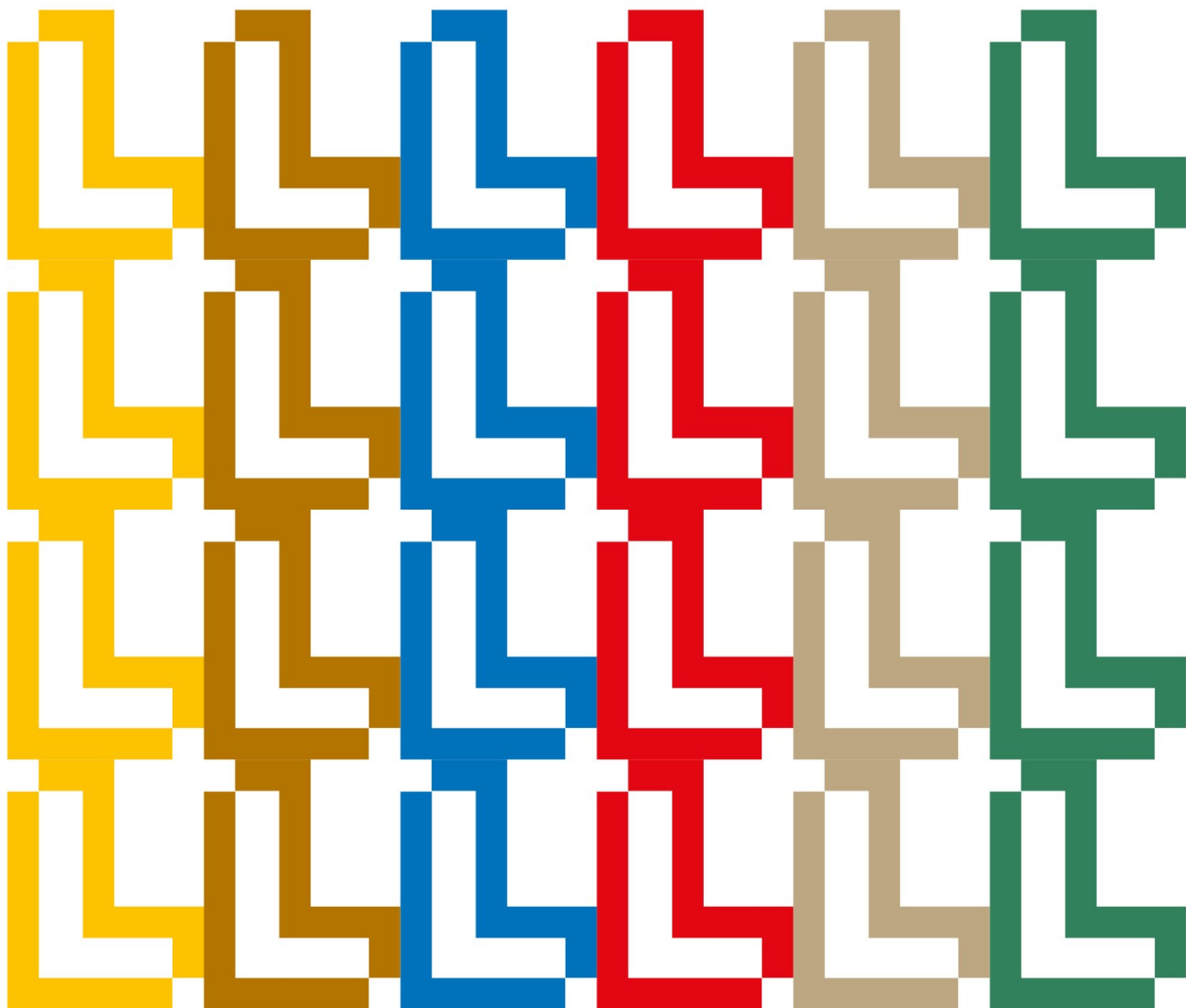




Guida

Guida al dimensionamento del sistema “Perimetro Forte”
e riferimenti normativi.

INDICE

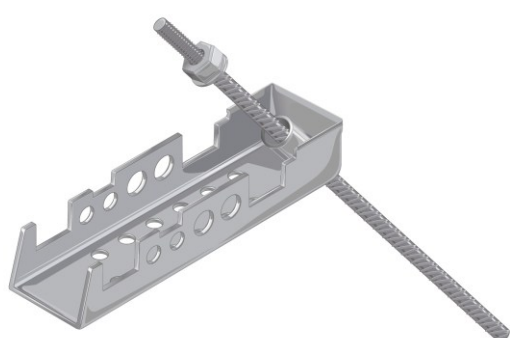
1. INTRODUZIONE	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA “PERIMETRO FORTE” MEDIANTE CONNETTORE PERIMETRALE E CALCESTRUZZI STRUTTURALI LEGGERI LECA.....	4
3.1. AZIONI SOLLECITANTI SUL DIAFRAMMA DI PIANO	7
3.2. PANNELLO D’ANIMA	9
3.3. PROGETTAZIONE DEI CORRENTI	10
3.4. PROGETTAZIONE DEI RIPARTITORI	11
3.5. PROGETTAZIONE DEI COLLEGAMENTI	13
4. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA “PERIMETRO FORTE” MEDIANTE MINI CONNETTORE PERIMETRALE E CALCESTRUZZI STRUTTURALI LEGGERI LECA.....	15
4.1. AZIONI SOLLECITANTI SUL DIAFRAMMA DI PIANO	18
4.2. PANNELLO D’ANIMA	20
4.3. PROGETTAZIONE DEI CORRENTI	21
4.4. PROGETTAZIONE DEI RIPARTITORI	22
4.5. PROGETTAZIONE DEI COLLEGAMENTI	24
5. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA “PERIMETRO FORTE” MEDIANTE MINI CONNETTORE PERIMETRALE E CALCESTRUZZO FRC MICRO GOLD STEEL	26
5.1. AZIONI SOLLECITANTI SUL DIAFRAMMA DI PIANO	29
5.2. PANNELLO D’ANIMA	31
5.3. PROGETTAZIONE DEI CORRENTI	32
5.4. PROGETTAZIONE DEI RIPARTITORI	33
5.5. PROGETTAZIONE DEI COLLEGAMENTI	34



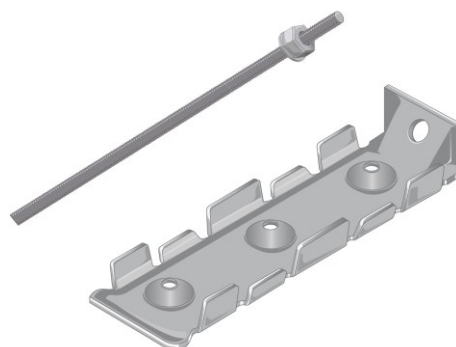
1. INTRODUZIONE

Il programma **Perimetro Forte** permette il dimensionamento del sistema **Perimetro Forte** di Laterlite S.p.A. con i seguenti abbinamenti:

- **Connettore Perimetrale** e calcestruzzi strutturali leggeri **LecaCLS 1400**, **LecaCLS 1600**, **LecaCLS 1800** o **Calcestruzzo CentroStorico**, con spessore della nuova soletta di almeno 6 cm;
- **Mini Connettore Perimetrale** e calcestruzzi strutturali leggeri **LecaCLS 1400**, **LecaCLS 1600**, **LecaCLS 1800** o **Calcestruzzo CentroStorico**, con spessore della nuova soletta di almeno 4 cm ed inferiore a 6 cm;
- **Mini Connettore Perimetrale** e calcestruzzo FRC **MICRO GOLD STEEL**, con spessore della nuova soletta di almeno 3 cm e massimo di 5 cm.



Connettore Perimetrale



Mini Connettore Perimetrale

A seguito dell'analisi delle tavole in formato DWG (piante, sezioni e prospetti) e dell'identificazione dei maschi murari, viene condotta la progettazione del diaframma secondo il seguente schema:

- 1) Definizione dello schema strutturale e suddivisione in macrocelle;
- 2) Progetto di ogni singola macrocella e ridistribuzione nelle varie celle adiacenti;
- 3) Dimensionamento del diaframma (correnti, ripartitori, spinotti, tiranti).

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le costruzioni”**, pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale n.42 del 20 febbraio 2018 – Supplemento ordinario n.8
- **CIRCOLARE 21/01/2019, n.7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018**, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n.35 del 11 febbraio 2019 – Supplemento ordinario n.5
- **CNR – DT 204/2006: “Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato”** – indicati come documenti di comprovata validità secondo Cap. 12 NTC 2018



3. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA “PERIMETRO FORTE” MEDIANTE CONNETTORE PERIMETRALE E CALCESTRUZZI STRUTTURALI LEGGERI LECA

L’obiettivo dell’intervento è costituito dalla necessità di organizzare nello spessore del solaio un diaframma in grado di trasferire le azioni sismiche a livello di impalcato e quindi ai setti resistenti a taglio (murature di competenza) mediante un’opportuna organizzazione dei collegamenti.

