

Sommario

1	Descrizione dell'intervento.....	2
2	Metodologia costruttiva	2
3	Normativa di riferimento.....	2
4	Normativa adottata nei calcoli	3
5	Calcolo degli spostamenti e delle caratteristiche della sollecitazione	3
6	Analisi sismica dinamica.....	3
7	Caratterizzazione sismica	3
8	Dimensionamento minimo delle armature.....	4
9	Azioni esterne.....	5
10	Analisi dei carichi	5
11	Condizioni e combinazioni di carico	6
12	Modellazione strutturale e individuazione delle pareti	6
13	Requisiti di parete estesa debolmente armata e individuazione dei limiti geometrici.....	10
14	Fattore di struttura	12
15	Verifiche di sicurezza per carichi statici.....	12
16	Verifiche di sicurezza	12
16.1	Verifiche per pressoflessione nel piano (SLV)	13
16.2	Verifiche per pressoflessione fuori dal piano (SLV).....	18
16.3	Verifiche a taglio (SLU).....	23
17	Verifiche solai	25

Relazione tecnica illustrativa e di calcolo

1 Descrizione dell'intervento

In pianta l'immobile presenta una forma rettangolare, con lunghezza pari a 12,21 m e larghezza pari a 10,96 m, che permette di individuare facilmente le direzioni principali del piano lungo le quali ipotizzare agente un ipotetico evento sismico.

L'edificio presenta un piano interrato con altezza di interpiano pari a 2,60 m e uno fuori terra con altezza interpiano pari a 3,30 m la copertura è in legno massiccio non resinoso in maniera tale da avere un'altezza complessiva al colmo pari a 8,31 m.

La tipologia di fondazione utilizzata è quella di platea in cemento armato di spessore 50 cm.

L'edificio in oggetto è una struttura costituita da pareti resi solidali mediante gli impalcati ipotizzati infinitamente rigidi nel loro piano.

La tipologia di fondazione utilizzata è quella di platea in cemento armato di spessore 50 cm poggiante su un magrone di 15 cm.

Gli elementi portanti sono pareti realizzate col sistema costruttivo DURISOL; le pareti esterne interrate sono il blocco-cassero tipo DURISOL IL 30, le pareti interne interrate il blocco cassero acustico tipo DURISOL BLOCCO 25, mentre per il piano primo per le pareti esterne il blocco cassero termo-acustico tipo DURISOL SUPERBLOCCO 38, per le pareti interne il blocco cassero acustico tipo DURISOL BLOCCO 25.

Gli elementi orizzontali e di copertura sono solai del tipo DURISOL SOLAFON ACUSTICO di altezza 6+20+4 cm, la copertura è costituita da arcarecci non spingenti 16x16 poggianti sui cordoli perimetrali realizzati sulle pareti portanti.

2 Metodologia costruttiva

Il sistema costruttivo "DURISOL" consiste in un sistema di blocchi-cassero in legno-cemento realizzato in opera con conglomerato cementizio gettato all'interno dei blocchi cassero, tale sistema è stato certificato come "sistema costruttivo di casseri non strutturali a perdere, utilizzabili per le carpenterie di pareti in cemento armato e non armato gettato in opera".

Le pareti realizzate con questa tipologia strutturale sono pareti di tipo a griglia secondo quanto stabilito nel documento ETAG009.

Nella fattispecie lo schema strutturale del fabbricato è inquadrabile tra i sistemi a pareti portanti non accoppiate sia in direzione X, che in direzione Y in quanto i setti sono realizzati in c.a. debolmente armato, realizzati con getto di cls entro casseri non strutturali a perdere prodotti dalla ditta gruppo legnobloc SRL di Agoiolo Di Casalmaggiore (CR).

Per le modalità esecutive del sistema a pannelli si rimanda ai particolari costruttivi forniti dalla ditta produttrice dei casseri, che formano parte integrante del presente progetto.

3 Normativa di riferimento

Il quadro normativo di riferimento per il calcolo di tutti gli elementi strutturali comprende le seguenti Leggi, Decreti e Circolari:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. 20 novembre 1987
Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.
- Circolare Min. LL.PP. 4 gennaio 1989
Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.
- D.M. LL.PP. 11 marzo 1988
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circolare Min. LL. PP. 24 settembre 1988 n. 30483
Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. 9 gennaio 1996
Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996
Norme tecniche relative ai "Criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996
Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- Circolare Min. LL. PP. 04 luglio 1996 n. 156 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei

- *carichi e sovraccarichi” di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.*
- Circolare Min. LL. PP. 15 ottobre 1996 n. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.
- Circolare Min. LL. PP. 10 aprile 1997 n. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- Circolare Min. LL. PP. 10 aprile 1997 n. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- Ordinanza D.P.C. n. 3274 del 20 marzo 2003
Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. C.S.L.P. 14 gennaio 2008
Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 2 Febbraio 2009, n. 617
Istruzioni per l' applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni

4 Normativa adottata nei calcoli

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione sono le *Norme Tecniche per le Costruzioni emanate con il D.M.14/01/2008 pubblicato nel suppl. 30 G.U. 29 del 4/02/2008, nonche' la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 2 Febbraio 2009, n. 617" Istruzioni per l' applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" .*

5 Calcolo degli spostamenti e delle caratteristiche della sollecitazione

Il calcolo degli spostamenti e delle caratteristiche della sollecitazione viene effettuato con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.).

Gli elementi strutturali impiegati sono di tipo monodimensionale, costituiti da un'asta ('beam') che unisce due nodi aventi ciascuno 6 gradi di liberta'. Per maggiore precisione di calcolo, viene tenuta in conto anche la deformabilita' a taglio e quella assiale di questi elementi. Queste aste inoltre non sono considerate flessibili da nodo a nodo ma hanno sulla parte iniziale e finale due tratti infinitamente rigidi formati dalla parte di trave inglobata nello spessore del pilastro; questi tratti rigidi forniscono al nodo una dimensione reale.

L'elemento bidimensionale shell (quad) che unisce quattro nodi nello spazio. Il suo comportamento è duplice, funziona da lastra per i carichi agenti sul suo piano, da piastra per i carichi ortogonali.

Assemblate tutte le matrici di rigidezza degli elementi in quella della struttura spaziale, la risoluzione del sistema viene perseguita tramite il metodo di Cholesky.

Ai fini della risoluzione della struttura, gli spostamenti X e Y e le rotazioni attorno l'asse verticale Z di tutti i nodi che giacciono su di un impalcato dichiarato rigido sono mutuamente vincolati.

6 Analisi sismica dinamica

L'analisi sismica dinamica e' stata svolta con il metodo dell'analisi modale; la ricerca dei modi e delle relative frequenze e' stata perseguita con il metodo di Jacobi.

I modi di vibrazione considerati sono in numero tale da assicurare l'eccitazione di piu' dell'85% della massa totale della struttura.

Per ciascuna direzione di ingresso del sisma si sono valutate le forze applicate spazialmente agli impalcati di ogni piano (forza in X, forza in Y e momento).

Le forze orizzontali cosi' calcolate vengono ripartite fra gli elementi irrigidenti (pilastri e pareti di taglio), ipotizzando i solai dei piani sismici infinitamente rigidi assialmente.

Per la verifica della struttura si e' fatto riferimento all'analisi modale, pertanto sono prima calcolate le sollecitazioni e gli spostamenti modali e poi viene calcolato il loro valore efficace.

I valori stampati nei tabulati finali allegati sono proprio i suddetti valori efficaci e pertanto l'equilibrio ai nodi perde di significato. I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinate linearmente (in somma e in differenza) con quelle per carichi statici per ottenere le sollecitazioni per sisma nelle due direzioni di calcolo.

Gli angoli delle direzioni di ingresso dei sismi sono valutati rispetto all'asse X del sistema di riferimento globale.

7 Caratterizzazione sismica

Per il sito in esame sono stati considerati i seguenti parametri sismici:

- categoria di suolo C

- coefficiente di condizione topografica $T_1=1$
- sistema costruttivo in direzione 1 C.A.
- sistema costruttivo in direzione 2 C.A.
- regolarità in altezza (si) $K_r=1$

I valori di a_g , F_0 e T_c^* del sito di progetto vengono calcolati ai nodi di un reticolo di riferimento definito nelle NTC.

Per un qualunque punto del territorio nazionale italiano non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri (a_g , F_0 , T_c^*) di interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto, possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare contenente il punto in esame, per l'area oggetto di intervento si hanno le seguenti coordinate:

- 42,369746°N
- 13,317111°E

Per opere ricadenti in classe 2 si prevedono verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita (verifica di resistenza) e stato limite di danno (calcolo degli spostamenti).

Gli spettri elastici dei due stati limite considerati sono stati valutati in funzione dei seguenti parametri:

PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.

- Probabilità Pvr	0,63
- Periodo di Ritorno Anni	50,00
- Accelerazione A_g/g	0,10
- Periodo T_c (sec.)	0,28
- F_0	2,33
- F_v	1,01
- Fattore Stratigrafia 'Ss'	1,50
- Fattore Topografico 'St'	1,00
- Periodo TB (sec.)	0,15
- Periodo TC (sec.)	0,45
- Periodo TD (sec.)	2,01

PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.

- Probabilità Pvr	0,10
- Periodo di Ritorno Anni	475,00
- Accelerazione A_g/g	0,26
- Periodo T_c (sec.)	0,34
- F_0	2,36
- F_v	1,62
- Fattore Stratigrafia 'Ss'	1,33
- Fattore Topografico 'St'	1,00
- Periodo TB (sec.)	0,17
- Periodo TC (sec.)	0,51
- Periodo TD (sec.)	2,64
-	

8 Dimensionamento minimo delle armature.

Per il calcolo delle armature sono stati rispettati i minimi di legge di seguito riportati:

Travi: Area minima delle staffe pari a $1.5 \cdot b$ mmq/ml, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurato in mm, con passo non maggiore di 0.8 dell'altezza utile e con un minimo di 3 staffe al metro.

In prossimità degli appoggi o di carichi concentrati per una lunghezza pari all'altezza utile della sezione, il passo minimo sarà 12 volte il diametro minimo dell'armatura longitudinale.

Armatura longitudinale in zona tesa $\geq 0.15\%$ della sezione di calcestruzzo. Alle estremità e' disposta una armatura inferiore minima che possa assorbire, allo stato limite ultimo, uno sforzo di trazione uguale al taglio.

In zona sismica nelle zone critiche il passo staffe e' non superiore al minimo di:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CDA e CDB;
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CDA e CDB
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Le zone critiche si estendono, per CDB e CDA, per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro.

