



Università degli Studi dell'Aquila

**Dipartimento di Ingegneria Civile,
Edile-Architettura, Ambientale**

Corso di Laurea Magistrale in
Ingegneria Civile

**INTERVENTO DI ADEGUAMENTO
SISMICO DI UN FABBRICATO IN
MURATURA PER CIVILE ABITAZIONE
ESISTENTE**

Relatore

Prof./Ing. Franco Di Fabio

Studente

Marco Piedimonte

Matricola

221046

A.A 2013/2014

"Chi si ferma è perduto"

(B. Mussolini)

INDICE

Introduzione	5
1. Analisi Storica – Critica	
1.1 Storia sismica italiana	7
1.2 Evoluzione della normativa italiana sugli edifici	17
2. Descrizione dell'edificio oggetto di studio	46
2.1 Analisi storica dell'edificio	52
2.2 Rilievo geometrico del fabbricato	62
2.3 Caratteristiche meccaniche dei materiali	67
2.4 Analisi dei carichi solai	
3. Analisi	70
3.1 Descrizione software "Tre Muri"	88
3.2 Modellazione e analisi della struttura oggetto di studio	93
3.3 Interpretazione dei risultati	
4. Intervento di adeguamento sismico	98
4.1 Fibre di vetro: descrizione e caratteristiche	102
4.2 Intervento di adeguamento	114
4.3 Cerchiature metalliche: descrizione e caratteristiche	115
4.4 Intervento di adeguamento	117
4.2 Risposta dell'edificio in seguito all'intervento di miglioramento	
5. Confronto tra i metodi P.O.R., F.E.M. e F.M.E	119
5.1 Descrizione del metodo P.O.R. e del metodo F.M.E	123
5.2 Confronto metodo P.O.R. e F.E.M.	126
5.3 Comparazione dei risultati ottenuti utilizzando i due metodi	
Conclusioni	131
Bibliografia e Silografia	132

INTRODUZIONE

A seguito dell'evoluzione normativa degli ultimi decenni in materia di norme tecniche del costruire, e vista la maggiore inerzia nella realizzazione di edifici ex novo, dovuto certamente anche alla crisi economica in atto nel nostro Paese, spesso si rende necessario l'adeguamento sismico di edifici costruiti con le normative antecedenti alle NTC 08. Edifici che, per tale ragione, secondo le normative vigenti, non rispettano i "*requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità*".

Dalla constatazione di questa situazione vigente in Italia, il seguente lavoro di tesi ha preso in esame un fabbricato, esistente, di civile abitazione sito nel comune di Torella del Sannio (CB); fabbricato la cui realizzazione ha avuto inizio degli anni 70, a cui sono seguiti una serie di interventi di ampliamento e modifica che hanno completamente rivoluzionato la struttura originaria dell'abitazione, con l'introduzione di nuovi materiali aventi caratteristiche e proprietà completamente differenti tra loro.

Lo scopo del lavoro è stato quello di verificare, in termini di risposta sismica, dell'edificio con le nuove NTC 08, con il conseguente adeguamento con opportuni sistemi di rinforzo.

La scelta dei rinforzi per l'adeguamento è ricaduta nell'utilizzo delle fibre di vetro (scegliendo tra le ditte produttrici di questo materiale la MAPEI) e nell'impiego di cerchiature metalliche su alcune aperture.

La tesi è strutturata in cinque capitoli. Nel Capitolo 1 si è fatta una breve introduzione sulla storia sismica italiana e si è presentato un breve excursus legislativo in materia di costruzioni. Nel Capitolo 2 si è descritto nel dettaglio, attraverso un'analisi storica, una documentazione fotografica e un rilievo geometrico, l'edificio oggetto di studio e i materiali utilizzati nella la sua realizzazione. Il Capitolo 3 ha riguardato la modellazione, eseguita con il software "*Tre Muri*" con la conseguente analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale. Nel Capitolo 4 è stato presentato l'intervento di consolidamento scelto con la messa in evidenza del cambiamento, in termini di risposta sismica, a seguito

dell'intervento. Infine, nel Capitolo 5 si sono descritti i due diversi metodi (POR e FME), le loro analogie, le loro differenze, con il conseguente confronto fra i risultati ottenuti con il metodo POR e quelli ottenuti con il metodo FME.

CAPITOLO 1

ANALISI STORICA – CRITICA

1.1 STORIA SISMICA ITALIANA

La vulnerabilità di un edificio è principalmente imputabile alla carenza di alcuni requisiti fondamentali che investono diverse componenti della struttura, dal terreno al sistema di fondazione, dagli orizzontamenti alle strutture verticali.

Altre cause sono attribuite alla scarsa manutenzione degli immobili, alla vetustà delle costruzioni e alla cattiva qualità dei sistemi strutturali realizzati. Tutto questo porta alla presenza sul territorio nazionale di circa 3 milioni e mezzo di abitazioni potenzialmente a rischio di crolli (secondo elaborazioni Censis del 1999).

Inoltre va aggiunta la tardiva classificazione sismica avvenuta in alcune zone nelle quali la gran parte delle costruzioni non è rispettosa delle prescrizioni sismiche attuali.

Fin dalle origini, l'umanità è vissuta sotto la minaccia delle catastrofi naturali.

Negli ultimi decenni in particolare, milioni di persone hanno perso la vita con sofferenze umane ed ingenti danni economici.

Malgrado molteplici tentativi di previsione e prevenzione per fare fronte alle calamità (terremoti, eruzioni vulcaniche, incendi, uragani, inondazioni) attraverso il progresso scientifico e tecnologico, la vulnerabilità agli elementi naturali, ma anche a quelli tecnologici e sociali, è in continuo aumento.

Un terremoto è un evento naturale che scatena forti vibrazioni del suolo. La sua causa è da ricercare nella rottura delle rocce in profondità che in questo modo liberano l'energia accumulata in seguito ai movimenti ai quali è continuamente sottoposta la crosta terrestre.

L'Italia è una delle zone più sismiche del Mediterraneo, e, secondo la nuova classificazione sismica, adottata nel marzo del 2003 e modificata nel 2006, l'intero territorio nazionale è considerato a rischio sismico.