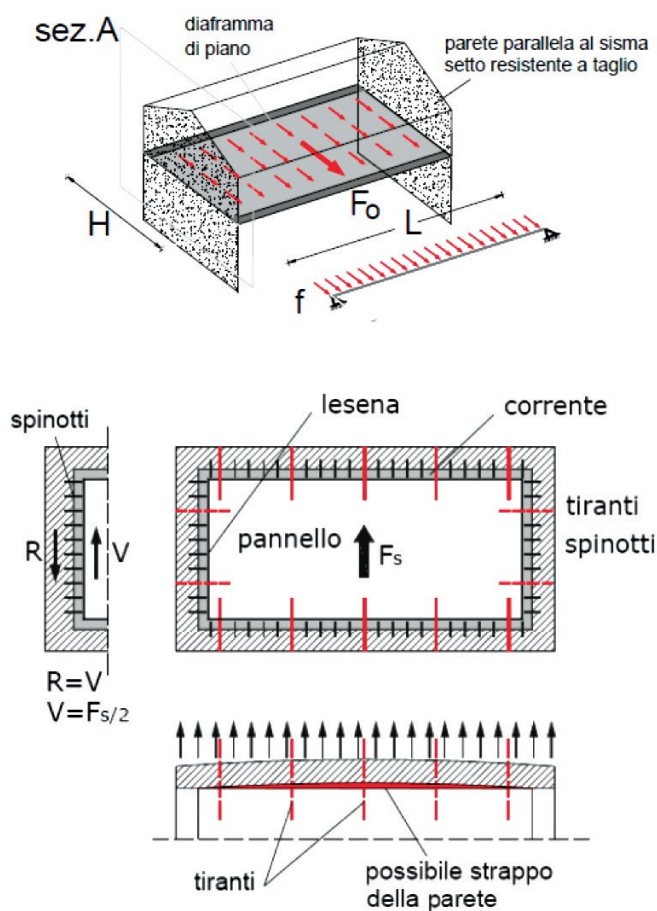
L’approccio prevede di schematizzare il diaframma come un elemento bidimensionale, costituito da correnti e pannello appoggiati sulle murature sismo-resistenti. In particolare, viene attribuita l’azione flettente di piano ai correnti e l’azione tagliante al pannello.

Pertanto, il diaframma raccoglie nel proprio piano le azioni inerziali dovute all’azione sismica e le trasferisce ai setti resistenti; è composto da:

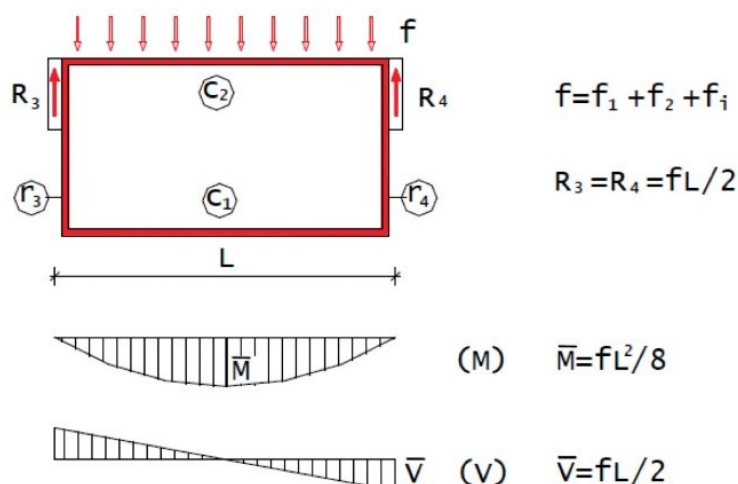
- Pannello d’anima;
- Correnti;
- Lesene o Ripartitori.

Una volta definiti i ruoli presenti all’interno del diaframma di piano è necessario organizzare in modo organico i collegamenti:

- Spinotti in grado di trasferire l’azione di taglio tra impalcato e muratura;
- Tiranti necessari ad impedire lo “strappo” delle pareti caricate fuori dal proprio piano.

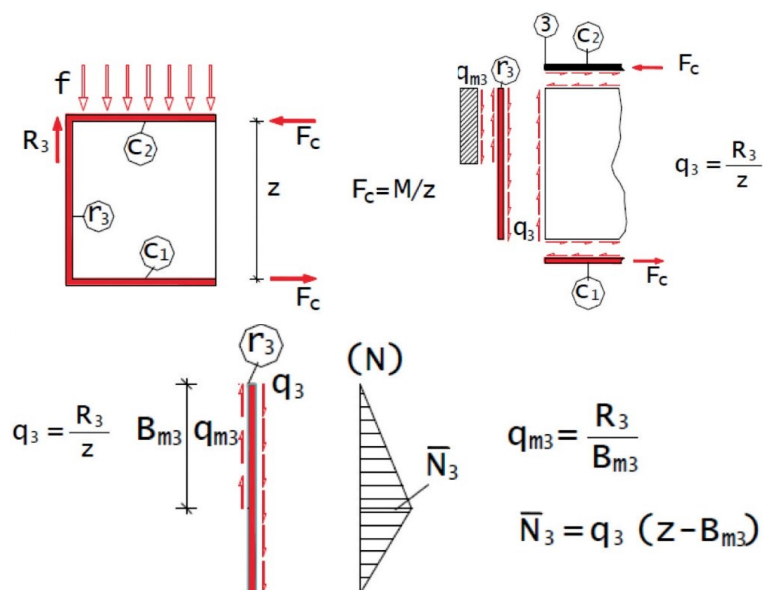


Lo schema di calcolo a correnti e ripartitori è così rappresentato:



L'azione f è ripartita a livello di diaframma con i correnti che assolvono la funzione dell'azione flettente ed il pannello d'anima l'azione tagliante, quest'ultima ripartita sui setti resistenti dalle lesene/ripartitori.

L'azione f rappresenta l'azione sismica a livello di impalcato presente sull'impalcato stesso e delle fasce murarie di competenza.



Si fornisce il dettaglio della formulazione da impiegarsi al fine di dimensionare gli elementi precedentemente descritti.

In primo luogo, a partire dalle piante di tutti i piani dell'edificio in esame, è necessario, mediante sovrapposizione, determinare i maschi murari che si sviluppano lungo tutta l'altezza dell'edificio, dalla base alla sommità (vedere "**Scelta delle pareti sismo-resistenti**").

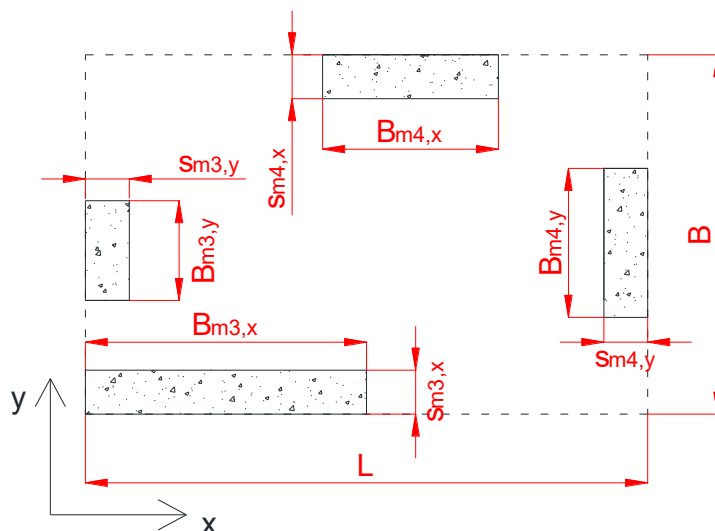


Si procede quindi con la definizione dello schema strutturale e con la suddivisione in macrocelle e, a seguire, con il progetto e dimensionamento di ogni singola macrocella.

Il calcolo deve essere condotto nelle due direzioni X e Y della cella per tenere in considerazione le due direzioni possibili dell'azione sismica applicata alla struttura.

Data la cella i-esima oggetto di dimensionamento, è necessario individuare le dimensioni in pianta L e B della cella, gli spessori dei maschi murari presenti nei quattro lati della cella e le loro lunghezze.

La denominazione sugli spessori e sulle dimensioni dei maschi murari, adottata nelle formule di seguito descritte, è presentata in figura.



Con la nomenclatura appena adottata, si mostrano le formule di dimensionamento degli elementi, ipotizzando un sisma in direzione Y. In modo analogo, il calcolo deve essere effettuato anche in direzione X, adattando, di volta in volta, i maschi murari a cui fare riferimento.

Le pareti parallele all'asse Y acquisiscono delle azioni di taglio nel piano in funzione dei ripartitori presenti e lunghezza delle pareti stesse e queste contribuiscono come maschio murario sismo-resistente.

L'analisi viene condotta adottando delle forze statiche equivalenti, in accordo a quanto indicato al paragrafo 7.8.1.5.2 delle NTC2018, assumendo un fattore di comportamento q_a pari a 3. In particolare, l'azione sismica ortogonale alla parete è rappresentata da una forza orizzontale distribuita pari a $\frac{S_a}{q_a}$ volte il peso della parete e da forze orizzontali concentrate pari a $\frac{S_a}{q_a}$ volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete.

La valutazione di S_a è effettuata in accordo alla seguente formula:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[1.5 \cdot \left(1 + \frac{z_i}{H} \right) - 0.5 \right] \geq \alpha \cdot S$$

dove:



- α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno su sottosuolo tipo A per lo stato limite in esame (SLV) e l'accelerazione di gravità g ($\alpha = a_g/g$);
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, secondo quanto indicato al paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC2018;
- z_i è la quota del piano oggetto di intervento, misurata a partire dal piano di fondazione;
- H è l'altezza della costruzione, misurata a partire dal piano di fondazione.

L'altezza delle fasce di piano di competenza, considerate come carico sul diaframma di piano, viene determinata in funzione delle altezze di interpiano presenti. Le altezze di interpiano vengono denominate H_{sup} e H_{inf} , mentre l'altezza della fascia di competenza, h_{sup} e h_{inf} , è la metà di quella interpiano:

$$h_{sup} = \frac{H_{sup}}{2}$$

$$h_{inf} = \frac{H_{inf}}{2}$$

3.1. Azioni sollecitanti sul diaframma di piano

Si procede alla determinazione dei carichi presenti, considerando la combinazione sismica:

Componente dovuta al carico presente sull'impalcato:

$$p_{sk} = (G + \Psi_{2j}Q) \cdot \frac{S_a}{q_a}$$

dove:

- $G + \Psi_{2j}Q$ è la combinazione sismica dei carichi permanenti propri e portati e dei carichi variabili, adottando l'opportuno coefficiente Ψ_{2j} definito dalle NTC2018 in Tab. 2.5.I;
- S_a rappresenta l'accelerazione massima adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, valutata secondo la formula proposta al paragrafo 7.8.1.5.2 delle NTC2018, precedentemente definita;
- q_a rappresenta il fattore di comportamento, precedentemente definito.