Nelle zone critiche della trave il rapporto fra l'armatura compressa e quella tesa e' maggiore o uguale a 0,5.

Pilastri: Armatura longitudinale compressa fra 0.3% e 4% della sezione effettiva e non minore di $0,10 \cdot N_{ed}/f_{yd}$. Barre longitudinali con diametro maggiore o uguale a 12 mm; diametro staffe maggiore o uguale a 6 mm e comunque maggiore o uguale a 1/4 del diametro max delle barre longitudinali, con interasse non maggiore di 30 cm.

In zona sismica l'armatura longitudinale e' almeno pari all' 1% della sezione effettiva; il passo delle staffe di contenimento e' non superiore alla piu' piccola delle quantita' seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CDA e CDB;
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CDA e CDB;
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano,rispettivamente per CDA e CDB.

9 Azioni esterne

Neve:

Normativa di riferimento:

D.M. 14 gennaio 2008 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

Zona Neve = III

Altitudine s.l.m.: 690,0 m

Valore caratteristico del carico al suolo (q_{sk}) = 156 daN/mq

Copertura a due falde:

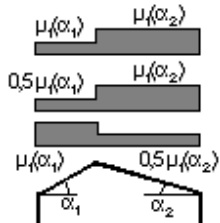
Angolo di inclinazione della falda 1 = 16,0°

$\mu_1(\alpha_1) = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 125 \text{ daN/mq}$

Angolo di inclinazione della falda 2 = 16,0°

$\mu_1(\alpha_2) = 0,80 \Rightarrow Q_2 = 125 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



Azione del vento: per l'edificio considerata data la sua altezza ridotta ed il suo assetto strutturale, si trascura l'azione dovuta al vento.

Variazioni termiche: tenuto della conformazione della struttura, della protezione dall'irradiazione diretta e anche dalle dispersioni termiche, non si sono considerate le azioni indotte dalle variazioni termiche, né uniformi né differenziali.

10 Analisi dei carichi

I carichi agenti sulla struttura sono stati determinati tenendo conto dello stato di progetto, con riguardo al D.M. 18/01/2008.

Le condizioni di carico elementari introdotte nel modello sono le seguenti:

- pesi propri;
- permanenti portati dalla struttura;
- accidentali (sovraccarichi, azioni esterne)

Platea

Peso proprio platea	1250 kg/mq
Sovraccarico permanente	310 kg/mq
Sovraccarico utile	250 kg/mq

Totale

1810 kg/mq

Solaio di interpiano

Peso proprio solaio solafon <i>acustico</i> (6+20+4)	281 kg/mq
Sovraccarico permanente	356 kg/mq
Sovraccarico utile	200 kg/mq

Totale **837 kg/mq**

Soletta sbalzo

Peso proprio soletta 375 kg/mq
 Sovraccarico permanente 75 kg/mq
 Sovraccarico utile 400 kg/mq

Totale **886 kg/mq**

Solaio di sottotetto

Peso proprio solaio solafon *acustico*(6+20+4) 281 kg/mq
 Sovraccarico permanente 0 kg/mq
 Sovraccarico utile 50 kg/mq

Totale **612 kg/mq**

Solaio di copertura

Peso proprio (arcarecci 16x16) 37 kg/mq
 Sovraccarico permanente 80 kg/mq
 Sovraccarico utile (*neve*) 125 kg/mq

Totale **244 kg/mq**

Pensilina

Peso proprio (palombello 7x14) 20 kg/mq
 Sovraccarico permanente 90 kg/mq
 Sovraccarico utile (*neve*) 125 kg/mq

Totale **235 kg/mq**

11 Condizioni e combinazioni di carico

Per il calcolo sono state prese in considerazioni le seguenti condizioni e combinazioni di carico, nelle colonne sono indicate le combinazioni di carico nelle righe le condizioni di carico.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
1. PESO PROPRIO	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2. SOVRACCARICO PERMAN.	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3. Var. ARRETRACCI	1.5	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3
4. Var. PAR. q<30kn	1.5	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6	.6
5. Var. Vento	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
6. Var. Nev. q<1000	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7. Var. Coperture	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8. Corr. Tors. dir. 0	0.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0
9. Corr. Tors. dir. 90	0.0	.3	.3	-.3	-.3	-.3	-.3	.3	.3	.3	.3	-.3	-.3	-.3	-.3	.3	.3	1.0	1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	1.0	1.0
10. SIGMA DIREZ. GRD 0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
11. SIGMA DIREZ. GRD 90	0.0	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	.3	1.0	1.0	1.0	1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
12. COEFF. SIGMA PROFILI	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Tab.1 (Condizioni e Combinazioni di carico)

12 Modellazione strutturale e individuazione delle pareti

Il codice di calcolo adottato è *CdsWin* prodotto dalla S.T.S. s.r.l. di Catania (Ct).

Per le caratteristiche del programma e i dettagli sulla modellazione della strutture si rimanda all'allegato *Tabulato di calcolo* derivante dal calcolatore.

Per edifici di questo tipo si utilizza una modellazione a elementi finiti della struttura portante e si effettua un'analisi sismica dinamica.

Le pareti portanti sono state imputate da tastiera da filo a filo nel rispetto dello spessore equivalente e della geometria del fabbricato, a monte di un'opportuna analisi dei carichi sono stati inseriti i carichi pannelli speciali e ballatoi.

Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato mediante elaboratore.

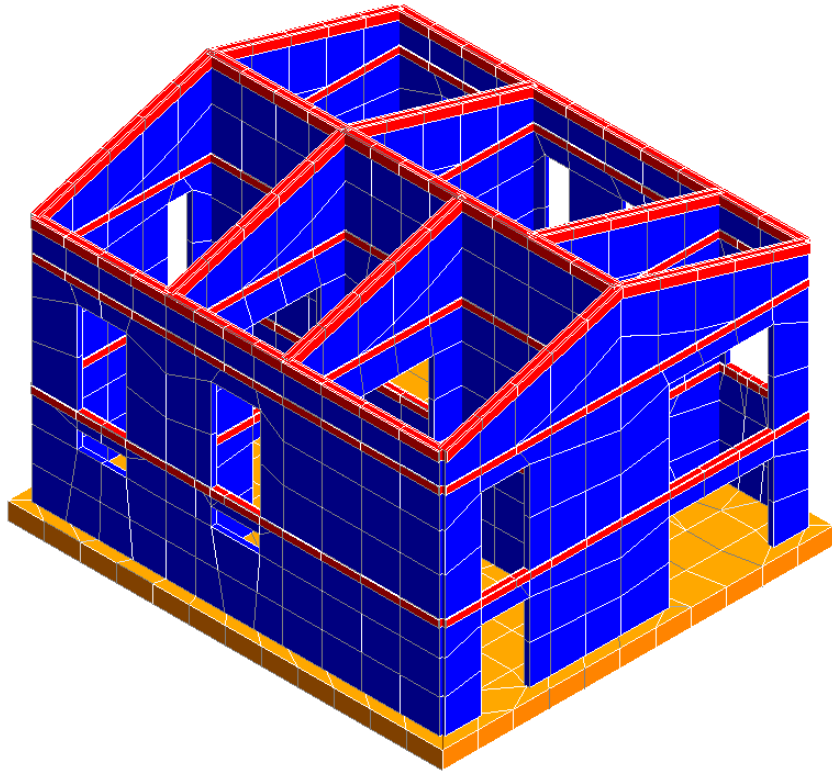


Fig1. (Vista 1)

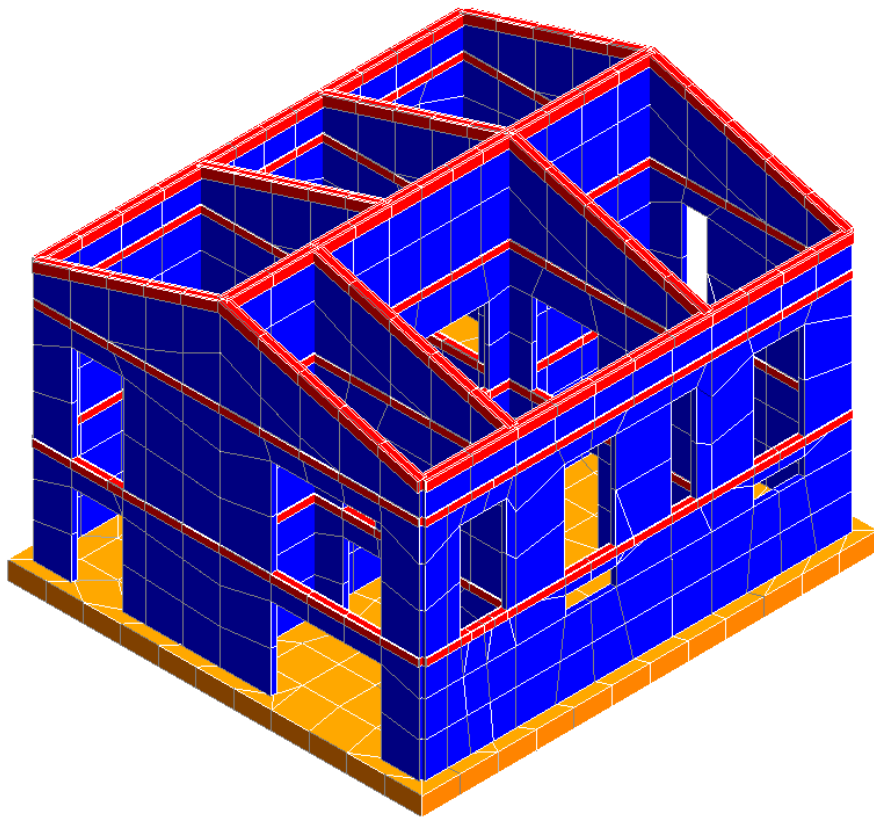


Fig2. (Vista 2)