Già dai primi secoli dopo Cristo, nei maggiori centri di cultura, sono state redatte cronache degli avvenimenti più rilevanti, sia descrivendoli direttamente, sia riportando notizie raccolte. Tuttavia, solo a partire dal XIX secolo gli studiosi di sismologia hanno cominciato a estrarre da queste cronache le informazioni riguardanti i terremoti nel tentativo di "scrivere" una storia sismica italiana.

Le grandi perdite economiche e sociali causate dal verificarsi di eventi sismici hanno incentivato, negli ultimi decenni, gli studi sul rischio sismico con l'obiettivo di formulare delle strategie per la mitigazione delle conseguenze di tali eventi. In termini economici il Rischio Sismico è definibile come la possibilità di perdita di proprietà o di funzionalità degli edifici e delle strutture a causa di terremoti. Per individuare il rischio sismico in un singolo paese o in una determinata zona all'interno delle grandi aree di instabilità si effettua quella che si chiama zonazione del rischio sismico: su apposite carte si delimitano le aree che hanno un determinato grado di probabilità di ricevere scosse di una data intensità e si cerca di individuare le strutture geologiche, come le faglie attive, capaci di provocare terremoti.

L'Italia è situata nella zona di collisione tra le placche Africana e Eurasiatica, e questo fatto comporta un elevato rischio sismico. Questa linea parte dalla dorsale oceanica atlantica, passa per il Nord Africa, taglia la Sicilia, risale la penisola lungo gli Appennini, volge a est in Veneto e in Friuli, ridiscende lungo le coste Jugoslave e finisce contro le coste della Turchia, al confine con la Siria. A provocare i sismi sono i movimenti reciproci delle due placche.

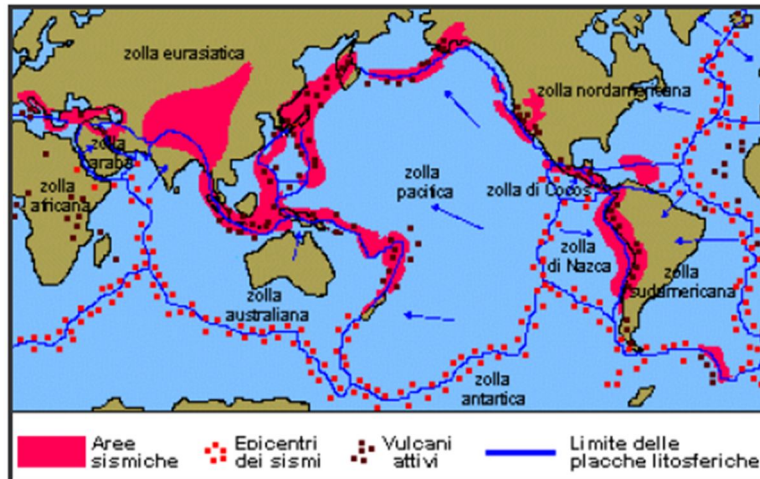


Figura 1.1 Potenziali zone sismiche.

Dall'andamento di questa frattura si capisce perché in Italia, di fatto, solo la Sardegna sia immune dai terremoti. La sismicità è concentrata nella parte centro-meridionale della penisola ed in alcune aree settentrionali.

Nel centro-nord, infatti, i terremoti sono sempre meno violenti e frequenti che nel sud, dove non di rado sono arrivati all'undicesimo grado della scala Mercalli. Non a caso sono le regioni meridionali a preoccupare di più i sismologi per il futuro. In questo millennio si sono verificati almeno 30.000 eventi sismici di media e forte intensità, 200 dei quali disastrosi.

Nell'ultimo secolo, i terremoti più forti hanno interessato soprattutto le regioni appenniniche, la Calabria, la Sicilia, il Friuli, le Marche e l'Umbria causando complessivamente 120.000 vittime.

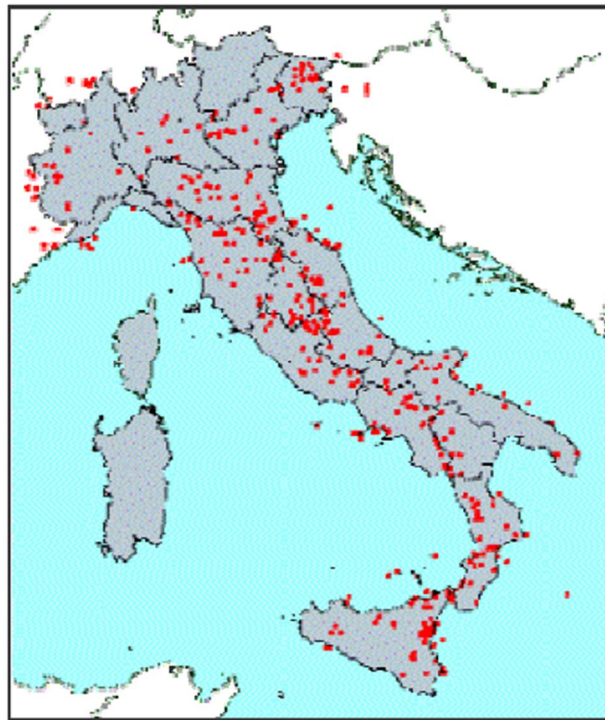


Figura 1.2 Mappa degli eventi sismici verificatisi in Italia.