Componente della muratura 1 investita in direzione ortogonale al sisma, tenendo conto della presenza di aperture in ordine del 15% (dunque coefficiente moltiplicativo pari a 0.85):

$$p_{mk,1} = 0.85 \cdot s_{m4,x} \cdot \gamma_m \cdot \frac{S_a}{q_a}$$

dove:



- $s_{m4,x}$ è lo spessore del maschio murario considerato (si veda il disegno sopra riportato);
- γ_m rappresenta il peso specifico della muratura costituente i maschi murari considerati.

Componente della muratura 2 investita in direzione ortogonale al sisma, tenendo conto della presenza di aperture in ordine del 15% (dunque coefficiente moltiplicativo pari a 0.85):

$$p_{mk,2} = 0.85 \cdot s_{m3,x} \cdot \gamma_m \cdot \frac{S_a}{q_a}$$

dove $s_{m3,x}$ è lo spessore del maschio murario considerato (si veda il disegno sopra riportato).

Si trasformano quindi le azioni distribuite appena calcolate in azioni a metro lineare al fine di determinare la corrispondente risultante di piano:

$$f_{k,1} = p_{mk,1} \cdot (h_{sup} + h_{inf})$$

$$f_{k,2} = p_{mk,2} \cdot (h_{sup} + h_{inf})$$

$$f_i = p_{sk} \cdot B$$

$$f_{tot} = f_{k,1} + f_{k,2} + f_i$$

Si determina quindi la luce di calcolo dell'azione sismica L_c :

$$L_c = L - \frac{s_{m3,y} + s_{m4,y}}{2}$$

Infine, considerando uno schema statico di trave semplicemente appoggiata, si determinano le reazioni vincolari agli appoggi e le sollecitazioni della macrocella elementare considerata:

$$R_3 = R_4 = V_{sd} = f_{tot} \cdot \frac{L_c}{2}$$

$$M_{sd} = f_{tot} \cdot \frac{L_c^2}{8}$$

Si valuta quindi il braccio della coppia interna z :

$$z = B - (s_{m4,x} + s_{m3,x}) - 0.23 \text{ m}$$

dove 0.23 m rappresenta la lunghezza del prisma di **Connettore Perimetrale**.

Le azioni di trazione/compressione agenti sui due correnti e il flusso di taglio tangenziale q lungo il braccio di coppia del diaframma sono quindi pari a:

$$N = T = C = \frac{M_{sd}}{z}$$



$$q = \frac{V_{sd}}{z}$$

Si procede quindi al calcolo delle azioni sui ripartitori:

$$N_3 = q \cdot (z - B_{m3,y})$$

$$N_4 = q \cdot (z - B_{m4,y})$$

Definite le azioni di progetto, si procede con la progettazione dei vari elementi costituenti il diaframma, correnti/ripartitori, pannello d'anima e collegamenti.

3.2. Pannello d'anima

Il dimensionamento del pannello d'anima nei confronti dell'azione sismica di piano è costituito da tre distinte analisi:

- Progetto dell'armatura diffusa (rete elettrosaldata) presente nel diaframma;
- Verifica dello spessore minimo del pannello;
- Verifica di duttilità del pannello.

Progetto dell'armatura diffusa (rete elettrosaldata) presente nel diaframma:

Dato il flusso di taglio q precedentemente calcolato, definito (dato di input) il diametro della rete elettrosaldata da impiegarsi, il passo minimo della maglia di rete è così valutato:

$$s_{min} = \frac{A_{rete} \cdot f_{yd}}{q}$$

dove:

- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio della rete elettrosaldata (pari a 391.3 MPa utilizzando un acciaio B450C);
- A_{rete} è l'area di un tondino, della rete elettrosaldata, del diametro definito in input.

Noto il passo minimo della rete elettrosaldata s_{min} , è necessario verificare che il reale passo s della rete elettrosaldata scelta sia inferiore ad s_{min} .

Verifica dello spessore minimo del pannello:

Lo spessore minimo del pannello d'anima in calcestruzzo strutturale leggero viene determinato in funzione del flusso di taglio presente nel pannello e la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo strutturale leggero τ_{ud} . Pertanto, la verifica da effettuarsi è la seguente:

$$\frac{q}{h_{soletta}} < \tau_{ud} = 0.85 \cdot \frac{f_{ctlk 0.05}}{1.50}$$



dove:

- $h_{soletta}$ rappresenta lo spessore della nuova soletta in calcestruzzo strutturale leggero;
- τ_{ud} è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo strutturale leggero;
- $f_{ctlk\ 0.05}$ è il valore caratteristico della resistenza a trazione semplice corrispondente al frattile 0.05 e valutato come:

$$f_{ctlk\ 0.05} = 0.7 \cdot f_{lctm}$$

con f_{lctm} valore medio della resistenza a trazione semplice valutata secondo la formula C4.1.12 della Circolare alle NTC2018:

$$f_{lctm} = 0.30 \cdot f_{lck}^{2/3} \cdot \eta_1$$

dove:

- f_{lck} è la resistenza cilindrica caratteristica a compressione;
- $\eta_1 = 0.40 + 0.60 \cdot \rho/2200$ con ρ valore limite superiore della massa per unità di volume del calcestruzzo, per la classe di massa per unità di volume di appartenenza in kg/m³.

Verifica di duttilità del pannello:

Viene condotta una verifica di duttilità del pannello per confermare un comportamento duttile della lastra piana in calcestruzzo. Pertanto, la verifica da effettuarsi è la seguente:

$$\omega = \frac{A_{rete} \cdot f_{yd}}{s \cdot h_{soletta} \cdot f_{lcd} \cdot 0.50} < 0.30$$

dove:

- s è il passo della rete elettrosaldata scelta;
- A_{rete} è l'area di un tondino, della rete elettrosaldata, del diametro definito in input;
- f_{lcd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo strutturale leggero.

3.3. Progettazione dei correnti

Nel caso dei correnti, l'azione flettente viene assorbita come forze di trazione/compressione da parte degli stessi. A partire dalle forze a cui essi sono soggetti, si determina l'area minima di calcestruzzo strutturale leggero e di armatura per assolvere la funzione di corrente. Nello specifico, la progettazione dei correnti viene condotta nel modo seguente.



Armatura:

Data l'azione assiale di trazione T precedentemente calcolata, l'area minima di armatura nel corrente risulta:

$$A_{s,min} = \frac{T}{f_{yd}}$$

dove:

- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio delle barre (pari a 391.3 MPa utilizzando un acciaio B450C);
- $A_{s,min}$ rappresenta la somma delle aree dei due ferri che devono essere disposti nel corrente, pertanto, il diametro minimo della singola barra è pari a:

$$\Phi_{min} = \sqrt{\frac{A_{s,min} \cdot 2}{\pi}}$$

Se il diametro scelto delle barre da inserire nei correnti è superiore a quello minimo calcolato, la verifica risulta soddisfatta.

Spessore soletta in C.A.:

Data l'azione assiale di compressione C precedentemente calcolata, l'area minima di calcestruzzo strutturale leggero risulta:

$$A_{c,min} = \frac{C}{f_{lcd}}$$

dove f_{lcd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo strutturale leggero.

Considerando dunque la lunghezza dell'elemento prisma di **Connettore Perimetrale** (pari a 230 mm), lo spessore minimo della soletta in calcestruzzo strutturale leggero risulta:

$$h_{c,min} = \frac{A_{c,min}}{230 \text{ mm}}$$

Se lo spessore della soletta prevista è superiore allo spessore minimo appena valutato, la verifica risulta soddisfatta.

3.4. Progettazione dei ripartitori

In modo analogo ai correnti viene condotta la progettazione dell'armatura e spessore minimo della sezione in C.A. dei ripartitori. Essendo q il flusso di taglio, viene calcolata l'azione assiale sul ripartitore più sfavorevole:



$$N_{ripartitore} = q \cdot \left[z - \left(\min(B_{m3,y}, B_{m4,y}) - \frac{0.23}{2} \right) \right]$$

Armatura:

Data l'azione assiale $N_{ripartitore}$ precedentemente calcolata, l'area minima di armatura nel ripartitore risulta:

$$A_{s,min} = \frac{N_{ripartitore}}{f_{yd}}$$

dove:

- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio delle barre (pari a 391.3 MPa utilizzando un acciaio B450C);
- $A_{s,min}$ rappresenta la somma delle aree dei due ferri che devono essere disposti nel ripartitore, pertanto, il diametro minimo della singola barra è pari a:

$$\Phi_{min} = \sqrt{\frac{A_{s,min} \cdot 2}{\pi}}$$

Se il diametro scelto delle barre da inserire nel ripartitore è superiore a quello minimo calcolato, la verifica risulta soddisfatta.

Spessore soletta in C.A.:

Data l'azione assiale $N_{ripartitore}$ precedentemente calcolata, l'area minima di calcestruzzo strutturale leggero risulta:

$$A_{c,min} = \frac{N_{ripartitore}}{f_{lcd}}$$

dove f_{lcd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo strutturale leggero.

Considerando dunque la lunghezza dell'elemento prisma di **Connettore Perimetrale** (pari a 230 mm), lo spessore minimo della soletta in calcestruzzo strutturale leggero risulta:

$$h_{c,min} = \frac{A_{c,min}}{230 \text{ mm}}$$

Se lo spessore della soletta prevista è superiore allo spessore minimo appena valutato, la verifica risulta soddisfatta.



3.5. Progettazione dei collegamenti

Si deve infine condurre l'organizzazione dei collegamenti, effettuando la progettazione degli spinotti a taglio e dei tiranti a "strappo".

La funzione dello spinotto è quella di trasferire il flusso di taglio ovvero di connettere il solaio con i setti resistenti all'azione sismica. Il numero e il passo degli spinotti del sistema costruttivo **Perimetro Forte** vengono determinati in funzione delle prestazioni del sistema ottenuto mediante la campagna sperimentale condotta presso l'Università degli Studi di Bergamo e delle opportune declinazioni cautelative nei confronti di murature esistenti.

La funzione del tirante è invece quella di trattenere le pareti caricate fuori dal piano e il dimensionamento viene effettuato in analogia al dimensionamento degli spinotti in funzione delle prestazioni del singolo tirante caratterizzate durante la campagna sperimentale.