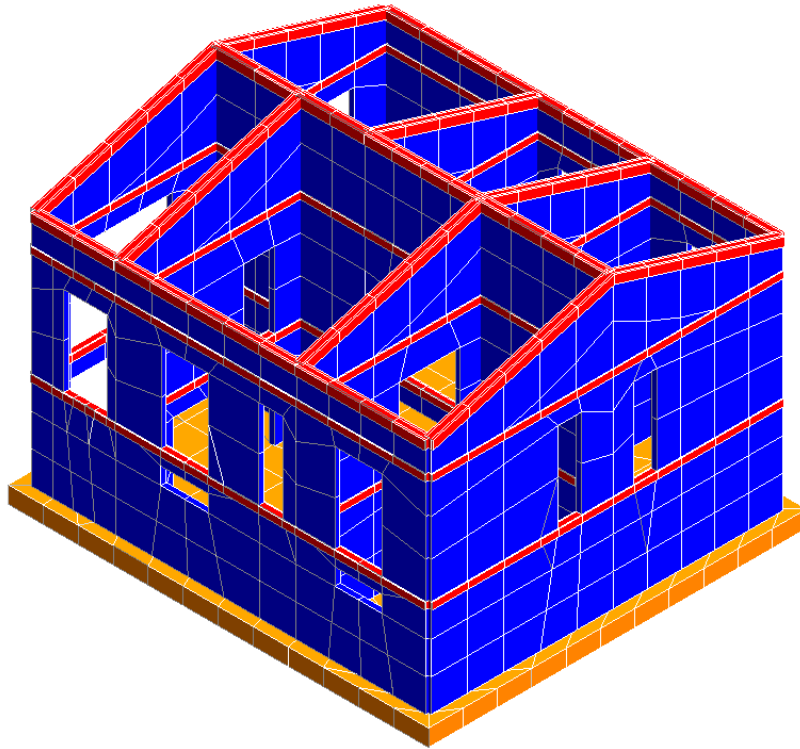


Fig3. (Vista 3)

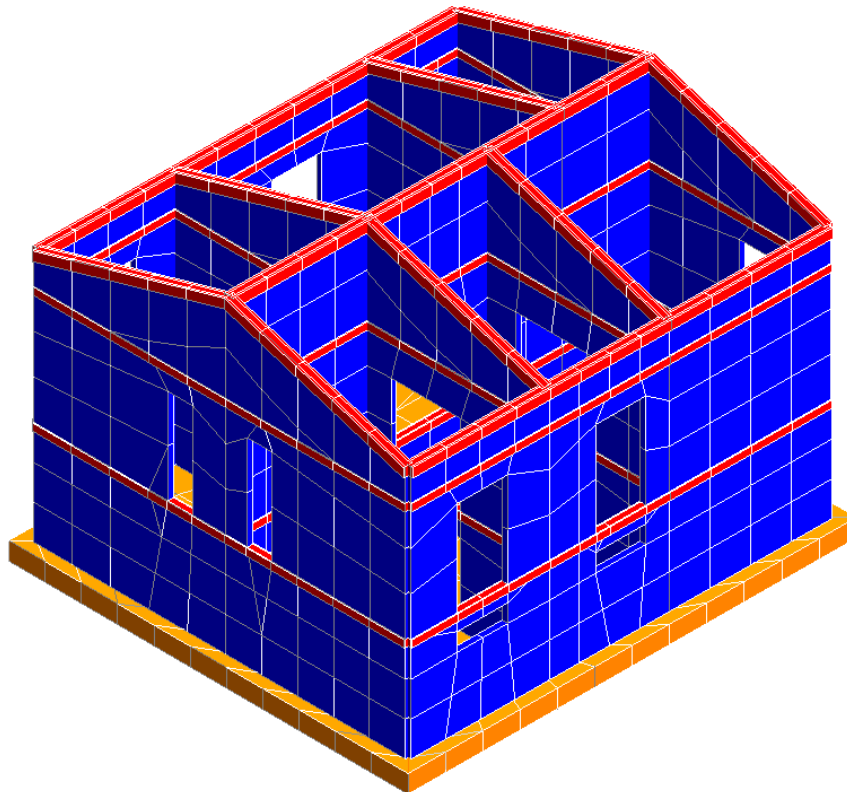


Fig4. (Vista 4)

La struttura resistente è caratterizzata pertanto, da una parete a griglia costituita da pilastri in cemento nella direzione verticale e trasversi in posizione orizzontale.

Nella modellazione si considera, una parete piena equivalente avente caratteristiche geometriche e meccaniche differenti. Lo spessore equivalente viene calcolato considerando esclusivamente la sezione in calcestruzzo costituente i pilastri.

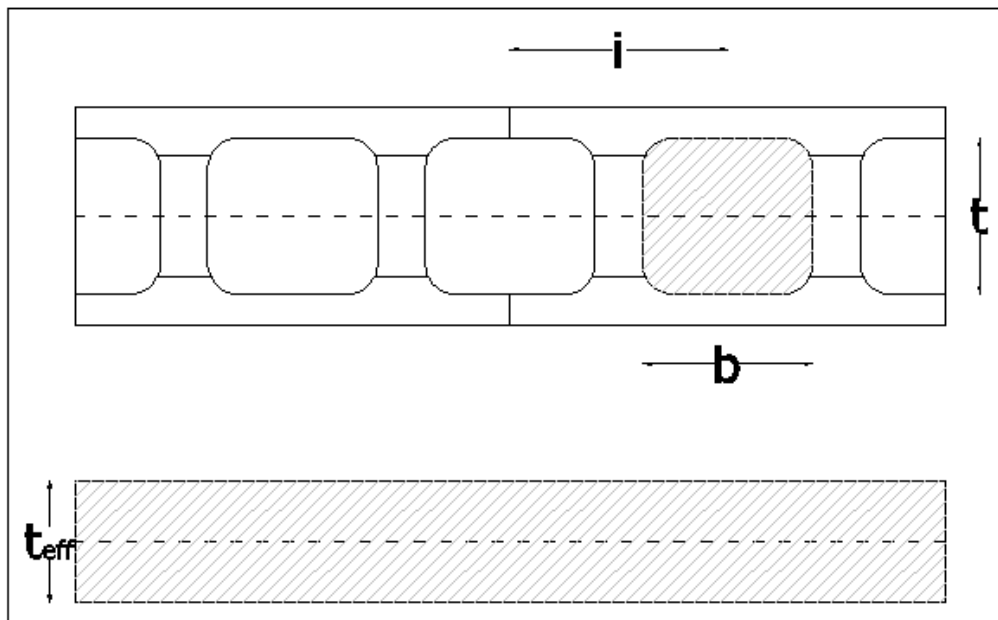


Fig.5 (Schema per il calcolo dello spessore equivalente)

Nella tabella successiva si riportano i valori dello spessore equivalente per ogni tipo di blocco utilizzato nella modellazione

Tipo blocco	t(mm) Spessore del singolo pilastro in cemento armato	b(mm) Larghezza del singolo pilastro in cemento armato	A(mm) Area del pilastro	i(mm) Interasse fra i pilastri consecutivi	t _{eff} (mm) spessore della parete equivalente	L _t (mm) Dimensione (larghezza x altezza) degli elementi
IL 25	180	194	34920	250	140	140X100
IL 30	210	194	40740	250	160	140X100
SUPERBLOCCO	180	210	37800	250	150	160X100

Tab.1 (Spessori della parete equivalente)

Le caratteristiche meccaniche si valutano a seguito delle seguenti considerazioni:

Il modulo di Young è quello del calcestruzzo e può essere stimato in funzione della classe di resistenza

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Il modulo elastico tangenziale viene valutato con una formula empirica che tiene conto della presenza di fori

Essendo:

$$-G' = G/2,20$$

dove G è il modulo di taglio del calcestruzzo

Il peso specifico reale comprensivo del peso dei blocchi cassero è:

$$-\gamma = 3500 \text{ kg/m}^3$$

Le caratteristiche di sollecitazione necessarie per la verifica di sicurezza sono il carico assiale, il momento flettente nel piano e fuori dal piano ed il taglio.

Si riporta a seguire lo schema grafico di modellazione con individuazione delle pareti generatrici aventi spessore equivalente a partire dalle quali si individuano le pareti:

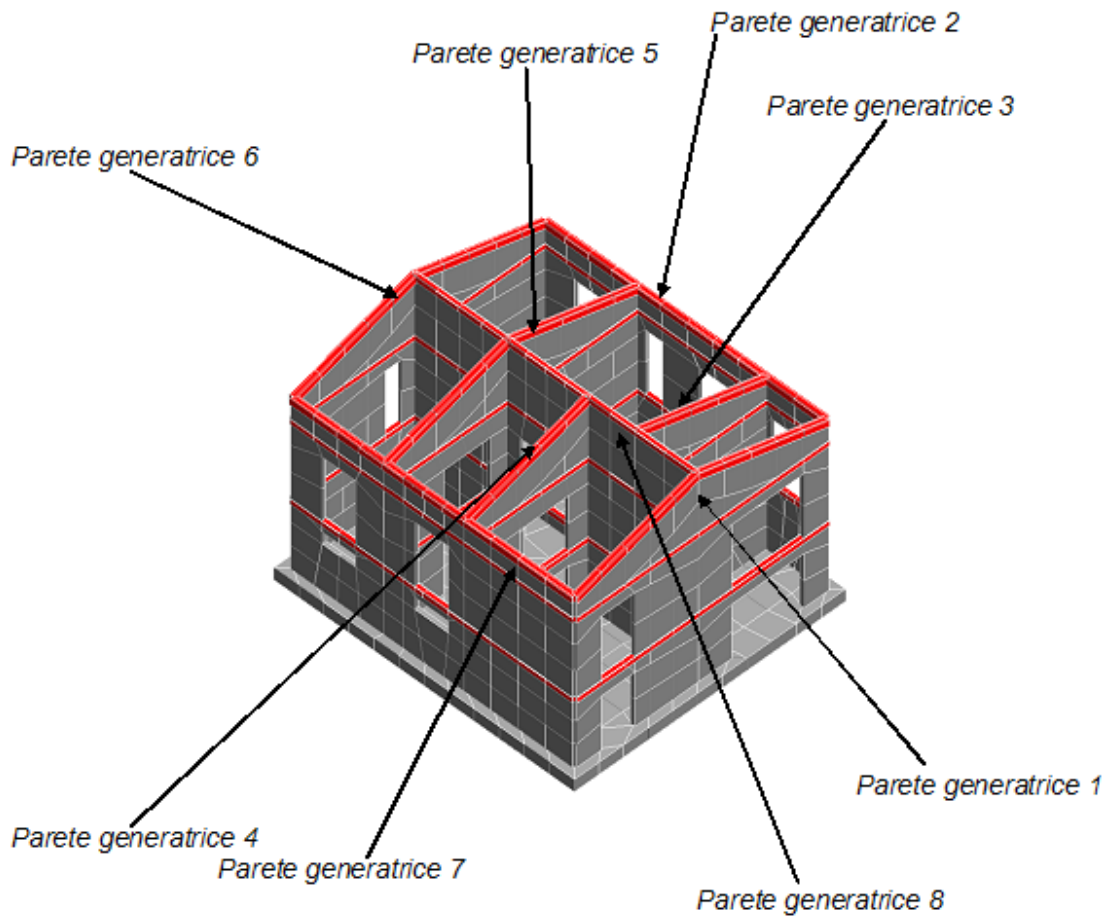


Fig.6 (Individuazione delle pareti generatrici)