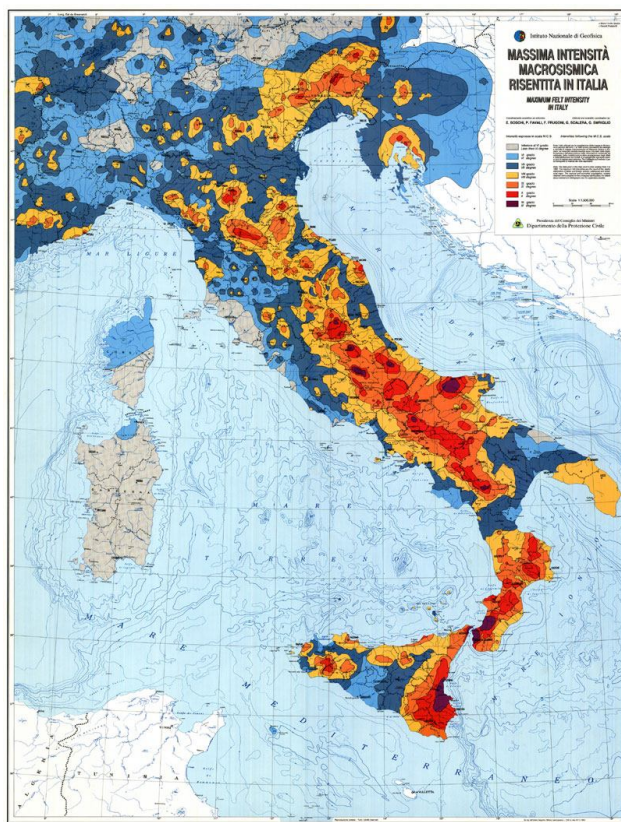


Figura 1.3 Massima intensità macrosismica risentita in Italia.

In molte parti del mondo sviluppato, gli edifici standard e le infrastrutture civili stanno invecchiando e necessitano di manutenzione costante, riparazioni e miglioramenti.

Inoltre, alla luce delle attuali conoscenze e dei moderni codici, la maggior parte degli edifici tipici e altri tipi di strutture sono sotto standard e inadeguati. Ciò accade specialmente nelle regioni soggette al terremoto dove la rilevante minaccia sismica per le vite umane e i beni viene dagli edifici vecchi. Gli edifici esistenti si distinguono da quelli di nuova costruzione a causa di incertezze connesse alla progettazione, all'esecuzione, allo stato di conservazione o ai deficit eventualmente presenti, quali:

- Lo stato delle conoscenze al tempo della costruzione riflesso nel progetto;
- Difetti nel progetto di impostazione concettuale e di realizzazione non immediatamente visibili;
- Effetti non manifesti di terremoti passati o di altre azioni accidentali;
- Difetti di esecuzione, di confezionamento dei materiali strutturali, nonché stati di degrado dei materiali.

In molti paesi una parte consistente del patrimonio edilizio è in calcestruzzo armato; in Italia gli edifici in c.a. Sono oltre il 50 %, molti dei quali non sono antisismici o sono stati progettati con criteri inadeguati.

Nelle strutture in c.a. è possibile riscontrare:

- Dissesti statici per carichi verticali (elementi strutturali soggetti a flessione, pressoflessione, taglio e torsione);
- Danni ad elementi non strutturali;
- Cedimenti delle fondazioni;
- Danni dovuti all'incendio;
- Danni dovuti al sisma;
- Danni provocati dalle colate rapide di fango.

Il patrimonio strutturale ed infrastrutturale italiano è per la maggior parte costituito da sistemi di non recente edificazione. Oltre ad un gran numero di edifici "storici" di intrinseco valore culturale, infatti, sul territorio italiano sono presenti

elevatissime percentuali di edifici ed infrastrutture che hanno superato, in termini temporali, i limiti usuali stabiliti nella vita utile di progetto.

Secondo stime Censis 1999 le dimensioni del patrimonio edilizio italiano, ripartito fra edilizia pubblica e privata, come riportato in tabella 1.1, superano i 4.000 milioni di metri quadri. Di questi, più del 50% è costituito da edifici ad uso residenziale (tabella 1.2), mentre circa il 30% è destinato ad uso pubblico, e la restante parte alla produzione. Facendo riferimento all'epoca di costruzione del patrimonio residenziale (tabella 1.3), che costituisce la maggior parte dell'edificato esistente, ci si rende conto delle generali condizioni di vetustà che lo caratterizzano. Della totalità del patrimonio residenziale, infatti, circa il 18% costituisce patrimonio storico (ante 1919), circa un quarto è costituito da edifici con oltre quaranta anni di età, mentre solo il 16% è costituito da edifici costruiti negli ultimi venti anni.

	Unità immobiliari migliaia	Superfici milioni di mq.
Edilizia residenziale	26.954	2.291
di cui seconde case e non occupate	5.697	484
Edilizia privata a destinazioni produttive, terziarie e di servizio	4.740	650
Edilizia pubblica	8.400	1.150

Tabella 1.1 Stima delle dimensioni del patrimonio edilizio italiano.
(Fonte: Elaborazione Censis su dati Istat ed Anci CN).

	val. %
Abitative per uso residenziale	44,2
Abitative non utilizzate o usi temporanei	11,8
Produzione	15,6
Servizi pubblici	28,1
Totale superfici edificate	100,0

Tabella 1.2 Ripartizioni per principali funzioni delle superfici utili esistenti in Italia.
(Fonte: Elaborazione Censis su dati Istat ed Anci Cnc).

	Abitazioni occupate		Totale abitazioni	
	v.a.	val. %	v.a.	val. %
Patrimonio storico (ante 1919)	3.424	16,1	4.746	17,6
Patrimonio con 40 anni o più di vecchiaia (1919-1960)	5.524	26,0	6.729	25,0
Patrimonio edificato fra 1961-1971	5.120	24,1	6.090	22,6
Patrimonio edificato fra 1972-1981	3.733	17,5	4.941	18,3
Patrimonio edificato fra 1982-1991	1.935	9,1	2.523	9,3
Incremento del patrimonio 1991-1999	1.540	7,2	1.925	7,1
Totale	21.276	100,0	26.954	100,0

(1) saldo fra concessioni per nuove costruzioni fra 1991-1999 e stima delle demolizioni nel periodo

Tabella 1.3 Patrimonio residenziale per epoca di costruzione.
(Fonte: *Elaborazione Censis su dati Istat*).