Progettazione degli spinotti a taglio:

Elaborando i risultati ottenuti durante la sperimentazione, in particolare quelli riportati in Tabella 8 di pagina 23 del rapporto di prova (consultabile su leca.it), si ottiene un valore caratteristico di resistenza a taglio del sistema di 12.3 kN. Dalla sperimentazione citata, si procede alla determinazione del valore di resistenza a taglio di progetto, dividendo il valore caratteristico per un coefficiente di sicurezza γ_v , in funzione della tipologia di muratura, e definito nella seguente tabella:

$$V_{ud,spinotto} = \frac{12.3 \text{ kN}}{\gamma_v}$$

Muratura	γ_v
Pietrame disordinata	2.0
Conci sbozzati con paramenti di spessore disomogeneo	2.0
Pietre a spacco con buona tessitura	1.5
Irregolare di pietra tenera	2.0
Conci regolari di pietra tenera	2.0
Blocchi lapidei squadriati	2.0
Mattoni pieni e malta di calce	1.5
Mattoni semipieni con malta cementizia	1.5

Si determina quindi il numero di connettori n effettuando il rapporto tra il taglio agente V_{Sd} e il taglio resistente di progetto $V_{ud,spinotto}$:

$$n = \frac{V_{Sd}}{V_{ud,spinotto}}$$

Si determina infine il passo su $B_{m3,y}$ e su $B_{m4,y}$ di **Connettore Perimetrale** come spinotto:

$$\text{passo su } B_{m3,y} = \frac{B_{m3,y}}{n}$$



$$passo\ su\ B_{m4,y} = \frac{B_{m4,y}}{n}$$

Progettazione dei tiranti a “strappo”:

In questo caso, viene calcolata la forza di trazione che tende ad espellere fuori dal proprio piano la muratura di competenza:

$$f_{m,Bm4,x} = (h_{sup} + h_{inf}) \cdot s_{m4,x} \cdot \gamma_m \cdot \frac{S_a}{q_a}$$

$$f_{m,Bm3,x} = (h_{sup} + h_{inf}) \cdot s_{m3,x} \cdot \gamma_m \cdot \frac{S_a}{q_a}$$

Elaborando i risultati ottenuti durante la sperimentazione, in particolare i risultati di pagina 21 del rapporto di prova (consultabile su leca.it), si ottiene un valore caratteristico di resistenza a trazione del sistema di 15.23 kN. Dalla sperimentazione citata, tale valore viene poi diviso cautelativamente per un coefficiente di sicurezza definito pari a 3:

$$T_{ud,tirante} = \frac{15.23\ kN}{3}$$

Si determina infine il passo di **Connettore Perimetrale** come tirante:

$$passo\ su\ B_{m3,x} = \frac{T_{ud,tirante}}{f_{m,Bm3,x}}$$

$$passo\ su\ B_{m4,x} = \frac{T_{ud,tirante}}{f_{m,Bm4,x}}$$



4. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA “PERIMETRO FORTE” MEDIANTE MINI CONNETTORE PERIMETRALE E CALCESTRUZZI STRUTTURALI LEGGERI LECA

L’obiettivo dell’intervento è costituito dalla necessità di organizzare nello spessore del solaio un diaframma in grado di trasferire le azioni sismiche a livello di impalcato e quindi ai setti resistenti a taglio (murature di competenza) mediante un’opportuna organizzazione dei collegamenti.

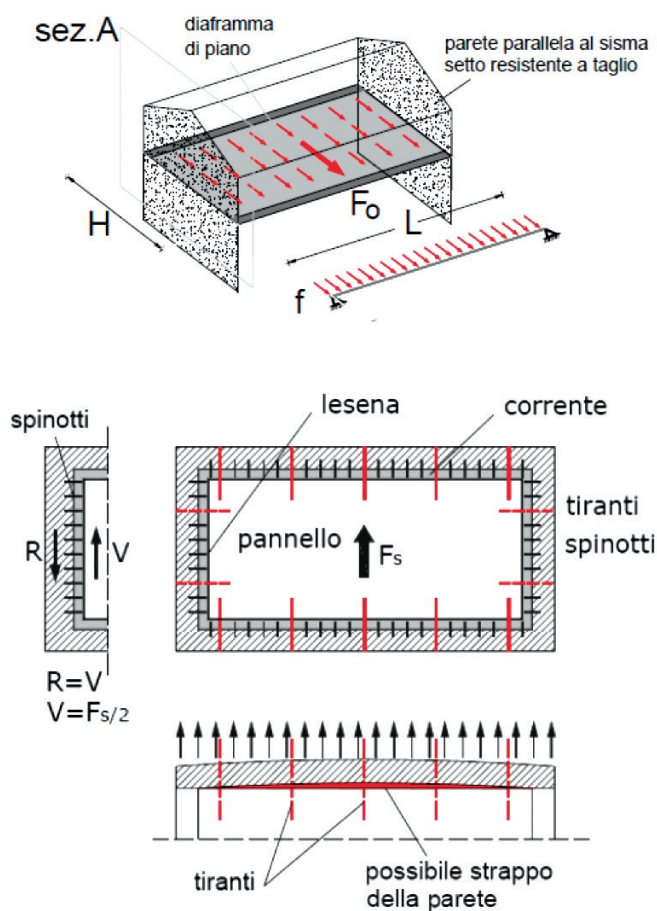
L’approccio prevede di schematizzare il diaframma come un elemento bidimensionale, costituito da correnti e pannello appoggiati sulle murature sismo-resistenti. In particolare, viene attribuita l’azione flettente di piano ai correnti e l’azione tagliante al pannello.

Pertanto, il diaframma raccoglie nel proprio piano le azioni inerziali dovute all’azione sismica e le trasferisce ai setti resistenti; è composto da:

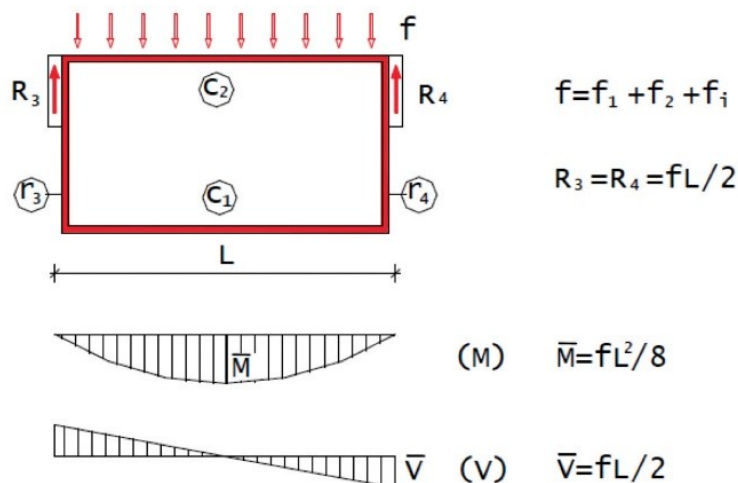
- Pannello d’anima;
- Correnti;
- Lesene o Ripartitori.

Una volta definiti i ruoli presenti all’interno del diaframma di piano è necessario organizzare in modo organico i collegamenti:

- Spinotti in grado di trasferire l’azione di taglio tra impalcato e muratura;
- Tiranti necessari ad impedire lo “strappo” delle pareti caricate fuori dal proprio piano.

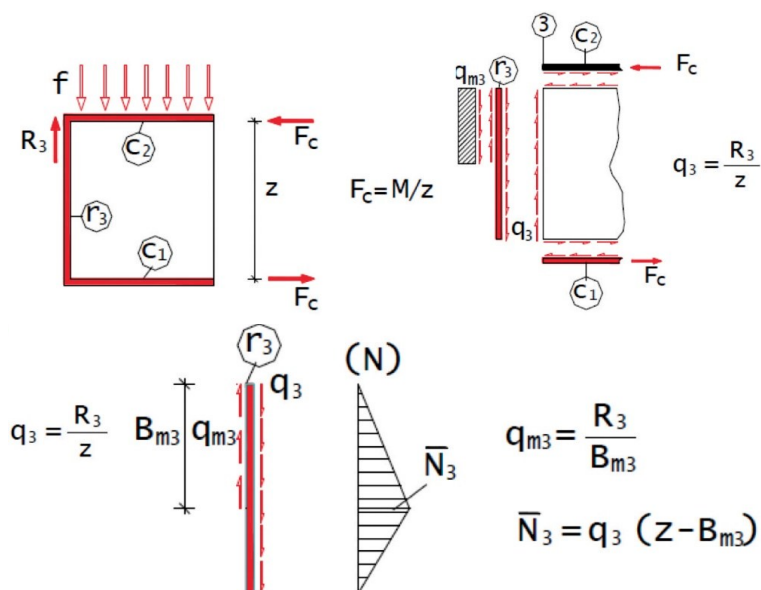


Lo schema di calcolo a correnti e ripartitori è così rappresentato:



L'azione f è ripartita a livello di diaframma con i correnti che assolvono la funzione dell'azione flettente ed il pannello d'anima l'azione tagliante, quest'ultima ripartita sui setti resistenti dalle lesene/ripartitori.

L'azione f rappresenta l'azione sismica a livello di impalcato presente sull'impalcato stesso e delle fasce murarie di competenza.



Si fornisce il dettaglio della formulazione da impiegarsi al fine di dimensionare gli elementi precedentemente descritti.

In primo luogo, a partire dalle piante di tutti i piani dell'edificio in esame, è necessario, mediante sovrapposizione, determinare i maschi murari che si sviluppano lungo tutta l'altezza dell'edificio, dalla base alla sommità (vedere "**Scelta delle pareti sismo-resistenti**").