13 Requisiti di parete estesa debolmente armata e individuazione dei limiti geometrici

Il D.M. 14/01/2008 nel paragrafo 4.1.11 prescrive per le pareti estese:

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

L'armatura delle pareti equivalenti è costituita da un unico ferro diametro $\Phi 10$ mm/25 cm per le barre verticali e da $2\Phi 10/25$ per le barre orizzontali

La verifica suddetta può essere fatta nel seguente modo:

-Armatura verticale

$$A_{sv} = 100/25 \cdot \pi \cdot 10^2/4 = 314 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$P_{sv} = \gamma_s \cdot A_{sv} \cdot L = 7850 \cdot 314 \cdot 10^{-6} \cdot 4 = 9,85 \text{ kg} = 0,098 \text{ kN}$$

-Armatura orizzontale

$$A_{so} = 100/25 \cdot \pi \cdot 10^2/4 = 314 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$P_{so} = 2 \cdot \gamma_s \cdot A_{so} \cdot L = 2 \cdot 7850 \cdot 314 \cdot 10^{-6} \cdot 4 = 19,7 \text{ kg} = 0,15 \text{ kN}$$

Il peso dell'acciaio per metro cubo di calcestruzzo risulta essere:

$$-(P_{sv} + P_{so}) = (0,098 + 0,197) = 0,295 \text{ kN} < 0,3 \text{ kN}$$

(verifica soddisfatta)

Il D.M. 14/01/2008 nella sezione 7.4.3. dedicata alle "Tipologie strutturali e fattori di struttura" riporta la seguente definizione di "struttura a pareti debolmente armate"

Una struttura a pareti è da considerarsi come struttura a pareti estese debolmente armate se, nella direzione orizzontale d'interesse, essa ha un periodo fondamentale, calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a T_c , e comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non inferiore al minimo tra 4,0m ed i 2/3 della loro altezza, che nella situazione sismica portano insieme almeno il 20% del carico gravitazionale.

Se una struttura non è classificata come struttura a pareti estese debolmente armate, tutte le sue pareti devono essere progettate come duttili.

Dagli elaborati di calcolo si estrae la seguente tabella riepilogativa dei modi di vibrare e delle pulsazioni:

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLC X	Sd/g SLC Y	Piano N.ro	X (m)	Y (m)	Rot (rad)
1	88,068	0,07134	5,0		0,253	0,371	0,371			1	0,037487	-0,003642	0,000749
2	99,452	0,06318	5,0		0,242	0,368	0,368			2	0,071550	-0,005051	0,001046
3	189,177	0,03321	5,0		0,200	0,357	0,357			1	-0,000223	0,030256	-0,000003
4	365,412	0,01719	5,0		0,178	0,351	0,351			2	0,001334	0,065829	0,000314
5	388,573	0,01617	5,0		0,177	0,351	0,351			1	0,033228	-0,031925	0,005668
6	485,840	0,01293	5,0		0,172	0,350	0,350			2	0,066761	-0,066287	0,012821
										1	0,075531	0,000159	0,004152
										2	-0,488269	0,003520	-0,002933
										1	-0,18082	0,049277	0,001268
										2	0,014111	-0,029303	0,000080
										1	0,042751	-0,071183	0,010672
										2	-0,23375	0,037691	-0,005732

Tab.2 (Modi di vibrare e pulsazioni)

Dal confronto del periodo massimo coincidente con il modo n.ro 1 [0,07134 (sec)] e $T_c=0,51$, si evince che quest'ultimo valore è decisamente inferiore.

Come previsto alla nota 4 del capitolo 7.4.3.1 una parete è un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4.

Le pareti rispettano la suddetta limitazione e sono state individuate a partire dalle singole pareti generiche nel rispetto del progetto architettonico, come si evince dalla figura, esistono almeno due pareti nelle due direzioni che hanno lunghezza maggiore di 4,00 mt:

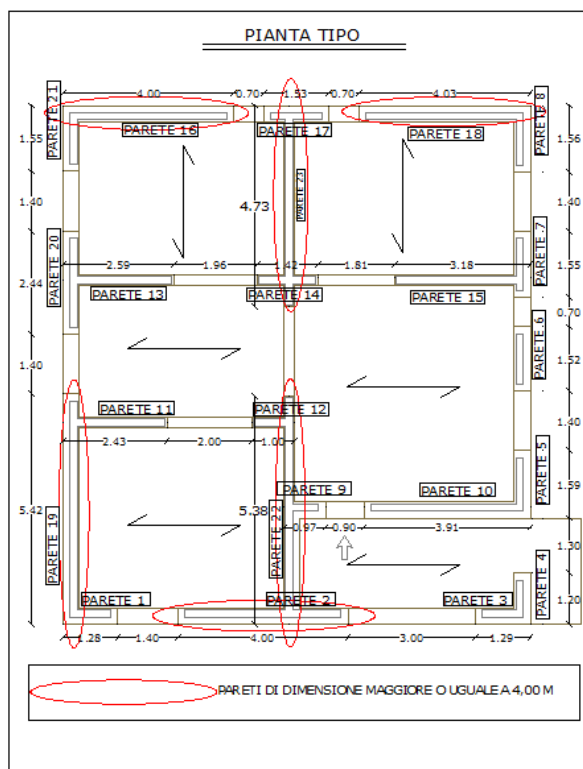


Fig.7 (pianta tipo per l'individuazione lunghezze delle pareti)

14 Fattore di struttura

Lo schema strutturale del fabbricato è inquadrabile tra i sistemi a pareti non accoppiate in quanto i setti portanti sono in c.a. debolmente armati realizzati con getto di cls entro blocchi cassero prodotti dalla ditta gruppo Legnobloc SRL di Agoiolo Di Casalmaggiore (CR).

Il fattore di struttura viene in genere determinato in funzione del livello di duttilità atteso, tenendo conto di fattori riduttivi per prevenire la rottura a taglio e dei requisiti di regolarità in pianta e elevazione.

Il fattore di struttura consigliato per tale tipologia e utilizzato nel calcolo è comunque pari a $q=2$.

15 Verifiche di sicurezza per carichi statici

Nelle strutture a debole armatura nelle verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si deve trascurare la resistenza a trazione del calcestruzzo.

La misura della sicurezza si ottiene controllando che, per ogni condizione di verifica, le tensioni di compressione che insorgono nel calcestruzzo per effetto delle azioni di calcolo sotto la combinazione *rara* risultino minori della seguenti tensioni: (D.M.14/01/2008, al punto 4.1.11.1) :

$$\sigma_c = 0,30 \cdot f_{ck} \quad \text{tensione di compressione per calcestruzzo debolmente armato.}$$

$$\tau_c = 0,25 \cdot f_{ctk} \quad \text{tensione di taglio per calcestruzzo debolmente armato.}$$

In fase di verifica si utilizza, per le pareti, un calcestruzzo di classe Rck 300 (Kg/cm²) i valori massimi della tensione di compressione e della tensione tangenziale risultano pari a:

1. $\sigma_c = 0,30 \cdot f_{ck}=0,30 \cdot 250 =75 \text{ kg/cmq}$
2. $\tau_c = 0,25 \cdot f_{ctk}=0,25 \cdot 17,9=4,25 \text{ kg/cmq}$

Per quanto riguarda la prima limitazione dai tabulati di calcolo si ha per combinazione rara (s.l.e.) una tensione massima:

$$\sigma_{cal} =29,1 \text{ kg/cmq} < 75 \text{ kg/cmq} \quad (\text{verifica soddisfatta})$$

Per quanto riguarda la seconda limitazione, è stato effettuato un secondo calcolo imponendo i coefficienti γ che premoltiplicano i carichi portati permanenti e accidentali, pari a 1, dai tabulati si evince che la tensione massima si ha nella parete 10 della parete generica 3 e vale 8364 Kg, considerando la lunghezza della parete di 1,43 metri e uno spessore efficace di 16 cm pertanto si ha:

$$\tau_{cal} =8364/(143 \cdot 16) \text{ kg/cmq} =3.65 \text{ kg/cmq} < 4,25 \text{ kg/cmq} \quad (\text{verifica soddisfatta})$$

16 Verifiche di sicurezza

Nel calcolo agli elementi finiti, la singola parete generatrice viene schematizzata con una serie di elementi shell, in ogni nodo generato si vengono a determinare gli sforzi di tipo lastra e momenti che tendono a inflettere l'elemento shell fuori dal piano.

Questo tipo di discretizzazione comporta la valutazione di sollecitazioni a livello locale che interessano una determinata zona della parete pertanto le verifiche sono di tipo locale.

Le sollecitazioni che interessano l'elemento shell vengono confrontate a livello locale con le resistenze delle pareti, se la verifica è soddisfatta per quella zona che possiamo definire più sollecitata, per le rimanenti zone che interessano la stessa parete, si può asserire che i quantitativi di armatura imposti sono sufficienti.

Le verifiche sono state effettuate sulle singole zone delle pareti più sollecitate e rispecchiano il seguente schema:

- verifiche per pressoflessione nel piano della parete
- verifiche a pressoflessione fuori dal piano della parete
- verifiche a taglio nella parete

Per le prime due verifiche vengono costruiti i *domini di resistenza* che devono contenere le sollecitazioni N e M, le sollecitazioni sono applicate ad una determinata sezione di lunghezza unitaria e spessore efficace diverso in funzione del blocco utilizzato.

16.1 Verifiche per pressoflessione nel piano (SLV)

La verifica viene effettuata individuando il *dominio di resistenza* nella zona più sollecitata e verificando che le sollecitazioni agenti allo stato di limite di salvaguardia della vita siano contenute in esso.

Per il disegno del dominio di resistenza o (diagramma di iterazione) si adottano le usuali regole valide per il c.a. però considerando la sezione resistente costituita da una successione di zone piene e zone vuote.

Si considera per tutte le pareti un'armatura verticale pari a $1 \Phi 10$ posta al centro della parete con passo costante 25 in maniera da avere il ferro verticale in prossimità del centro del pilastro in cls.

Bisogna inoltre considerare la limitazione che per tutte le pareti bisogna prevedere un valore massimo di compressione pari al 40% della resistenza massima a compressione della sola area di cls resistente (punto 7.4.4.5.2.1 delle N.T.C. 2008).