Il Censis, in particolare, ha effettuato una prima valutazione (Rapporto annuale Censis 1999) sullo stato di degrado del patrimonio residenziale, stimando la quota di immobili potenzialmente a rischio. Le due principali categorie prese in considerazione, così come indicato in tabella 1.4, sono degrado per vetustà, riferito cioè al periodo di costruzione e degrado per ragioni costruttive, riferito, soprattutto, al contesto produttivo in cui sono stati realizzati gli edifici. Sulla base di questi parametri, gli alloggi a rischio risultano 3.575.000, di cui il 36,5 % per ragioni di anzianità ed il 63,5% per cause tecniche.

Tipologia di degrado	Migliaia di alloggi a rischio	val. % sul totale generale
<i>Degrado per vetustà</i>		
Edilizia storica nelle grandi città	105	2,9
Edilizia storica nel resto del territorio nazionale	430	12,1
Edifici con oltre 40 anni di vita	770	21,5
Totale	1.305	36,5
<i>Degrado per ragioni costruttive</i>		
Boom edilizio di fine anni '60	680	19,0
Edifici abusivi multipiano (1)	1.590	44,5
Totale	2.270	63,5
Totale Generale	3.575	100,0

(1) Antecedente al condono edilizio 1986-1987

Tabella 1.4 Il patrimonio edilizio degradato potenzialmente a rischio.
(Fonte: Censis 1999).

Problemi di insicurezza edilizia possono derivare innanzitutto da una vetustà superiore ai 40 anni, durata ottimale di un edificio dopo la quale si rendono necessari controlli ed interventi più stringenti ed impegnativi. Gran parte degli edifici in Italia sono stati costruiti nel dopoguerra tanto che fino agli anni '80 il patrimonio ad alta vetustà rappresentava il 25% del totale, dopo vent'anni (Rapporto Censis al 1999) l'incidenza ha superato il 40%.

Per evidenti motivi storici e di salvaguardia del patrimonio culturale e paesaggistico del nostro paese, in Italia è diffusa una cultura conservatrice che tende a mantenere il più possibile invariato il paesaggio urbano e territoriale, impedendo di fatto il continuo rinnovo degli edifici e delle strutture tipico, in generale, di altre realtà internazionali.

Se si esaminano le percentuali di investimento nel settore delle costruzioni (tabella 1.5), si può considerare in maniera tangibile questa tendenza: negli anni che vanno dal 1992 al 1998 (dati Censis 1999) si è registrata una diminuzione di investimenti per nuove costruzioni pari a circa il 26% per l'edilizia residenziale, al 3% per l'edilizia non residenziale, e di circa il 20% per le infrastrutture ed opere pubbliche, mentre si è registrato un incremento di circa il 10% degli investimenti in opere di manutenzione e recupero dell'edilizia

residenziale. Fra il 1998 ed il 1999 si è registrata una generale tendenza all'aumento degli investimenti nel settore, ma la ripartizione vede sempre una maggiore quota assegnata al settore della manutenzione rispetto agli investimenti in nuove costruzioni.

	1998 miliardi di lire	Var. % 1992-1998 in termini reali	1999 miliardi di lire	Var. % 1998-1999 in termini reali
Nuove abitazioni	41.000	-26,3	40.321	-3,2
Manutenzione e recupero edilizia residenziale	42.890	+10,4	46.542	+7,0
Edilizia non residenziale	47.319	-3,1	48.652	+2,9
Totale investimenti per costruzione di immobili	131.209	-8,5	135.515	+1,7
Infrastrutture ed opere pubbliche	29.192	-20,2	31.203	+5,4

Tabella 1.5 Investimenti nel settore delle costruzioni.

(Fonte: Elaborazione Censis su dati *Relazione Economica del Paese* ed Ance, 1999).

Altro fattore di rischio è certamente la scarsa qualità delle costruzioni, da imputarsi al rapido accrescimento edilizio avutosi nel secondo dopoguerra, spesso non accompagnato da una pianificazione urbana mirata. Va considerato che nel 1951 il patrimonio edilizio era costituito da 10,7 milioni di abitazioni divenute 19,7 milioni nel 1991, aumentate di altri 2 milioni dal 1991 al 1998. Il boom edilizio della fine degli anni '60 ed in genere la rapida ed improvvisa urbanizzazione di quell'epoca, nella quale hanno trovato ampio spazio fenomeni di abusivismo edilizio, è dunque causa di un maggiore rischio diffuso sul territorio.

Non da ultimo, va considerata l'influenza normativa sui principi progettuali e costruttivi adottati; la tardiva zonazione sismica di alcune aree comporta la presenza sul territorio di una alta percentuale di costruzioni che non rispettano le attuali prescrizioni sismiche (circa il 60% del costruito è stato progettato e realizzato in assenza di specifiche normative antisismiche), dunque potenzialmente vulnerabili.

Si pongono, quindi, con particolare evidenza, i problemi della valutazione dell'effettivo rischio connesso alla vetustà, alla scarsa qualità edilizia ed alla vulnerabilità intrinseca del patrimonio costruito.

Negli ultimi anni, in Italia, si sta manifestando, infatti, l'esigenza sempre più diffusa di valutare il grado di sicurezza antisismica sia di edifici progettati in base a normative ormai obsolete, che di edifici danneggiati dai terremoti. In questo ambito, dunque, lo studio del comportamento sotto sisma, la valutazione della vulnerabilità che se ne desume e il progetto di opportuni interventi di adeguamento sismico, rappresenta uno dei temi di ricerca più attuali nell'ingegneria strutturale.

Per questo motivo una parte rilevante delle normative sismiche vigenti in campo nazionale (Norme Tecniche 23/09/2005, OPCM 3274 e OPCM 3431) ed europeo (Euro codice 8) è dedicata alla valutazione delle prestazioni sotto sisma di strutture esistenti. Inoltre, in ambito internazionale sono stati messi a punto codici specifici per la valutazione del comportamento di edifici esistenti e per il loro rinforzo ed adeguamento (FEMA 178, FEMA 273, FEMA 356).