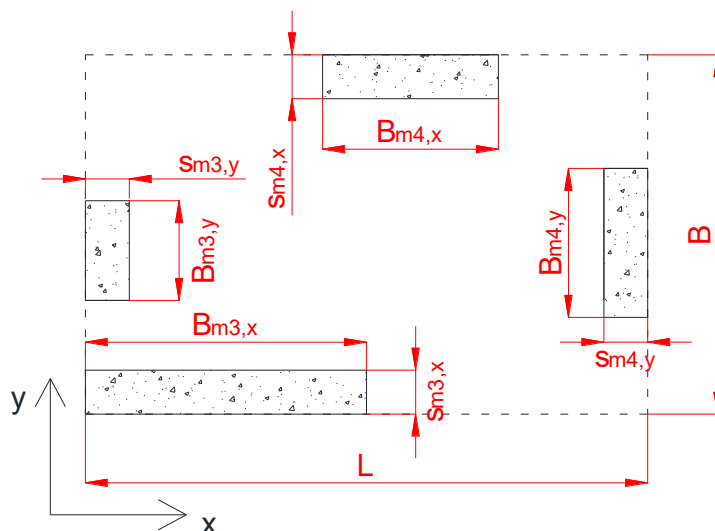


Si procede quindi con la definizione dello schema strutturale e con la suddivisione in macrocelle e, a seguire, con il progetto e dimensionamento di ogni singola macrocella.

Il calcolo deve essere condotto nelle due direzioni X e Y della cella per tenere in considerazione le due direzioni possibili dell'azione sismica applicata alla struttura.

Data la cella i-esima oggetto di dimensionamento, è necessario individuare le dimensioni in pianta L e B della cella, gli spessori dei maschi murari presenti nei quattro lati della cella e le loro lunghezze.

La denominazione sugli spessori e sulle dimensioni dei maschi murari, adottata nelle formule di seguito descritte, è presentata in figura.



Con la nomenclatura appena adottata, si mostrano le formule di dimensionamento degli elementi, ipotizzando un sisma in direzione Y. In modo analogo, il calcolo deve essere effettuato anche in direzione X, adattando, di volta in volta, i maschi murari a cui fare riferimento.

Le pareti parallele all'asse Y acquisiscono delle azioni di taglio nel piano in funzione dei ripartitori presenti e lunghezza delle pareti stesse e queste contribuiscono come maschio murario sismo-resistente.

L'analisi viene condotta adottando delle forze statiche equivalenti, in accordo a quanto indicato al paragrafo 7.8.1.5.2 delle NTC2018, assumendo un fattore di comportamento q_a pari a 3. In particolare, l'azione sismica ortogonale alla parete è rappresentata da una forza orizzontale distribuita pari a $\frac{S_a}{q_a}$ volte il peso della parete e da forze orizzontali concentrate pari a $\frac{S_a}{q_a}$ volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete.

La valutazione di S_a è effettuata in accordo alla seguente formula:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[1.5 \cdot \left(1 + \frac{z_i}{H} \right) - 0.5 \right] \geq \alpha \cdot S$$

dove:



- α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno su sottosuolo tipo A per lo stato limite in esame (SLV) e l'accelerazione di gravità g ($\alpha = a_g/g$);
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, secondo quanto indicato al paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC2018;
- z_i è la quota del piano oggetto di intervento, misurata a partire dal piano di fondazione;
- H è l'altezza della costruzione, misurata a partire dal piano di fondazione.

L'altezza delle fasce di piano di competenza, considerate come carico sul diaframma di piano, viene determinata in funzione delle altezze di interpiano presenti. Le altezze di interpiano vengono denominate H_{sup} e H_{inf} , mentre l'altezza della fascia di competenza, h_{sup} e h_{inf} , è la metà di quella interpiano:

$$h_{sup} = \frac{H_{sup}}{2}$$

$$h_{inf} = \frac{H_{inf}}{2}$$

4.1. Azioni sollecitanti sul diaframma di piano

Si procede alla determinazione dei carichi presenti, considerando la combinazione sismica:

Componente dovuta al carico presente sull'impalcato:

$$p_{sk} = (G + \Psi_{2j}Q) \cdot \frac{S_a}{q_a}$$

dove:

- $G + \Psi_{2j}Q$ è la combinazione sismica dei carichi permanenti propri e portati e dei carichi variabili, adottando l'opportuno coefficiente Ψ_{2j} definito dalle NTC2018 in Tab. 2.5.I;
- S_a rappresenta l'accelerazione massima adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, valutata secondo la formula proposta al paragrafo 7.8.1.5.2 delle NTC2018, precedentemente definita;
- q_a rappresenta il fattore di comportamento, precedentemente definito.

Componente della muratura 1 investita in direzione ortogonale al sisma, tenendo conto della presenza di aperture in ordine del 15% (dunque coefficiente moltiplicativo pari a 0.85):

$$p_{mk,1} = 0.85 \cdot s_{m4,x} \cdot \gamma_m \cdot \frac{S_a}{q_a}$$

dove:



- $s_{m4,x}$ è lo spessore del maschio murario considerato (si veda il disegno sopra riportato);
- γ_m rappresenta il peso specifico della muratura costituente i maschi murari considerati.

Componente della muratura 2 investita in direzione ortogonale al sisma, tenendo conto della presenza di aperture in ordine del 15% (dunque coefficiente moltiplicativo pari a 0.85):

$$p_{mk,2} = 0.85 \cdot s_{m3,x} \cdot \gamma_m \cdot \frac{S_a}{q_a}$$

dove $s_{m3,x}$ è lo spessore del maschio murario considerato (si veda il disegno sopra riportato).

Si trasformano quindi le azioni distribuite appena calcolate in azioni a metro lineare al fine di determinare la corrispondente risultante di piano:

$$f_{k,1} = p_{mk,1} \cdot (h_{sup} + h_{inf})$$

$$f_{k,2} = p_{mk,2} \cdot (h_{sup} + h_{inf})$$

$$f_i = p_{sk} \cdot B$$

$$f_{tot} = f_{k,1} + f_{k,2} + f_i$$

Si determina quindi la luce di calcolo dell'azione sismica L_c :

$$L_c = L - \frac{s_{m3,y} + s_{m4,y}}{2}$$

Infine, considerando uno schema statico di trave semplicemente appoggiata, si determinano le reazioni vincolari agli appoggi e le sollecitazioni della macrocella elementare considerata:

$$R_3 = R_4 = V_{sd} = f_{tot} \cdot \frac{L_c}{2}$$

$$M_{sd} = f_{tot} \cdot \frac{L_c^2}{8}$$

Si valuta quindi il braccio della coppia interna z :

$$z = B - (s_{m4,x} + s_{m3,x}) - 0.23 \text{ m}$$

dove 0.23 m rappresenta la lunghezza del prisma di **Mini Connettore Perimetrale**.

Le azioni di trazione/compressione agenti sui due correnti e il flusso di taglio tangenziale q lungo il braccio di coppia del diaframma sono quindi pari a:

$$N = T = C = \frac{M_{sd}}{z}$$



$$q = \frac{V_{sd}}{z}$$

Si procede quindi al calcolo delle azioni sui ripartitori:

$$N_3 = q \cdot (z - B_{m3,y})$$

$$N_4 = q \cdot (z - B_{m4,y})$$

Definite le azioni di progetto, si procede con la progettazione dei vari elementi costituenti il diaframma, correnti/ripartitori, pannello d'anima e collegamenti.

4.2. Pannello d'anima

Il dimensionamento del pannello d'anima nei confronti dell'azione sismica di piano è costituito da tre distinte analisi:

- Progetto dell'armatura diffusa (rete elettrosaldata) presente nel diaframma;
- Verifica dello spessore minimo del pannello;
- Verifica di duttilità del pannello.

Progetto dell'armatura diffusa (rete elettrosaldata) presente nel diaframma:

Dato il flusso di taglio q precedentemente calcolato, definito (dato di input) il diametro della rete elettrosaldata da impiegarsi, il passo minimo della maglia di rete è così valutato:

$$s_{min} = \frac{A_{rete} \cdot f_{yd}}{q}$$

dove:

- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio della rete elettrosaldata (pari a 391.3 MPa utilizzando un acciaio B450C);
- A_{rete} è l'area di un tondino, della rete elettrosaldata, del diametro definito in input.

Noto il passo minimo della rete elettrosaldata s_{min} , è necessario verificare che il reale passo s della rete elettrosaldata scelta sia inferiore ad s_{min} .

Verifica dello spessore minimo del pannello:

Lo spessore minimo del pannello d'anima in calcestruzzo strutturale leggero viene determinato in funzione del flusso di taglio presente nel pannello e la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo strutturale leggero τ_{ud} . Pertanto, la verifica da effettuarsi è la seguente:

$$\frac{q}{h_{soletta}} < \tau_{ud} = 0.85 \cdot \frac{f_{ctlk 0.05}}{1.50}$$



dove:

- $h_{soletta}$ rappresenta lo spessore della nuova soletta in calcestruzzo strutturale leggero;
- τ_{ud} è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo strutturale leggero;
- $f_{ctlk\ 0.05}$ è il valore caratteristico della resistenza a trazione semplice corrispondente al frattile 0.05 e valutato come:

$$f_{ctlk\ 0.05} = 0.7 \cdot f_{lctm}$$

con f_{lctm} valore medio della resistenza a trazione semplice valutata secondo la formula C4.1.12 della Circolare alle NTC2018:

$$f_{lctm} = 0.30 \cdot f_{lck}^{2/3} \cdot \eta_1$$

dove:

- f_{lck} è la resistenza cilindrica caratteristica a compressione;
- $\eta_1 = 0.40 + 0.60 \cdot \rho/2200$ con ρ valore limite superiore della massa per unità di volume del calcestruzzo, per la classe di massa per unità di volume di appartenenza in kg/m³.

Verifica di duttilità del pannello:

Viene condotta una verifica di duttilità del pannello per confermare un comportamento duttile della lastra piana in calcestruzzo. Pertanto, la verifica da effettuarsi è la seguente:

$$\omega = \frac{A_{rete} \cdot f_{yd}}{s \cdot h_{soletta} \cdot f_{lcd} \cdot 0.50} < 0.30$$

dove:

- s è il passo della rete elettrosaldata scelta;
- A_{rete} è l'area di un tondino, della rete elettrosaldata, del diametro definito in input;
- f_{lcd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo strutturale leggero.