Di seguito si riporta la sezione resistente nel piano con indicazione delle zone tese e compresse e l'andamento lineare delle deformazioni e dei ferri da utilizzare:

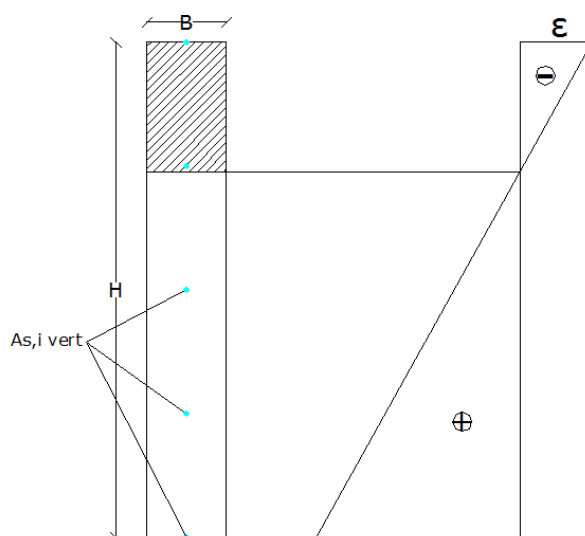


Fig 8 (Schema sezione resistente)

Si riportano a seguire i domini di rottura per ogni singola parete generatrice considerando gli sforzi massimi riportati nei tabulati di calcolo.

La verifica si ritiene soddisfatta se il punto blu contraddistinto dal valore di N_{sd} e $M_{sd}(n_p)$ precedentemente definiti, ricade all'interno del dominio di resistenza.

● Parete generatrice 1

Per tale parete si considera una fascia di un metro, la sezione di verifica avrà spessore efficace t_{eff} 16 cm, e altezza $h=100$ cm.

Le caratteristiche di sollecitazioni sono:

- $N_{sd}=439,30$ kN
- $M_{sd}(np)=229,05$ kNm

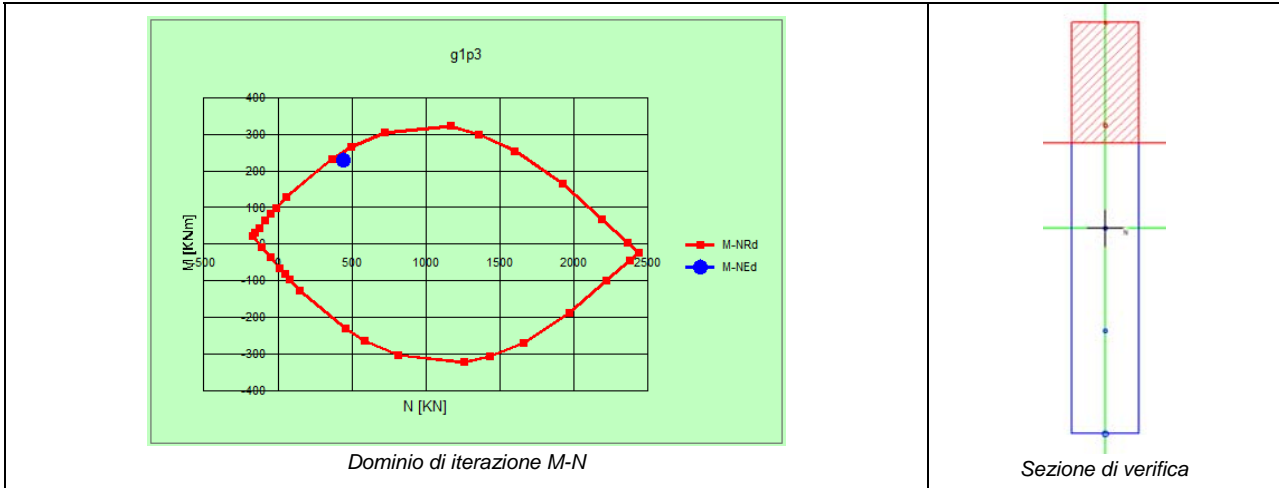


Fig 9 (Dominio di iterazione e sezione di verifica)

Lo sforzo massimo sopportabile dalla sezione è pari a $N_{max}=1983$ kN pertanto considerando il 40% si deve avere:
 $N_{max} \cdot 0,40 > N_{sd}$ $0,40 \cdot 1983$ kN $> 439,30$ kN (verifica soddisfatta)

● Parete generatrice 2

Per tale parete si considera una fascia di un metro, la sezione di verifica avrà spessore efficace t_{eff} 16 cm, e altezza $h=100$ cm.

Le caratteristiche di sollecitazione di sollecitazioni sono:

- $N_{sd}=127,37$ kN
- $M_{sd}(np)=13,18$ kNm

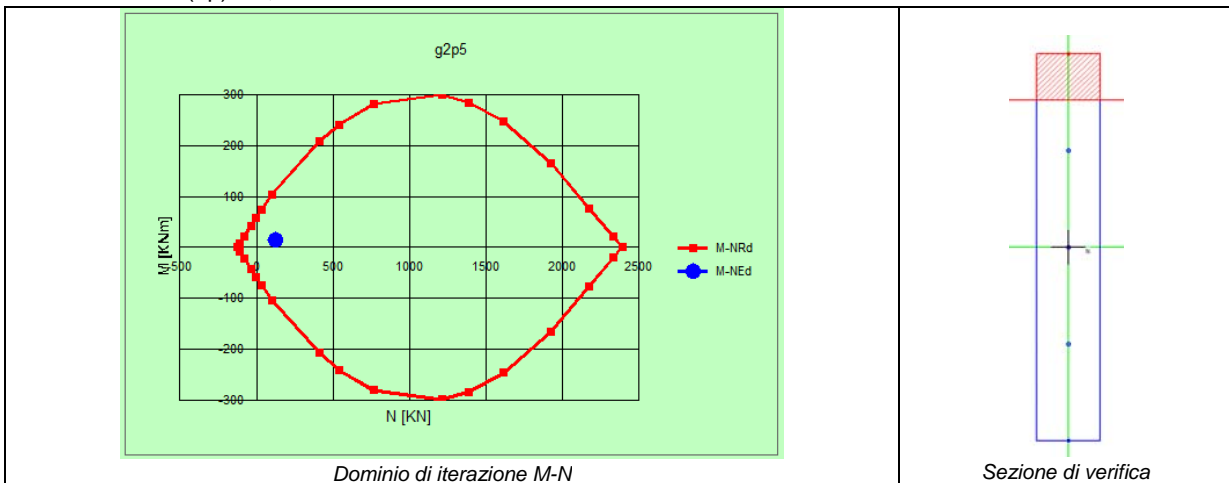


Fig 10 (Dominio di iterazione e sezione di verifica)

Lo sforzo massimo sopportabile dalla sezione è pari a $N_{max}=1937$ kN pertanto considerando il 40% si deve avere:
 $N_{max} \cdot 0,40 > N_{sd}$ $0,40 \cdot 1937$ kN $> 127,37$ kN (verifica soddisfatta)

● Parete generatrice 5

Per tale parete si considera una fascia di un metro, la sezione di verifica avrà spessore efficace t_{eff} 14 cm, e altezza $h=100$ cm.

Le caratteristiche di sollecitazione di sollecitazioni sono:

- $N_{sd}=366,20$ kN
- $M_{sd}(np)=103,39$ kNm

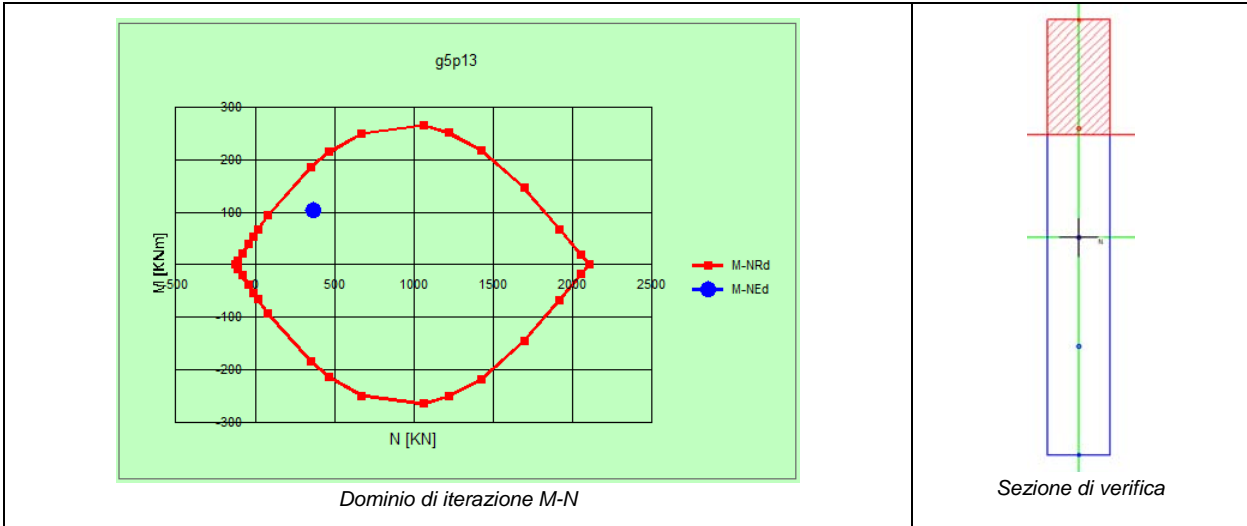


Fig 12 (Dominio di iterazione e sezione di verifica)

Lo sforzo massimo sopportabile dalla sezione è pari a $N_{max}=1710$ kN pertanto considerando il 40% si deve avere:
 $N_{max} \cdot 0,40 > N_{sd}$ $0,40 \cdot 1937$ kN $> 366,20$ kN (verifica soddisfatta)

● Parete generatrice 6

Per tale parete si considera una fascia di un metro, la sezione di verifica avrà spessore efficace t_{eff} 16 cm, e altezza $h=100$ cm.