Gli elementi in c.a. progettati accordando la globalità delle previsioni sismiche o, a volte, senza alcuna previsione sismica, hanno generalmente modesta resistenza dovuta a dimensione circoscritta degli elementi strutturali, carenza di armature longitudinali, armatura trasversale non idonea in travi o pilastri con possibili crisi a taglio, e, in molti casi, dimostrano duttilità limitata determinata da dimensioni non adeguate degli elementi strutturali, modesta azione di confinamento delle staffe nel calcestruzzo compresso dei pilastri con instabilità delle armature in compressione. Molto spesso, infatti, i dettagli sono poveri (ancoraggi non sufficienti delle armature in colonne e travi, tipo e numero di staffe inadeguati nei nodi trave-colonna) e, conseguentemente, le zone critiche non si comportano in modo duttile, mostrando evidenti meccanismi di rottura. A causa di questi problemi, la valutazione delle strutture in c.a. Esistenti richiede una procedura affinata.

1.2 EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA ITALIANA SUGLI EDIFICI

Il primo regolamento di norme ufficiali italiane, che è stato il più innovativo e rivoluzionario possibile, è datato 10 gennaio 1907; nell'art. 24, infatti, introduce il famoso metodo delle tensioni ammissibili, utilizzato, fino a qualche tempo fa, dalla stragrande maggioranza dei liberi professionisti italiani, e sostituito da quello agli stati limite, unico metodo indicato nelle recenti normative e adottato ormai da decenni negli altri paesi europei a mezzo Eurocodici. Nel seguito ogni normativa emanata sarà confrontata con la precedente evitando però di soffermarsi sui punti che non hanno subito modifiche.

Le norme del 10 **gennaio 1907** prevedevano per le strutture in conglomerato cementizio armato le seguenti indicazioni in termini di materiali e di esecuzione dei calcoli.

Il peso proprio del conglomerato armato, compreso il peso dei ferri, si ipotizzava pari a $2500 \text{ Kg}/\text{m}^3$ (art. 21).

L'**armatura** da utilizzare nel conglomerato, doveva essere composta da ferro omogeneo, liscio alla superficie, la cui resistenza a rottura per trazione era compresa tra 2500 e $3600 \text{ Kg}/\text{cm}^2$.

Si assumeva un coefficiente di omogeneizzazione $n = 10$ e il modulo di elasticità normale del cemento armato pari a $200 \text{ t}/\text{cm}^2$.

Nel caso di solidi inflessi, si doveva considerare l'incastro perfetto e la continuità delle travi nel calcolo delle sezioni in corrispondenza degli appoggi; mentre per la sezione centrale di una campata, il momento flettente andava valutato partendo dall'ipotesi che negli appoggi si aveva soltanto due terzi del momento precedentemente calcolato. In mancanza di un calcolo esatto delle condizioni d'incastro si poteva, per la sezione centrale, ridurre del 20 % il momento che sarebbe stato dato dall'ipotesi degli appoggi semplici all'estremità. Nel caso di una soletta rinforzata da nervatura si ammetteva che partecipasse utilmente all'inflessione di quest'ultima soltanto una porzione di soletta la cui larghezza non

superava la minore delle seguenti dimensioni: l'interasse delle nervature, 20 volte lo spessore della soletta, 10 volte la larghezza della nervatura (*art. 23*).

I pilastri, quando il rapporto fra la lunghezza libera di inflessione e la dimensione trasversale minima superava 15, venivano calcolati come solidi caricati di punta e si teneva conto dell'eventuale eccentricità del carico. Le legature trasversali dei ferri che armavano il pilastro dovevano essere eseguite con la massima cura, e trovarsi così vicine da escludere la possibilità dell'instabilità dei ferri considerati come isolati (*art. 25*).

Nei punti d'interruzione tali ferri dovevano essere sovrapposti per una lunghezza di 30 diametri legandoli insieme e piegandone l'estremità (*art. 10*).

Infine, vale la pena sottolineare che era necessario prendere opportuni provvedimenti onde evitare gli inconvenienti derivanti dalle variazioni di temperatura (*art. 15*).

A seguito del terremoto che interessò lo Stretto di Messina nel dicembre del 1908, ebbe inizio una copiosa legislazione in materia di edilizia antisismica.

I primi regolamenti contenevano norme rivolte esclusivamente ai territori già colpiti da eventi sismici. Quelle contenute nel RD **18 aprile 1909**, n. 193, riguardavano principalmente gli aspetti di seguito elencati:

- La scelta dei siti edificabili (divieto di costruire edifici su terreni paludosi, franosi, o atti a scoscendere, o sul confine fra terreni di natura o andamento diverso, o sopra un suolo a forte pendio, salvo nel caso di roccia compatta). Ciò testimonia come la necessità di una microzonazione del territorio fosse già avvertita nella cultura di quei tempi;
- Le altezze massime e il numero dei piani degli edifici (altezza *10 m*, due piani, un solo piano per gli edifici in muratura di pietra listata. Era ulteriormente ammesso un piano cantinato, se incassato nel terreno. Potevano essere concesse deroghe per speciali esigenze, previo parere del Consiglio Superiore dei LL.PP., purché, in ogni caso, gli edifici non fossero destinati ad uso di alberghi, scuole, ospedali, caserme, carceri e simili). Poiché la limitazione dell'altezza rappresentava il criterio fondamentale per

garantire la sicurezza delle costruzioni, veniva, dunque, sottolineata dalle norme la necessità di garantire un maggior grado di protezione sismica a particolari categorie di edifici, concetto importante che, successivamente, è rimasto abbandonato per lungo tempo;

- Prescrizioni di carattere urbanistico (larghezze delle strade e degli intervalli di isolamento);
- Idoneità dei sistemi costruttivi. In generale, anche per gli edifici in muratura, era previsto di affidare a un'ossatura metallica o in legno (muratura animata o baraccata), inglobata nella muratura stessa, la funzione di controventamento. L'uso della muratura ordinaria (muratura costituita da elementi a facce piane, collegati con malta, oppure da conci di pietra spaccata collegati con malta provvisti di listature in mattoni ogni 60 *cm*) era limitato agli edifici col solo piano terreno;
- Regole di buona costruzione. Numerose erano le prescrizioni riguardanti le fondazioni, i solai, gli aggetti, la qualità dei materiali, il posizionamento delle condutture. Ad esempio, negli edifici in muratura ordinaria erano prescritti spessori dei muri perimetrali non minori di un ottavo dell'altezza, immorsature dei muri perimetrali coi muri trasversali, questi ultimi posti a distanza non superiore a 5 *m*, catene sulla sommità dei muri maestri perimetrali e trasversali, travi dei solai poggianti sull'intero spessore dei muri e impalettate esternamente, travi continue, nel caso di fabbricati costituiti da corpi multipli;
- Prescrizioni inerenti i calcoli di stabilità. Nei calcoli di stabilità o resistenza delle costruzioni dovevano considerarsi:
 1. Le azioni statiche dovute al peso proprio e al sovraccarico, aumentate di una percentuale che rappresentasse l'effetto delle vibrazioni sussultorie;
 2. Le azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio simulate con accelerazioni applicate alle masse del fabbricato nelle due direzioni.