4.3. Progettazione dei correnti

Nel caso dei correnti, l'azione flettente viene assorbita come forze di trazione/compressione da parte degli stessi. A partire dalle forze a cui essi sono soggetti, si determina l'area minima di calcestruzzo strutturale leggero e di armatura per assolvere la funzione di corrente. Nello specifico, la progettazione dei correnti viene condotta nel modo seguente.



Armatura:

Data l'azione assiale di trazione T precedentemente calcolata, l'area minima di armatura nel corrente risulta:

$$A_{s,min} = \frac{T}{f_{yd}}$$

dove:

- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio delle barre (pari a 391.3 MPa utilizzando un acciaio B450C);
- $A_{s,min}$ rappresenta la somma delle aree dei due ferri che devono essere disposti nel corrente, pertanto, il diametro minimo della singola barra è pari a:

$$\Phi_{min} = \sqrt{\frac{A_{s,min} \cdot 2}{\pi}}$$

Se il diametro scelto delle barre da inserire nei correnti è superiore a quello minimo calcolato, la verifica risulta soddisfatta.

Spessore soletta in C.A.:

Data l'azione assiale di compressione C precedentemente calcolata, l'area minima di calcestruzzo strutturale leggero risulta:

$$A_{c,min} = \frac{C}{f_{lcd}}$$

dove f_{lcd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo strutturale leggero.

Considerando dunque la lunghezza dell'elemento prisma di **Mini Connettore Perimetrale** (pari a 230 mm), lo spessore minimo della soletta in calcestruzzo strutturale leggero risulta:

$$h_{c,min} = \frac{A_{c,min}}{230 \text{ mm}}$$

Se lo spessore della soletta prevista è superiore allo spessore minimo appena valutato, la verifica risulta soddisfatta.

4.4. Progettazione dei ripartitori

In modo analogo ai correnti viene condotta la progettazione dell'armatura e spessore minimo della sezione in C.A. dei ripartitori. Essendo q il flusso di taglio, viene calcolata l'azione assiale sul ripartitore più sfavorevole:



$$N_{ripartitore} = q \cdot \left[z - \left(\min(B_{m3,y}, B_{m4,y}) - \frac{0.23}{2} \right) \right]$$

Armatura:

Data l'azione assiale $N_{ripartitore}$ precedentemente calcolata, l'area minima di armatura nel ripartitore risulta:

$$A_{s,min} = \frac{N_{ripartitore}}{f_{yd}}$$

dove:

- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio delle barre (pari a 391.3 MPa utilizzando un acciaio B450C);
- $A_{s,min}$ rappresenta la somma delle aree dei due ferri che devono essere disposti nel ripartitore, pertanto, il diametro minimo della singola barra è pari a:

$$\Phi_{min} = \sqrt{\frac{A_{s,min} \cdot 2}{\pi}}$$

Se il diametro scelto delle barre da inserire nel ripartitore è superiore a quello minimo calcolato, la verifica risulta soddisfatta.

Spessore soletta in C.A.:

Data l'azione assiale $N_{ripartitore}$ precedentemente calcolata, l'area minima di calcestruzzo strutturale leggero risulta:

$$A_{c,min} = \frac{N_{ripartitore}}{f_{lcd}}$$

dove f_{lcd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo strutturale leggero.

Considerando dunque la lunghezza dell'elemento prisma di **Mini Connettore Perimetrale** (pari a 230 mm), lo spessore minimo della soletta in calcestruzzo strutturale leggero risulta:

$$h_{c,min} = \frac{A_{c,min}}{230 \text{ mm}}$$

Se lo spessore della soletta prevista è superiore allo spessore minimo appena valutato, la verifica risulta soddisfatta.



4.5. Progettazione dei collegamenti

Si deve infine condurre l'organizzazione dei collegamenti, effettuando la progettazione degli spinotti a taglio e dei tiranti a "strappo".

La funzione dello spinotto è quella di trasferire il flusso di taglio ovvero di connettere il solaio con i setti resistenti all'azione sismica. Il numero e il passo degli spinotti del sistema costruttivo **Perimetro Forte** vengono determinati in funzione delle prestazioni del sistema ottenuto mediante la campagna sperimentale condotta presso l'Università degli Studi di Bergamo e delle opportune declinazioni cautelative nei confronti di murature esistenti.

La funzione del tirante è invece quella di trattenere le pareti caricate fuori dal piano e il dimensionamento viene effettuato in analogia al dimensionamento degli spinotti in funzione delle prestazioni del singolo tirante caratterizzate durante la campagna sperimentale.

Progettazione degli spinotti a taglio:

Dall'elaborazione dei risultati ottenuti durante la sperimentazione riportati in Tabella 1 di pagina 21 del rapporto di prova (consultabile su leca.it), si ottiene un valore caratteristico di resistenza a taglio del sistema di 11.6 kN. Si procede quindi alla determinazione del valore di resistenza a taglio di progetto, dividendo il valore caratteristico per un coefficiente di sicurezza γ_v , in funzione della tipologia di muratura, e definito nella seguente tabella:

$$V_{ud,spinotto} = \frac{11.6 \text{ kN}}{\gamma_v}$$

Muratura	γ_v
Pietrame disordinata	2.0
Conci sbozzati con paramenti di spessore disomogeneo	2.0
Pietre a spacco con buona tessitura	1.5
Irregolare di pietra tenera	2.0
Conci regolari di pietra tenera	2.0
Blocchi lapidei squadriati	2.0
Mattoni pieni e malta di calce	1.5
Mattoni semipieni con malta cementizia	1.5

Si determina quindi il numero di connettori n effettuando il rapporto tra il taglio agente V_{sd} e il taglio resistente di progetto $V_{ud,spinotto}$:

$$n = \frac{V_{sd}}{V_{ud,spinotto}}$$

Si determina infine il passo su $B_{m3,y}$ e su $B_{m4,y}$ di **Mini Connettore Perimetrale** come spinotto:

$$\text{passo su } B_{m3,y} = \frac{B_{m3,y}}{n}$$



$$passo\ su\ B_{m4,y} = \frac{B_{m4,y}}{n}$$

Progettazione dei tiranti a “strappo”:

In questo caso, viene calcolata la forza di trazione che tende ad espellere fuori dal proprio piano la muratura di competenza:

$$f_{m,Bm4,x} = (h_{sup} + h_{inf}) \cdot s_{m4,x} \cdot \gamma_m \cdot \frac{S_a}{q_a}$$

$$f_{m,Bm3,x} = (h_{sup} + h_{inf}) \cdot s_{m3,x} \cdot \gamma_m \cdot \frac{S_a}{q_a}$$

Dall’elaborazione dei risultati ottenuti durante la sperimentazione riportati in Tabella 3 di pagina 24 del rapporto di prova (consultabile su leca.it), si ottiene un valore caratteristico di resistenza a trazione del sistema di 12.0 kN. Si procede quindi alla determinazione del valore di resistenza a trazione di progetto, dividendo il valore caratteristico per un coefficiente di sicurezza definito pari a 3:

$$T_{ud,tirante} = \frac{12.0\ kN}{3}$$

Si determina infine il passo di **Mini Connettore Perimetrale** come tirante:

$$passo\ su\ B_{m3,x} = \frac{T_{ud,tirante}}{f_{m,Bm3,x}}$$

$$passo\ su\ B_{m4,x} = \frac{T_{ud,tirante}}{f_{m,Bm4,x}}$$



5. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA “PERIMETRO FORTE” MEDIANTE MINI CONNETTORE PERIMETRALE E CALCESTRUZZO FRC MICRO GOLD STEEL

L’obiettivo dell’intervento è costituito dalla necessità di organizzare nello spessore del solaio un diaframma in grado di trasferire le azioni sismiche a livello di impalcato e quindi ai setti resistenti a taglio (murature di competenza) mediante un’opportuna organizzazione dei collegamenti.

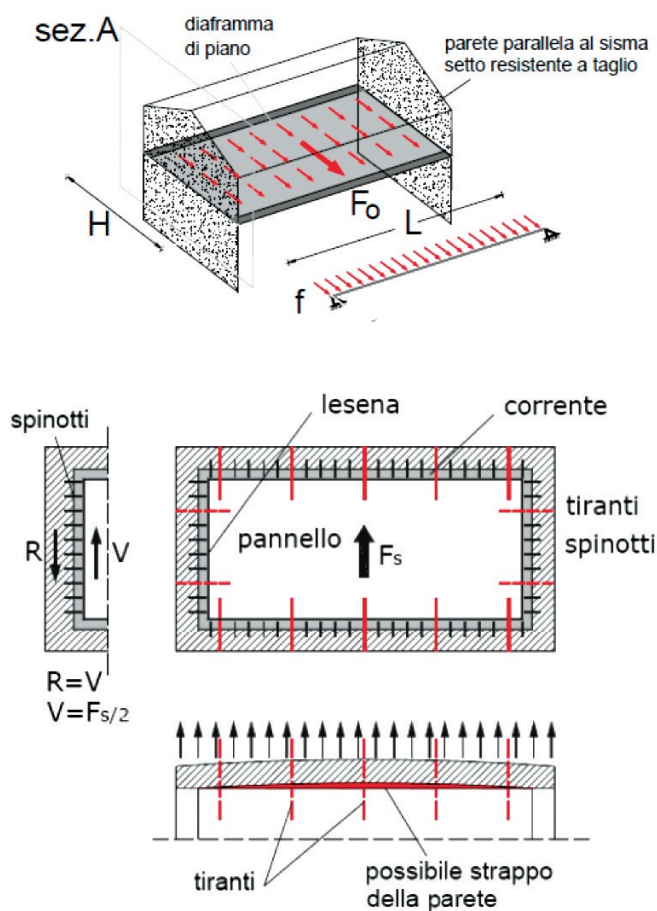
L’approccio prevede di schematizzare il diaframma come un elemento bidimensionale, costituito da correnti e pannello appoggiati sulle murature sismo-resistenti. In particolare, viene attribuita l’azione flettente di piano ai correnti e l’azione tagliante al pannello.