Le caratteristiche di sollecitazione di sollecitazioni sono:

- $N_{sd}=110,63$ kN
- $M_{sd}(np)=21,63$ kNm

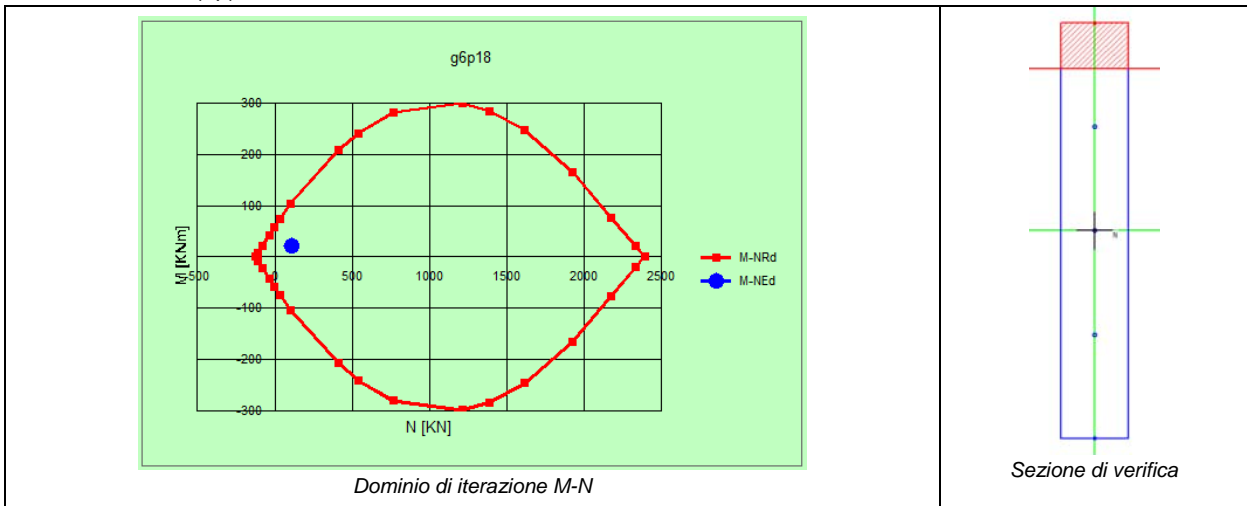


Fig 13 (Dominio di iterazione e sezione di verifica)

Lo sforzo massimo sopportabile dalla sezione è pari a $N_{max}=1937$ kN pertanto considerando il 40% si deve avere:
 $N_{max} \cdot 0,40 > N_{sd}$ $0,40 \cdot 1937$ kN $> 110,63$ kN (verifica soddisfatta)

16.2 Verifiche per pressoflessione fuori dal piano (SLV)

La verifica viene effettuata sul singolo elemento shell, pertanto si tratta di verifiche locali, il momento fuori dal piano è stato evinto dai tabulati di calcolo allegati, la coppia di sollecitazioni viene inserita nel programma per la determinazione dei domini di rottura.

Per tutte le sezioni si considera un'armatura verticale pari a $\Phi 10/25$ posta al centro della parete.

Di seguito si riporta la sezione resistente nel piano con indicazione delle zone tese e compresse e dell'andamento lineare delle deformazioni e dei ferri da utilizzare:

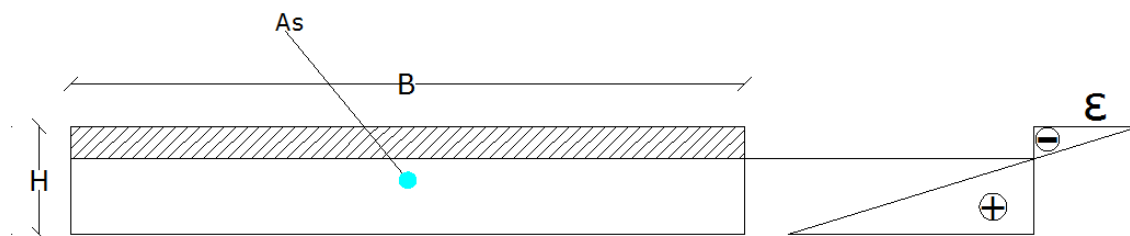


Fig.16 (Schema sezione resistente)

Si riportano a seguire i domini di rottura per ogni singola parete generatrice considerando gli sforzi massimi riportati nei tabulati di calcolo.

La verifica si ritiene soddisfatta se il punto blu contraddistinto dal valore di N_{sd} e $M_{sd}(f_p)$, ricade all'interno del dominio di resistenza.

● Parete generatrice 1

Per tale parete si considera una fascia di un metro, la sezione di verifica avrà spessore efficace t_{eff} 16 cm, e altezza $h=100$ cm.

Le caratteristiche di sollecitazioni sono:

- $N_{sd}=439,30$ kN
- $M_{sd}(fp)=0,94$ kNm

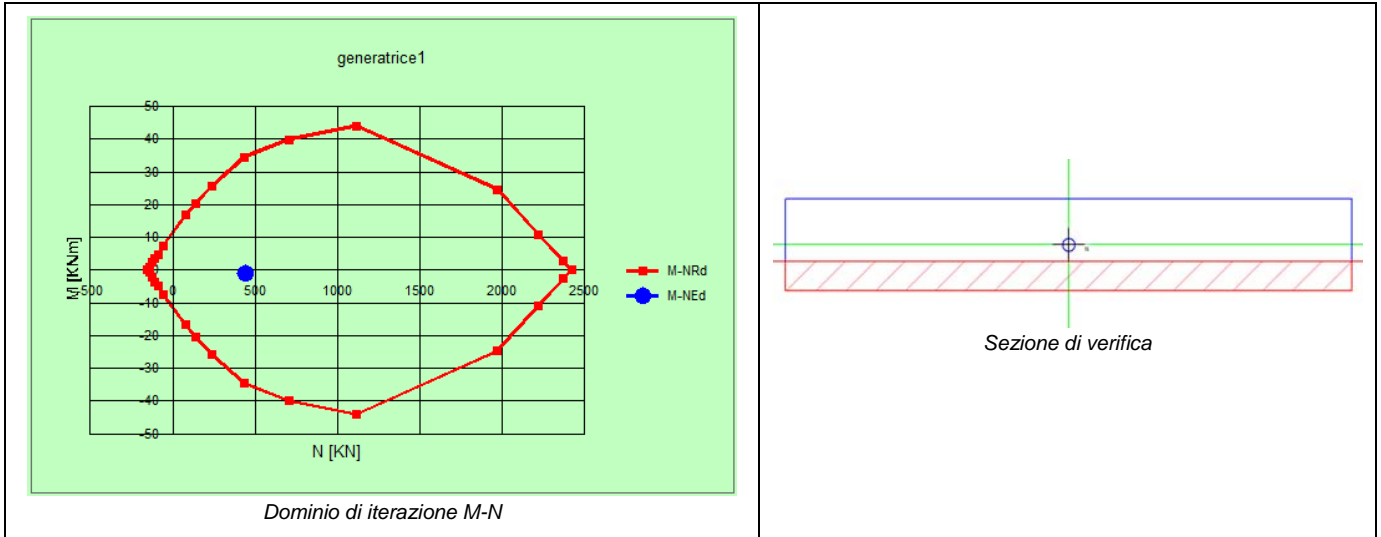


Fig 17 (Dominio di iterazione e sezione di verifica)

● Parete generatrice 2

Per tale parete si considera una fascia di un metro, la sezione di verifica avrà spessore efficace t_{eff} 16 cm, e altezza $h=100$ cm.

Le caratteristiche di sollecitazioni sono:

- $N_{sd}=127,34$ kN
- $M_{sd}(fp)=-2,40$ kNm

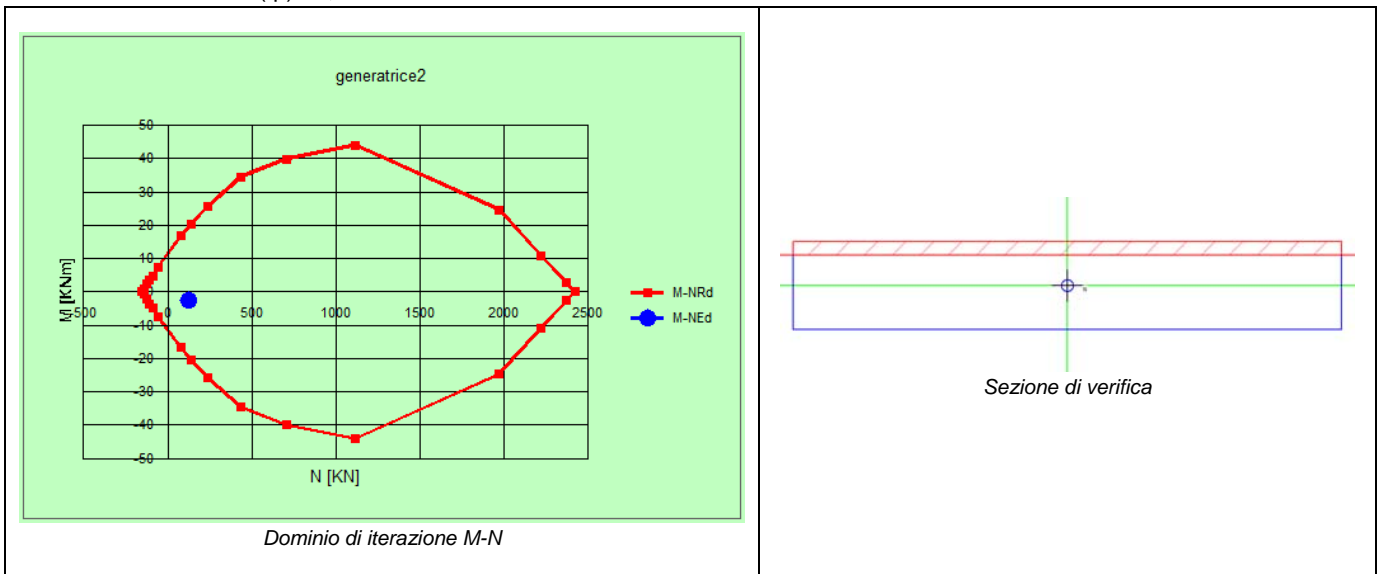


Fig 18 (Dominio di iterazione e sezione di verifica)

● Parete generatrice 3

Per tale parete si considera una fascia di un metro, la sezione di verifica avrà spessore efficace t_{eff} 16 cm, e altezza $h=100$ cm.