Si nota come, pur trattandosi di prescrizioni aventi carattere qualitativo, veniva comunque richiamata l'attenzione sulla natura dinamica dell'azione sismica.



Figura 1.4 Classificazione sismica alla fine del 1909.

Il **DLL 5 novembre 1916, n. 1526**, definì tali azioni anche sotto l'aspetto quantitativo. Nei calcoli dovevano considerarsi:

1. Le azioni statiche dovute al peso proprio e al sovraccarico (se avente carattere fisso o di lunga permanenza), aumentate del 50 % in modo da simulare l'effetto delle vibrazioni sussultorie;
2. Le azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, simulate con accelerazioni applicate orizzontalmente alle masse del fabbricato nelle due direzioni. I rapporti fra le forze orizzontali da introdurre convenzionalmente nei calcoli ed i corrispondenti pesi dovevano essere uguali a un ottavo per il piano terreno degli edifici, ad un sesto per il piano superiore.

Il **RDL 23 ottobre 1924, n. 2089**, stabilì espressamente che i calcoli degli edifici in cemento armato, o a struttura metallica, dovevano essere firmati da un ingegnere.

Nei calcoli non erano da considerarsi come agenti contemporaneamente le scosse sussultorie e quelle ondulatorie.

Per le costruzioni in cemento armato, venivano date numerose prescrizioni circa le "dimensioni delle membrature dell'ossatura per gli edifici di comune abitazione ". Riguardo ai solai si richiedeva, tra l'altro, che fossero idonei "a servire da controventamento ai muri ". In particolare, i ferri d'armatura dovevano essere collegati fra loro.

Il regolamento successivo, **RDL 4 settembre 1927**, apportò le seguenti novità.

Il peso proprio del conglomerato passò da 2500 a **2400** Kg/m^3 (art. 19).

Per calcolare la tensione ammissibile (*carico di sicurezza*) nelle membrature sollecitate a sforzo normale, bisognava dividere la $\sigma_{r,28}$ almeno per **4** (artt. 13 e 14); tale valore non doveva comunque superare il carico di **30** Kg/cm^2 per i conglomerati confezionati con cemento di 2^a qualità e di **40** Kg/cm^2 per quelli con cemento di 1^a qualità (sono qualità differenti di cemento a lenta presa e la differenza tra 1^a e 2^a qualità risiede nei valori minimi (della malta) di resistenza a trazione e compressione a 7 e 28 gg. (*parte I art.2*)). Nelle strutture inflesse i detti carichi potevano elevarsi rispettivamente a **40** e **50** Kg/cm^2 purché si trattasse di membrature di altezza non inferiore a *10 cm*. La tensione ammissibile doveva essere stabilita nel progetto, quella di rottura doveva accertarsi con certificato di un laboratorio ufficiale.

Il valore della $\tau_{c,0}$ era, indipendentemente dal conglomerato, pari a **2** Kg/cm^2 ; inoltre, non essendo citata la $\tau_{c,1}$ ($\tau_{c,1} = \infty$), non potevano esistere sezioni mal progettate a taglio (art. 17).

La resistenza a rottura del ferro venne innalzata da 3600 – 3400 Kg/cm^2 a **3800 – 5000** Kg/cm^2 . Il coefficiente di qualità fu sostituito dall'allungamento a rottura che non doveva mai essere inferiore rispettivamente al 27 % e 21 % (art. 16).

La tensione ammissibile del ferro omogeneo era al massimo **1200** Kg/cm^2 , mentre a taglio **960** Kg/cm^2 (art. 18). Il modulo di elasticità normale del cemento armato venne ridotto da $200 t/cm^2$ a **150** t/cm^2 (art. 32).

Nel caso di una soletta rinforzata da nervature, si ammetteva che partecipasse utilmente all'inflessione di quest'ultima soltanto una porzione di soletta la cui larghezza non superasse la minore delle seguenti dimensioni: l'interasse delle nervature, **16** volte lo spessore della soletta, **8** volte la larghezza della nervatura, **4** volte l'altezza della trave, incluso lo spessore della soletta (art. 23).

Per la prima volta vennero stabiliti dei limiti di armatura per i pilastri: quando il rapporto fra la lunghezza minima di inflessione e la minima dimensione trasversale non superava 15, l'armatura longitudinale di un pilastro sollecitato a pressione assiale non avrebbe dovuto avere sezione complessiva minore dell' **1 %** o dello **0,50 %** di quella del conglomerato, quando quest'ultima fosse stata rispettivamente non maggiore di $1600 cm^2$ o non minore di $6400 cm^2$. Per sezioni intermedie del conglomerato l'area complessiva dell'acciaio sarebbe variata linearmente fra i limiti su indicati. Le legature trasversali dei ferri di armatura del pilastro dovevano essere distribuite ad una distanza pari a **10** volte il diametro dei ferri (art. 28).

Le barre dovevano essere piegate all'estremità ad uncino rotondo con una luce interna uguale a **5** volte il diametro del tondino. Qualsiasi superficie metallica doveva distare dalle facce esterne del conglomerato almeno $0,8 cm$ se si trattava di soletta, e di $2 cm$ se di nervature. Fra le superfici delle barre di ferro vi doveva essere almeno, in ogni direzione, una distanza uguale al diametro delle stesse ed in ogni caso non inferiore a $2 cm$. Si faceva eccezione per le barre sovrapposte nelle travi inflesse, le quali venivano portate a contatto (art. 35).