Pertanto, il diaframma raccoglie nel proprio piano le azioni inerziali dovute all’azione sismica e le trasferisce ai setti resistenti; è composto da:

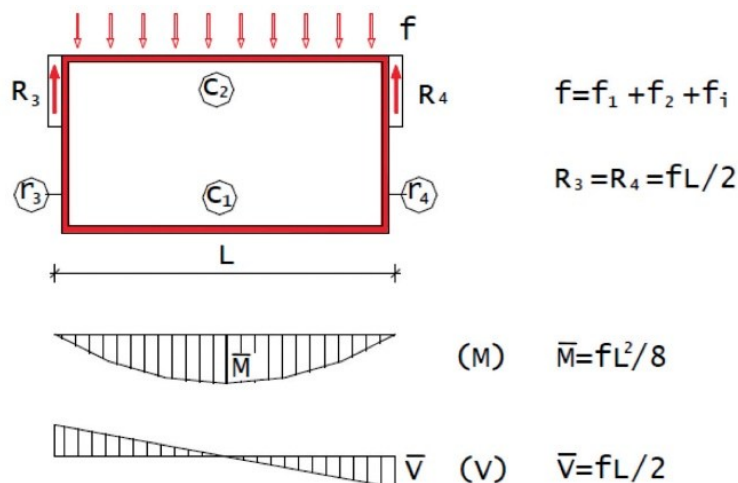
- Pannello d’anima;
- Correnti;
- Lesene o Ripartitori.

Una volta definiti i ruoli presenti all’interno del diaframma di piano è necessario organizzare in modo organico i collegamenti:

- Spinotti in grado di trasferire l’azione di taglio tra impalcato e muratura;
- Tiranti necessari ad impedire lo “strappo” delle pareti caricate fuori dal proprio piano.

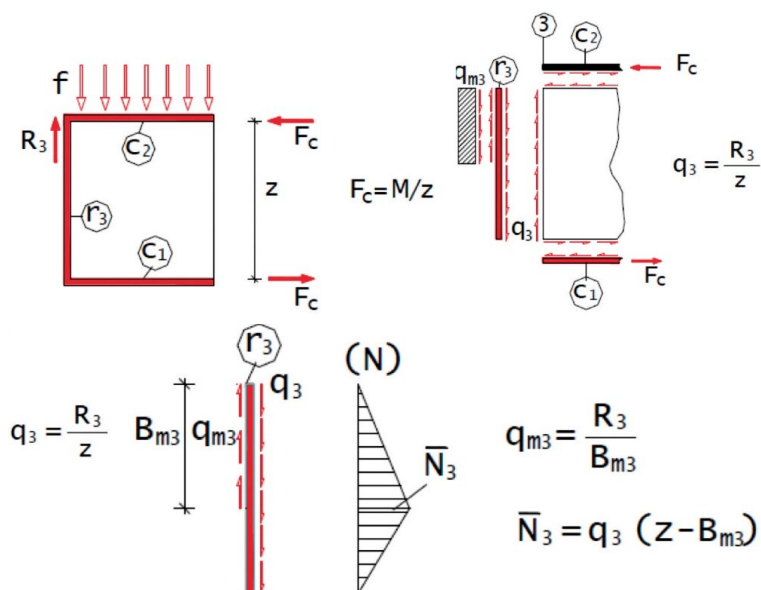


Lo schema di calcolo a correnti e ripartitori è così rappresentato:



L'azione f è ripartita a livello di diaframma con i correnti che assolvono la funzione dell'azione flettente ed il pannello d'anima l'azione tagliante, quest'ultima ripartita sui setti resistenti dalle lesene/ripartitori.

L'azione f rappresenta l'azione sismica a livello di impalcato presente sull'impalcato stesso e delle fasce murarie di competenza.



Si fornisce il dettaglio della formulazione da impiegarsi al fine di dimensionare gli elementi precedentemente descritti.

In primo luogo, a partire dalle piante di tutti i piani dell'edificio in esame, è necessario, mediante sovrapposizione, determinare i maschi murari che si sviluppano lungo tutta l'altezza dell'edificio, dalla base alla sommità (vedere "**Scelta delle pareti sismo-resistenti**").

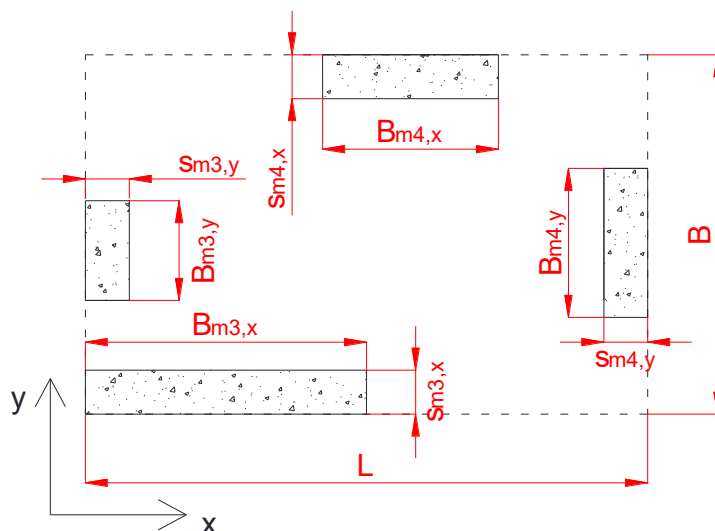


Si procede quindi con la definizione dello schema strutturale e con la suddivisione in macrocelle e, a seguire, con il progetto e dimensionamento di ogni singola macrocella.

Il calcolo deve essere condotto nelle due direzioni X e Y della cella per tenere in considerazione le due direzioni possibili dell'azione sismica applicata alla struttura.

Data la cella i-esima oggetto di dimensionamento, è necessario individuare le dimensioni in pianta L e B della cella, gli spessori dei maschi murari presenti nei quattro lati della cella e le loro lunghezze.

La denominazione sugli spessori e sulle dimensioni dei maschi murari, adottata nelle formule di seguito descritte, è presentata in figura.



Con la nomenclatura appena adottata, si mostrano le formule di dimensionamento degli elementi, ipotizzando un sisma in direzione Y. In modo analogo, il calcolo deve essere effettuato anche in direzione X, adattando, di volta in volta, i maschi murari a cui fare riferimento.

Le pareti parallele all'asse Y acquisiscono delle azioni di taglio nel piano in funzione dei ripartitori presenti e lunghezza delle pareti stesse e queste contribuiscono come maschio murario sismo-resistente.

L'analisi viene condotta adottando delle forze statiche equivalenti, in accordo a quanto indicato al paragrafo 7.8.1.5.2 delle NTC2018, assumendo un fattore di comportamento q_a pari a 3. In particolare, l'azione sismica ortogonale alla parete è rappresentata da una forza orizzontale distribuita pari a $\frac{S_a}{q_a}$ volte il peso della parete e da forze orizzontali concentrate pari a $\frac{S_a}{q_a}$ volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete.

La valutazione di S_a è effettuata in accordo alla seguente formula:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[1.5 \cdot \left(1 + \frac{z_i}{H} \right) - 0.5 \right] \geq \alpha \cdot S$$

dove:



- α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno su sottosuolo tipo A per lo stato limite in esame (SLV) e l'accelerazione di gravità g ($\alpha = a_g/g$);
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, secondo quanto indicato al paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC2018;
- z_i è la quota del piano oggetto di intervento, misurata a partire dal piano di fondazione;
- H è l'altezza della costruzione, misurata a partire dal piano di fondazione.

L'altezza delle fasce di piano di competenza, considerate come carico sul diaframma di piano, viene determinata in funzione delle altezze di interpiano presenti. Le altezze di interpiano vengono denominate H_{sup} e H_{inf} , mentre l'altezza della fascia di competenza, h_{sup} e h_{inf} , è la metà di quella interpiano:

$$h_{sup} = \frac{H_{sup}}{2}$$

$$h_{inf} = \frac{H_{inf}}{2}$$

5.1. Azioni sollecitanti sul diaframma di piano

Si procede alla determinazione dei carichi presenti, considerando la combinazione sismica:

Componente dovuta al carico presente sull'impalcato:

$$p_{sk} = (G + \Psi_{2j}Q) \cdot \frac{S_a}{q_a}$$

dove:

- $G + \Psi_{2j}Q$ è la combinazione sismica dei carichi permanenti propri e portati e dei carichi variabili, adottando l'opportuno coefficiente Ψ_{2j} definito dalle NTC2018 in Tab. 2.5.I;
- S_a rappresenta l'accelerazione massima adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, valutata secondo la formula proposta al paragrafo 7.8.1.5.2 delle NTC2018, precedentemente definita;
- q_a rappresenta il fattore di comportamento, precedentemente definito.

Componente della muratura 1 investita in direzione ortogonale al sisma, tenendo conto della presenza di aperture in ordine del 15% (dunque coefficiente moltiplicativo pari a 0.85):

$$p_{mk,1} = 0.85 \cdot s_{m4,x} \cdot \gamma_m \cdot \frac{S_a}{q_a}$$

dove:



- $s_{m4,x}$ è lo spessore del maschio murario considerato (si veda il disegno sopra riportato);
- γ_m rappresenta il peso specifico della muratura costituente i maschi murari considerati.

Componente della muratura 2 investita in direzione ortogonale al sisma, tenendo conto della presenza di aperture in ordine del 15% (dunque coefficiente moltiplicativo pari a 0.85):

$$p_{mk,2} = 0.85 \cdot s_{m3,x} \cdot \gamma_m \cdot \frac{S_a}{q_a}$$

dove $s_{m3,x}$ è lo spessore del maschio murario considerato (si veda il disegno sopra riportato).