Le caratteristiche di sollecitazione di sollecitazioni sono:

- $N_{sd}=648,88$ kN
- $M_{sd}(fp)=-0,33$ kNm

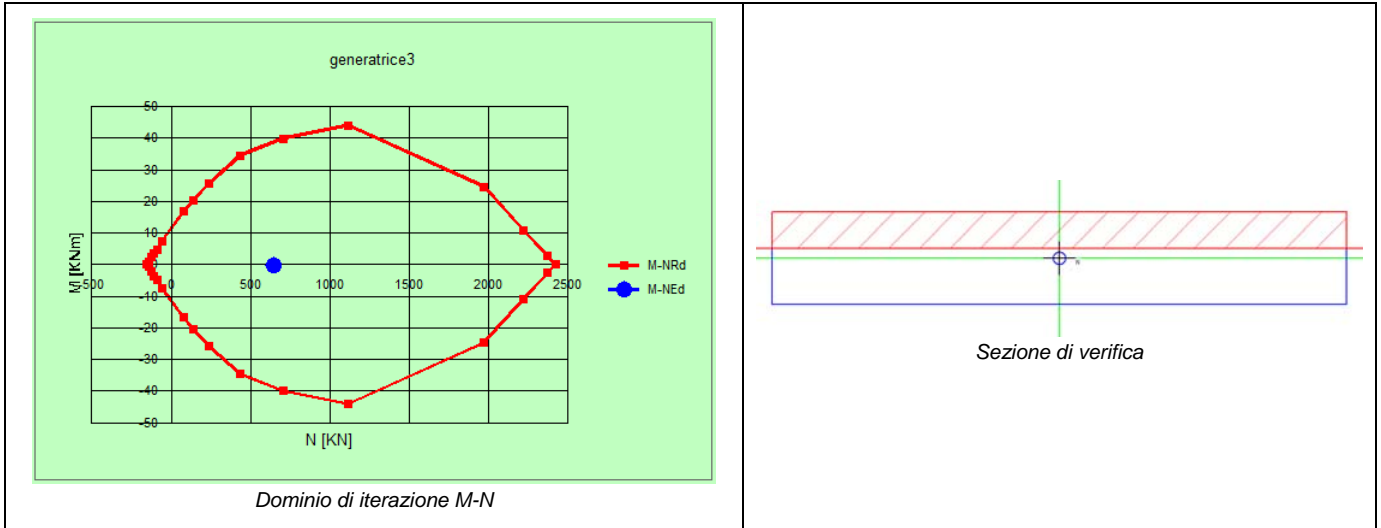


Fig 19 (Dominio di iterazione e sezione di verifica)

● Parete generatrice 4

Per tale parete si considera una fascia di un metro, la sezione di verifica avrà spessore efficace t_{eff} 14 cm, e altezza $h=100$ cm.

Le caratteristiche di sollecitazione di sollecitazioni sono:

- $N_{sd}=390,47$ kN
- $M_{sd}(fp)=-0,25$ kNm

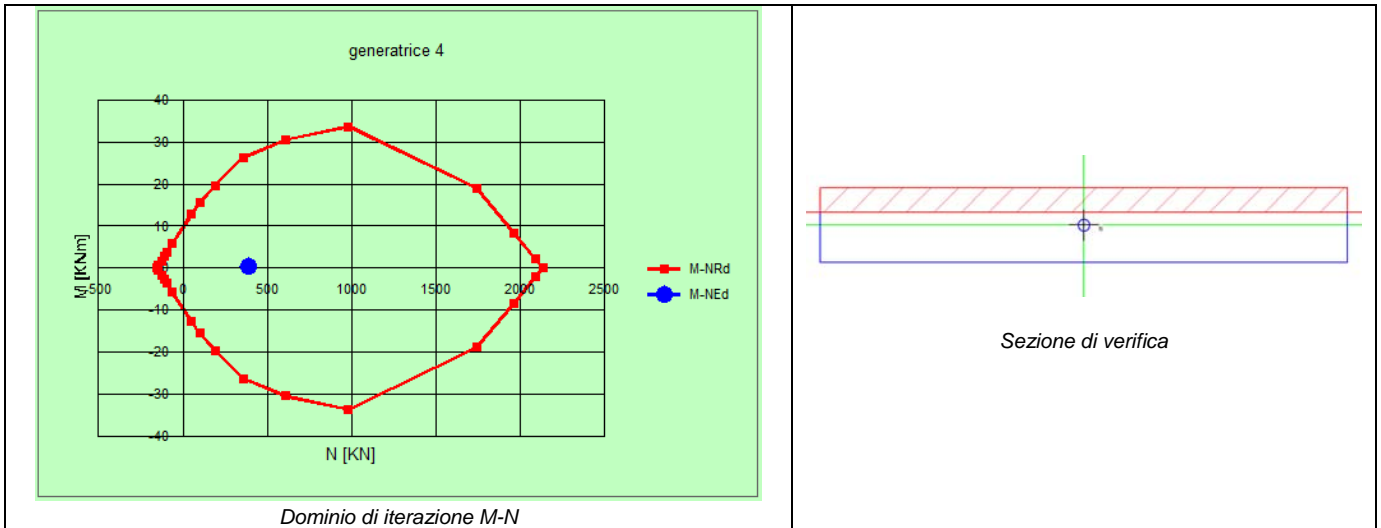


Fig 20 (Dominio di iterazione e sezione di verifica)

● Parete generatrice 5

Per tale parete si considera una fascia di un metro, la sezione di verifica avrà spessore efficace t_{eff} 14 cm, e altezza $h=100$ cm.

Le caratteristiche di sollecitazione di sollecitazioni sono:

- $N_{sd} = 366,52$ kN
- $M_{sd}(fp) = -0,45$ kNm

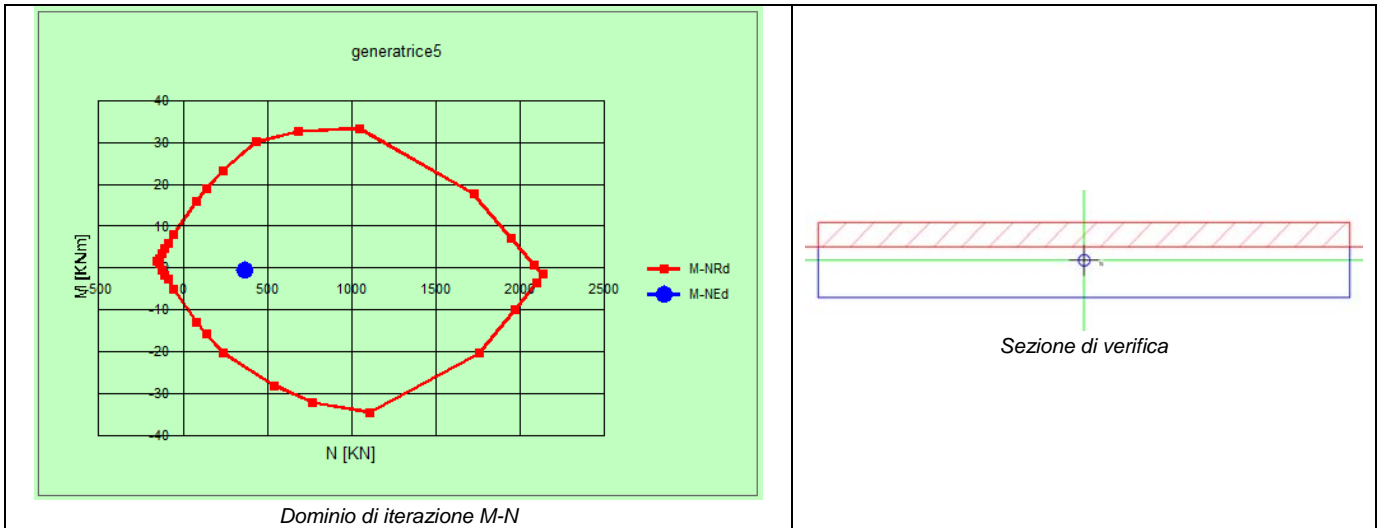


Fig 21 (Dominio di iterazione e sezione di verifica)

● Parete generatrice 6

Per tale parete si considera una fascia di un metro, la sezione di verifica avrà spessore efficace t_{eff} 14 cm, e altezza $h=100$ cm.

Le caratteristiche di sollecitazione di sollecitazioni sono:

- $N_{sd} = 110,47$ kN
- $M_{sd}(fp) = 1.32$ kNm

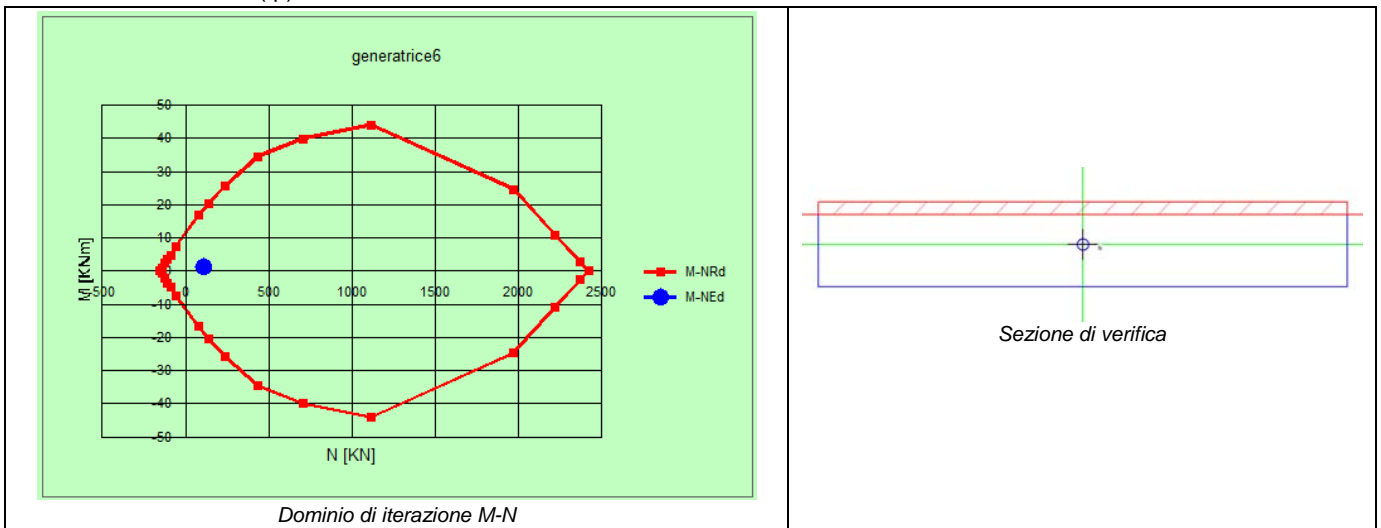


Fig 22 (Dominio di iterazione e sezione di verifica)

● Parete generatrice 7

Per tale parete si considera una fascia di un metro, la sezione di verifica avrà spessore efficace t_{eff} 14 cm, e altezza $h=100$ cm.