In presenza di emanazioni gassose nocive alla costruzione, prudenza voleva che la distanza minima delle superfici metalliche dalle facce esterne del conglomerato fosse stata almeno $3,5 cm$ (art. 36).

Veniva specificato, inoltre, quale provvedimento da adottare nelle costruzioni di grandi dimensioni, l'uso di giunti di dilatazione al fine di ridurre gli effetti delle distorsioni termiche (art. 31).

Con il **RD 13 marzo 1927, n. 431**, le località colpite dai terremoti vennero distinte in due categorie, in relazione al “loro grado di sismicità” ed alla “loro costituzione geologica”. Di conseguenza, le prescrizioni erano differenziate per ciascuna categoria, in particolare quelle riguardanti le altezze massime degli edifici (in seconda categoria era ammesso realizzare tre piani o altezze di 12 m), le azioni di progetto e le regole di dimensionamento delle membrature.



Figura 1.5 Classificazione sismica alla fine del 1927.

Nel **RDL 29 luglio 1933, n. 1213**, i valori massimi della tensione ammissibile vennero portati rispettivamente a **50** e **65** Kg/cm^2 . La $\tau_{c,0}$ non avrebbe dovuto superare 2 Kg/cm^2 per il conglomerato di cemento Portland, d’alto forno e pozzolanico, e 4 Kg/cm^2 per **conglomerati di cemento ad alta resistenza o alluminosi**. In ogni caso la tensione massima tangenziale non avrebbe dovuto

superare 14 Kg/cm^2 (art. 17). Per quanto riguardava le **armature**, quando il rapporto fra la lunghezza libera di inflessione e la dimensione trasversale minima non superava 15, la sezione complessiva dell'armatura longitudinale di un pilastro sollecitato a pressione assiale non doveva essere inferiore all'1 % di quella del conglomerato per tutte le sezioni di area minore o uguale a 1600 cm^2 , a conferma delle normative precedenti, e allo **0,70 %** di quella del conglomerato per tutte le sezioni di area maggiore od uguale a 6400 cm^2 ; per sezioni comprese fra 1600 e 6400 cm^2 la percentuale suddetta variava con legge lineare. In ogni caso tale percentuale si applicava alla sezione di conglomerato considerata strettamente necessaria ai fini dello sforzo assiale.

Le legature trasversali dei ferri che armavano il pilastro dovevano essere distribuite ad una distanza inferiore alla minor dimensione della sezione del pilastro e comunque sempre inferiore a **10 volte il diametro dei ferri** (art. 29).

Un nuovo quadro normativo venne delineato dal **RDL 23 marzo 1935, n. 640**, *"Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti"*.

Nella prima parte del testo, riguardante le "norme per tutti i comuni del regno non colpiti dai terremoti" veniva fatto obbligo ai comuni di adottare un regolamento edilizio per l'osservanza delle buone regole dell'arte del costruire, in relazione anche ai materiali e ai sistemi costruttivi adottati nei loro rispettivi territori.

Seguivano una serie di indicazioni e prescrizioni di carattere generale riguardo alla idoneità dei siti, alle modalità di esecuzione delle fondazioni, dei solai e alla qualità dei materiali.

Si richiamava anche la necessità di tenere conto, nei calcoli, dell'azione del vento, di evitare le strutture spingenti, di eseguire cordoli sui muri in corrispondenza di ogni ripiano e al piano di gronda. Erano richiamate infine le altre normative sulle costruzioni: RD 27 luglio 1934, n. 1265 (T.U. leggi sanitarie), RD 29 luglio 1933, n. 1213, (norme per le costruzioni in cemento armato).

Relativamente alle località sismiche, furono stabiliti nuovi limiti di altezza per gli edifici:

- In prima categoria: 16 m - 4 piani, oltre il cantinato;
- In seconda categoria: 20 m - 5 piani, oltre il cantinato.

Tali limiti, come nelle precedenti norme, erano derogabili in casi eccezionali previo parere del Consiglio Superiore dei LL.PP.; tuttavia, non era più prevista l'assoluta inderogabilità per gli edifici aventi particolari destinazioni d'uso (ospedali, caserme, alberghi, ecc.).

Scompariva anche la precisazione riguardo alle caratteristiche del piano cantinato (se incassato o meno nel terreno).



Figura 1.6 Classificazione sismica alla fine del 1935.

Gli edifici in muratura armata non erano più espressamente citati; veniva stabilito che gli edifici, salvo quelli in muratura ordinaria o in legno, dovevano essere realizzati con strutture atte a resistere contemporaneamente a sollecitazioni di compressione o trazione, flessione e taglio.

In prima categoria l'uso della muratura ordinaria era consentito per gli edifici "a solo pianterreno, anche se cantinato "; in seconda categoria per gli edifici di altezza fino a 12 m.

Nel rispetto di ulteriori prescrizioni, si potevano realizzare, in prima categoria, edifici in muratura ordinaria a due piani, oltre il cantinato (altezza media non superiore a 8 m).

Le sporgenze dei balconi erano ammesse fino a 1 m; il peso dei materiali di copertura, nel caso di tetti a falde, non poteva eccedere i $70 \text{ Kg}/\text{m}^2$.

Per gli edifici con intelaiatura metallica, era richiesto di adottare opportune accortezze per impedire eventuali dissesti in caso d'incendio.

Riguardo agli edifici in cemento armato il testo non conteneva più le regole di dettaglio per il dimensionamento delle membrature (come già accennato, venivano espressamente richiamate le specifiche norme di cui al RD 29 luglio 1933, n. 1213).

Nel paragrafo relativo ai calcoli di stabilità veniva, tra l'altro, messo in rilievo che "di norma le strutture asismiche debbono essere considerate come sistemi elastici costituiti da travi e pilastri solidali tra loro (telai) e calcolati coi metodi della scienza delle costruzioni relativi ai sistemi staticamente indeterminati, sia per le sollecitazioni derivanti dai carichi verticali, sia per quelle derivanti dalle forze orizzontali. Nel calcolo dei telai multipli era ammesso tuttavia trascurare le deformazioni derivanti dalle sollecitazioni al taglio e dalle sollecitazioni assiali".