Si trasformano quindi le azioni distribuite appena calcolate in azioni a metro lineare al fine di determinare la corrispondente risultante di piano:

$$f_{k,1} = p_{mk,1} \cdot (h_{sup} + h_{inf})$$

$$f_{k,2} = p_{mk,2} \cdot (h_{sup} + h_{inf})$$

$$f_i = p_{sk} \cdot B$$

$$f_{tot} = f_{k,1} + f_{k,2} + f_i$$

Si determina quindi la luce di calcolo dell'azione sismica L_c :

$$L_c = L - \frac{s_{m3,y} + s_{m4,y}}{2}$$

Infine, considerando uno schema statico di trave semplicemente appoggiata, si determinano le reazioni vincolari agli appoggi e le sollecitazioni della macrocella elementare considerata:

$$R_3 = R_4 = V_{sd} = f_{tot} \cdot \frac{L_c}{2}$$

$$M_{sd} = f_{tot} \cdot \frac{L_c^2}{8}$$

Si valuta quindi il braccio della coppia interna z :

$$z = B - (s_{m4,x} + s_{m3,x}) - 0.23 \text{ m}$$

dove 0.23 m rappresenta la lunghezza del prisma di **Mini Connettore Perimetrale**.

Le azioni di trazione/compressione agenti sui due correnti e il flusso di taglio tangenziale q lungo il braccio di coppia del diaframma sono quindi pari a:

$$N = T = C = \frac{M_{sd}}{z}$$



$$q = \frac{V_{sd}}{z}$$

Si procede quindi al calcolo delle azioni sui ripartitori:

$$N_3 = q \cdot (z - B_{m3,y})$$

$$N_4 = q \cdot (z - B_{m4,y})$$

Definite le azioni di progetto, si procede con la progettazione dei vari elementi costituenti il diaframma, correnti/ripartitori, pannello d'anima e collegamenti.

5.2. Pannello d'anima

Il dimensionamento del pannello d'anima nei confronti dell'azione sismica di piano è costituito da due distinte analisi:

- Verifica dello spessore minimo del pannello;
- Verifica di duttilità del pannello.

Verifica dello spessore minimo del pannello:

Lo spessore minimo del pannello d'anima in calcestruzzo FRC viene determinato in funzione del flusso di taglio presente nel pannello e la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo FRC f_{ftud} . Pertanto, la verifica da effettuarsi è la seguente:

$$\frac{q}{h_{soletta}} < f_{ftud} = \frac{f_{R3,k}}{3 \cdot 1.50}$$

dove:

- $h_{soletta}$ rappresenta lo spessore della nuova soletta in calcestruzzo FRC;
- f_{ftud} è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo FRC.

Verifica di duttilità del pannello:

Viene condotta una verifica di duttilità del pannello per confermare un comportamento duttile della lastra piana in calcestruzzo. Pertanto, la verifica da effettuarsi è la seguente:

$$\omega = \frac{f_{ftud} \cdot h_{soletta}}{f_{cd} \cdot h_{soletta} \cdot 0.50} < 0.30$$

dove:

- f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo FRC.



5.3. Progettazione dei correnti

Nel caso dei correnti, l'azione flettente viene assorbita come forze di trazione/compressione da parte degli stessi. A partire dalle forze a cui essi sono soggetti, si determina l'area minima di calcestruzzo FRC e di armatura per assolvere la funzione di corrente. Nello specifico, la progettazione dei correnti viene condotta nel modo seguente.

Armatura:

Data l'azione assiale di trazione T precedentemente calcolata, l'area minima di armatura nel corrente risulta:

$$A_{s,min} = \frac{T}{f_{yd}}$$

dove:

- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio delle barre (pari a 391.3 MPa utilizzando un acciaio B450C);
- $A_{s,min}$ rappresenta la somma delle aree dei due ferri che devono essere disposti nel corrente, pertanto, il diametro minimo della singola barra è pari a:

$$\Phi_{min} = \sqrt{\frac{A_{s,min} \cdot 2}{\pi}}$$

Se il diametro scelto delle barre da inserire nei correnti è superiore a quello minimo calcolato, la verifica risulta soddisfatta.

Spessore soletta in C.A.:

Data l'azione assiale di compressione C precedentemente calcolata, l'area minima di calcestruzzo FRC risulta:

$$A_{c,min} = \frac{C}{f_{cd}}$$

dove f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo FRC.

Considerando dunque la lunghezza dell'elemento prisma di **Mini Connettore Perimetrale** (pari a 230 mm), lo spessore minimo della soletta in calcestruzzo FRC risulta:

$$h_{c,min} = \frac{A_{c,min}}{230 \text{ mm}}$$

Se lo spessore della soletta prevista è superiore allo spessore minimo appena valutato, la verifica risulta soddisfatta.



5.4. Progettazione dei ripartitori

In modo analogo ai correnti viene condotta la progettazione dell'armatura e spessore minimo della sezione in C.A. dei ripartitori. Essendo q il flusso di taglio, viene calcolata l'azione assiale sul ripartitore più sfavorevole:

$$N_{ripartitore} = q \cdot \left[z - \left(\min(B_{m3,y}, B_{m4,y}) - \frac{0.23}{2} \right) \right]$$

Armatura:

Data l'azione assiale $N_{ripartitore}$ precedentemente calcolata, l'area minima di armatura nel ripartitore risulta:

$$A_{s,min} = \frac{N_{ripartitore}}{f_{yd}}$$

dove:

- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio delle barre (pari a 391.3 MPa utilizzando un acciaio B450C);
- $A_{s,min}$ rappresenta la somma delle aree dei due ferri che devono essere disposti nel ripartitore, pertanto, il diametro minimo della singola barra è pari a:

$$\Phi_{min} = \sqrt{\frac{A_{s,min} \cdot 2}{\pi}}$$

Se il diametro scelto delle barre da inserire nel ripartitore è superiore a quello minimo calcolato, la verifica risulta soddisfatta.

Spessore soletta in C.A.:

Data l'azione assiale $N_{ripartitore}$ precedentemente calcolata, l'area minima di calcestruzzo FRC risulta:

$$A_{c,min} = \frac{N_{ripartitore}}{f_{cd}}$$

dove f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo FRC.

Considerando dunque la lunghezza dell'elemento prisma di **Mini Connettore Perimetrale** (pari a 230 mm), lo spessore minimo della soletta in calcestruzzo FRC risulta:

$$h_{c,min} = \frac{A_{c,min}}{230 \text{ mm}}$$

Se lo spessore della soletta prevista è superiore allo spessore minimo appena valutato, la verifica risulta soddisfatta.



5.5. Progettazione dei collegamenti

Si deve infine condurre l'organizzazione dei collegamenti, effettuando la progettazione degli spinotti a taglio e dei tiranti a "strappo".

La funzione dello spinotto è quella di trasferire il flusso di taglio ovvero di connettere il solaio con i setti resistenti all'azione sismica. Il numero e il passo degli spinotti del sistema costruttivo **Perimetro Forte** vengono determinati in funzione delle prestazioni del sistema ottenuto mediante la campagna sperimentale condotta presso l'Università degli Studi di Bergamo e delle opportune declinazioni cautelative nei confronti di murature esistenti.

La funzione del tirante è invece quella di trattenere le pareti caricate fuori dal piano e il dimensionamento viene effettuato in analogia al dimensionamento degli spinotti in funzione delle prestazioni del singolo tirante caratterizzate durante la campagna sperimentale.

Progettazione degli spinotti a taglio:

Dall'elaborazione dei risultati ottenuti durante la sperimentazione riportati in Tabella 1 di pagina 21 del rapporto di prova (consultabile su leca.it), si ottiene un valore caratteristico di resistenza a taglio del sistema di 11.6 kN. Si procede quindi alla determinazione del valore di resistenza a taglio di progetto, dividendo il valore caratteristico per un coefficiente di sicurezza γ_v , in funzione della tipologia di muratura, e definito nella seguente tabella:

$$V_{ud,spinotto} = \frac{11.6 \text{ kN}}{\gamma_v}$$

Muratura	γ_v
Pietrame disordinata	2.0
Conci sbozzati con paramenti di spessore disomogeneo	2.0
Pietre a spacco con buona tessitura	1.5
Irregolare di pietra tenera	2.0
Conci regolari di pietra tenera	2.0
Blocchi lapidei squadriati	2.0
Mattoni pieni e malta di calce	1.5
Mattoni semipieni con malta cementizia	1.5

Si determina quindi il numero di connettori n effettuando il rapporto tra il taglio agente V_{Sd} e il taglio resistente di progetto $V_{ud,spinotto}$:

$$n = \frac{V_{Sd}}{V_{ud,spinotto}}$$

Si determina infine il passo su $B_{m3,y}$ e su $B_{m4,y}$ di **Mini Connettore Perimetrale** come spinotto:

$$\text{passo su } B_{m3,y} = \frac{B_{m3,y}}{n}$$



$$passo\ su\ B_{m4,y} = \frac{B_{m4,y}}{n}$$

Progettazione dei tiranti a “strappo”:

In questo caso, viene calcolata la forza di trazione che tende ad espellere fuori dal proprio piano la muratura di competenza:

$$f_{m,Bm4,x} = (h_{sup} + h_{inf}) \cdot s_{m4,x} \cdot \gamma_m \cdot \frac{S_a}{q_a}$$

$$f_{m,Bm3,x} = (h_{sup} + h_{inf}) \cdot s_{m3,x} \cdot \gamma_m \cdot \frac{S_a}{q_a}$$

Dall’elaborazione dei risultati ottenuti durante la sperimentazione riportati in Tabella 3 di pagina 24 del rapporto di prova (consultabile su leca.it), si ottiene un valore caratteristico di resistenza a trazione del sistema di 12.0 kN. Si procede quindi alla determinazione del valore di resistenza a trazione di progetto, dividendo il valore caratteristico per un coefficiente di sicurezza definito pari a 3:

$$T_{ud,tirante} = \frac{12.0\ kN}{3}$$

Si determina infine il passo di **Mini Connettore Perimetrale** come tirante:

$$passo\ su\ B_{m3,x} = \frac{T_{ud,tirante}}{f_{m,Bm3,x}}$$

$$passo\ su\ B_{m4,x} = \frac{T_{ud,tirante}}{f_{m,Bm4,x}}$$



Distinti saluti.

Assistenza Tecnica Strutturale

Laterlite

Laterlite
Le tue soluzioni per costruire



Laterlite SpA
   

Assistenza tecnica
via Correggio 3
20149 Milano
tel. 02 48011962
Laterlite@laterlite.it
Laterlite.it