Le caratteristiche di sollecitazione di sollecitazioni sono:

- $N_{sd} = 110,93$ kN
- $M_{sd}(fp) = 3,6$ kNm

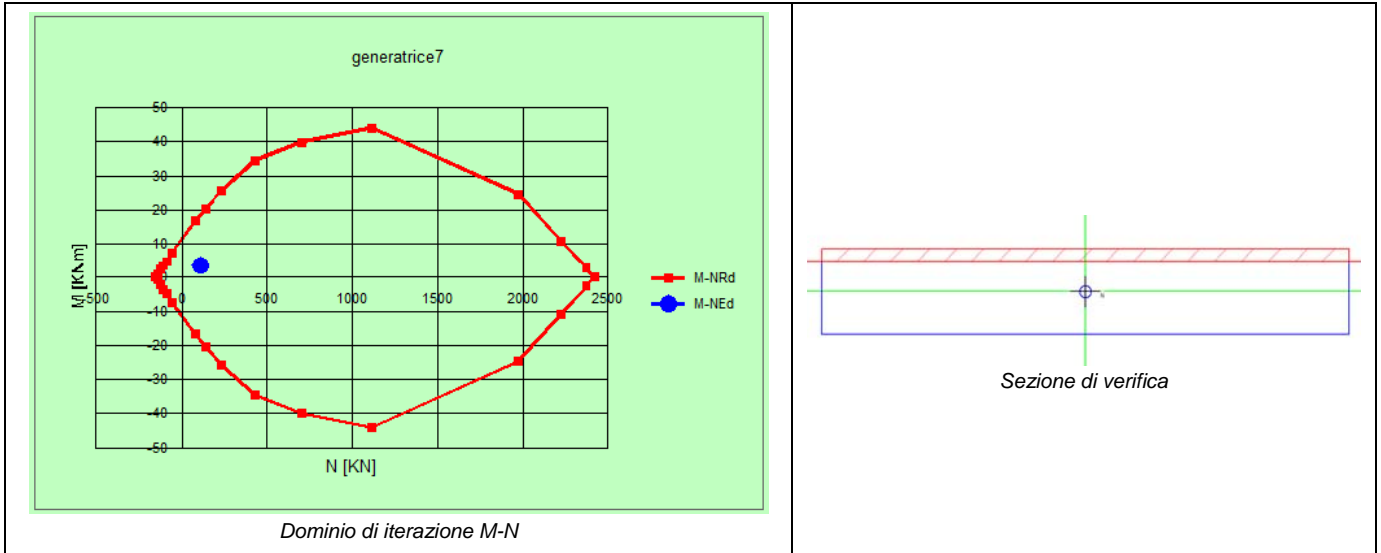


Fig 23 (Dominio di iterazione e sezione di verifica)

● Parete generatrice 8

Per tale parete si considera una fascia di un metro, la sezione di verifica avrà spessore efficace t_{eff} 14 cm, e altezza $h=100$ cm.

Le caratteristiche di sollecitazione di sollecitazioni sono:

- $N_{sd} = 330,80$ kN
- $M_{sd}(fp) = 3,6$ kNm

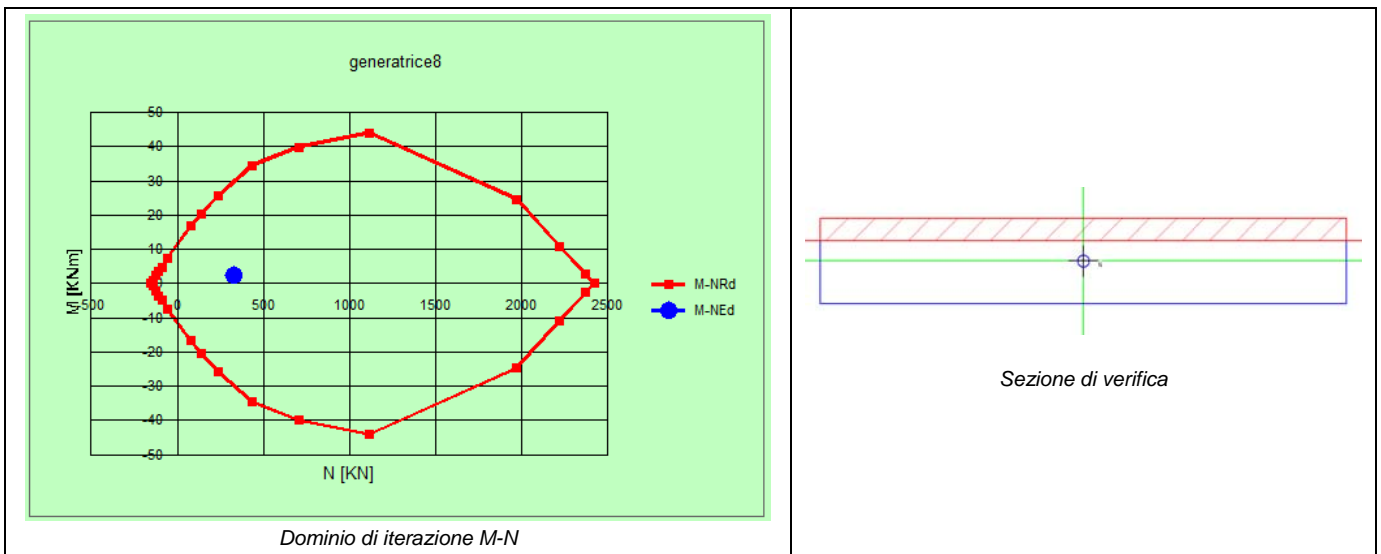


Fig 24 (Dominio di iterazione e sezione di verifica)

16.3 Verifiche a taglio (SLU)

Gli sforzi di taglio agenti sugli elementi costituenti la parete sono incrementati del 50% in quanto le pareti sono state imputate come pareti generiche in cemento armato, poiché il fattore di struttura è pari a 2 si ha:

$$(q+1)/2=1,5$$

pertanto gli sforzi derivanti dall'analisi sono già incrementati del 50%.

Si valuta la massima sollecitazione di taglio agente sull'elemento shell avente lunghezza unitaria e si confronta con le resistenze della parete costituita dai blocchi di progetto.

I ferri orizzontali che verranno posti in opera sono in funzione del blocco considerato, poiché verranno utilizzate tre tipologie di blocchi si riporta a seguire uno schema riepilogativo dei ferri, dei blocchi e delle resistenze in Kg/m per i blocchi da utilizzare:

tipologia	Armatura (numero ferri)	Diametro (Φ)	Resistenza Vrd(Kg/m)
IL 25	2	10	22300
IL 30	2	10	22300
SUPERBLOCCO	2	10	24586

Tab.3 (resistenze a taglio dei blocchi)

Si riportano a seguire le verifiche per tutte le pareti generiche considerate confrontando gli sforzi con le resistenze nel rispetto della verifica allo stato limite ultimo:

Parete generatrice 1			
	Dalla platea al 1° impalcato	Dal 1° impalcato all'impalcato di sottotetto	Dal sottotetto alla copertura
Tipo blocco	IL 30	SUPERBLOCCO	SUPERBLOCCO
Sforzo massimo (Kg/m)	15554	15554	15554
Resistenza (Kg/m)	22300	24586	24586
Armatura orizzontale	2 Φ 10	2 Φ 10	2 Φ 10
<i>Verifica soddisfatta</i>			

Tab.4 (verifica di resistenza parete generica 1)

Parete generatrice 2			
	Dalla platea al 1° impalcato	Dal 1° impalcato all'impalcato di sottotetto	Dal sottotetto alla copertura
Tipo blocco	IL 30	SUPERBLOCCO	SUPERBLOCCO
Sforzo massimo (Kg/m)	14931	14931	14931
Resistenza (Kg/m)	22300	24586	24586
Armatura orizzontale	2 Φ 10	2 Φ 10	2 Φ 10
<i>Verifica soddisfatta</i>			

Tab.5 (verifica di resistenza parete generica 2)

Parete generatrice 3			
	Dalla platea al 1° impalcato	Dal 1° impalcato all'impalcato di sottotetto	Dal sottotetto alla copertura
Tipo blocco	IL 30	SUPERBLOCCO	SUPERBLOCCO

Sforzo massimo (Kg/m)	11897	11897	11897
Resistenza (Kg/m)	22300	24586	24586
Armatura orizzontale	2 Φ 10	2 Φ 10	2 Φ 10
<i>Verifica soddisfatta</i>			

Tab.6 (verifica di resistenza parete generica 3)

Parete generatrice 4			
	Dalla platea al 1° impalcato	Dal 1° impalcato all'impalcato di sottotetto	Dal sottotetto alla copertura
Tipo blocco	IL 25	IL 25	IL 25
Sforzo massimo (Kg/m)	8811	8811	8811
Resistenza (Kg/m)	22300	24586	24586
Armatura orizzontale	2 Φ 10	2 Φ 10	2 Φ 10
<i>Verifica soddisfatta</i>			

Tab.7 (verifica di resistenza parete generica 4)

Parete generatrice 5			
	Dalla platea al 1° impalcato	Dal 1° impalcato all'impalcato di sottotetto	Dal sottotetto alla copertura
Tipo blocco	IL 25	IL 25	IL 25
Sforzo massimo (Kg/m)	10908	10908	10908
Resistenza (Kg/m)	22300	24586	24586
Armatura orizzontale	2 Φ 10	2 Φ 10	2 Φ 10
<i>Verifica soddisfatta</i>			

Tab.8 (verifica di resistenza parete generica 5)

Parete generatrice 6			
	Dalla platea al 1° impalcato	Dal 1° impalcato all'impalcato di sottotetto	Dal sottotetto alla copertura
Tipo blocco	IL 30	SUPERBLOCCO	SUPERBLOCCO
Sforzo massimo (Kg/m)	7615	7615	7615
Resistenza (Kg/m)	22300	24586	24586
Armatura orizzontale	2 Φ 10	2 Φ 10	2 Φ 10
<i>Verifica soddisfatta</i>			

Tab.9 (verifica di resistenza parete generica 6)

Parete generatrice 7			
	Dalla platea al 1° impalcato	Dal 1° impalcato all'impalcato di sottotetto	Dal sottotetto alla copertura

Tipo blocco	IL 30	SUPERBLOCCO	SUPERBLOCCO
Sforzo massimo (Kg/m)	13587	13587	13587
Resistenza (Kg/m)	22300	24586	24586
Armatura orizzontale	2 Φ 10	2 Φ 10	2 Φ 10
<i>Verifica soddisfatta</i>			

Tab.10 (verifica di resistenza parete generica 7)

Parete generatrice 8			
	Dalla platea al 1° impalcato	Dal 1° impalcato all'impalcato di sottotetto	Dal sottotetto alla copertura
Tipo blocco	IL 30	SUPERBLOCCO	SUPERBLOCCO
Sforzo massimo (Kg/m)	9014	9014	9014
Resistenza (Kg/m)	22300	24586	24586
Armatura orizzontale	2 Φ 10	2 Φ 10	2 Φ 10
<i>Verifica soddisfatta</i>			

Tab.11 (verifica di resistenza parete generica 8)

17 Verifiche solai

Le verifiche dei solai di piano sono state fatte come gettati in opera e sono riportate insieme alle verifiche dei solai di copertura nell'allegato elaborato *tabulati di calcolo*

Il Progettista

Dott. Ing. Luciano D'angelo