Altre indicazioni venivano poi fornite riguardo all'eventuale presenza di sistemi d'irrigidimento dei telai (diagonali metalliche o in cemento armato, pareti).

Per quanto riguardava l'azione verticale di progetto era ridotto al 40 % (25 % in seconda categoria) l'incremento del peso proprio e del sovraccarico accidentale che simulava le azioni sismiche verticali.

Per il computo delle forze orizzontali il carico accidentale era limitato ad un terzo di quello massimo assunto per il calcolo delle singole strutture, sempreché il carico totale così considerato non risultasse inferiore a due terzi della somma del peso permanente e del carico accidentale massimo.

Veniva quindi ridotto a 0,1 (0,07 in seconda categoria) il coefficiente per l'azione orizzontale, costante su tutta l'altezza dell'edificio.

Venne introdotto, quindi, nel 1935 il concetto di limitare ad un terzo il carico accidentale per la determinazione delle masse presenti nella costruzione e tramite

le quali venivano valutate le forze statiche equivalenti, sia verticali che orizzontali, riproducenti convenzionalmente l'effetto del sisma, concetto ancora oggi valido.

Tali semplificazioni (forze statiche equivalenti costanti su tutta l'altezza dell'edificio) portarono, d'altro canto, a trascurare la natura dinamica dell'azione sismica (soltanto nelle norme del 1975 si recupera una definizione delle azioni più aderente alla realtà fisica del fenomeno).

La legge del 1935 introdusse inoltre l'obbligo di presentare all'Ufficio del Genio Civile un progetto completo delle opere da realizzare, all'atto della denuncia dei lavori. Erano previste ammende, in caso di contravvenzione. Scomparve l'ipotesi di temporanea sospensione dall'esercizio della professione o dell'arte.

Nella trattazione dell'evoluzione delle normative tecniche ci si deve soffermare sul **RDL 16 novembre 1939**, la cui importanza è da ricercare nella sua longevità. Rimasto in vigore per oltre 30 anni, dalla pubblicazione fino al 1° gennaio 1973, è stato poi sostituito dal **DM 30 maggio 1972, n. 9161**, preceduto dalla **legge 5 novembre 1971, n. 1086**, che obbligava il Ministero dei LL. PP. ad emanare ogni due anni un decreto di aggiornamento delle norme stesse.

La resistenza del conglomerato era valutata calcolando la media su **tutti** i 4 provini (*art. 13*).

La $\sigma_{r,28}$ doveva essere almeno **tripla** del carico di sicurezza $\sigma_{c,a}$ adottato nei calcoli; tale resistenza non doveva mai essere inferiore a 120 Kg/cm^2 per conglomerati di cemento normale, e a 160 Kg/cm^2 per conglomerati ad alta resistenza o alluminoso (*art. 16*).

R. DECRETO 10/1/1997	R. DECRETO LEGGE 7/9/1928 n. 1431 Prescrizioni per l'esecuzione degli agglomerati idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio	R. DECRETO LEGGE 23/5/1932 n. 832 Norme per l'esecuzione dei leganti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio	R. DECRETO LEGGE 29/7/1933 n. 1213 Norme per l'esecuzione dei leganti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio	R. DECRETO LEGGE 16/11/1939 n. 2229 Norme per l'esecuzione dei leganti idraulici
Classificazione	Cefo idrauliche ad emulsionamento idrauliche Cementi a rapida presa Cementi lenta presa (Portland)	Cefo idrauliche Cefo emulsionamento idrauliche Cementi a rapida presa Cementi lenta presa	Cefo - idraulica - emulsionamento idraulica Cementi - a rapida presa - a lenta presa (Portland, d'alto forno, pozzolane (normale e A.R.), alluminosa) Agglomerati cementizi - a rapida presa - a lenta presa	Cementi - Portland (normale e A.R.) - pozzolano (normale e A.R.) - d'alto forno (normale e A.R.) - alluminoso Agglomerati cementizi - a lenta presa - a rapida presa
Regimi di accettazione dei cementi	Resistenza a trazione e compressione dei cementi a lenta presa (kg/cm ²) Trazione: - 16 (7 gg) - 20 (28 gg) Compressione: - 180 (7 gg) - 220 (28 gg)	Resistenza a trazione e compressione dei cementi a lenta presa (kg/cm ²) Trazione: - 18 (7 gg) - 22 (28 gg) Compressione: - 180 (7 gg) - 240 (28 gg)	Resistenza a trazione e compressione dei cementi (kg/cm ²) - a resistenza normale trazione: 18 (7 gg); 22 (28 gg) compressione: 180 (7 gg); 240 (28 gg) - ad alta resistenza trazione: 20 (3 gg); 25 (7 gg); 30 (28 gg) compressione: 250 (3 gg); 350 (7 gg); 500 (28 gg)	Resistenza a trazione e compressione dei cementi (kg/cm ²) - a resistenza normale trazione: 23 (7 gg); 30 (28 gg) compressione: 350 (7 gg); 450 (28 gg) - ad alta resistenza trazione: 20 (3 gg); 30 (7 gg); 35 (28 gg) compressione: 250 (3 gg); 450 (7 gg); 600 (28 gg)
				Resistenza a trazione e compressione dei cementi a lenta presa (kg/cm ²) Trazione: trazione: 20 (7 gg); 32 (28 gg) compressione: 300 (7 gg); 500 (28 gg) - ad alta resistenza: trazione: 21 (3 gg); 31 (7 gg); 37 (28 gg) compressione: 290 (3 gg); 500 (7 gg); 680 (28 gg)

Qualità dei materiali	cimento: impiego esclusivo di cemento tipo Portland inerti: dim. max. ghiaia 50 mm dosatura normale c/c: 300 kg cemento; 0,4 m ³ sabbia; 0,8 m ³ ghiaia resistenza cubica c/c a 28 gg > 150 kg/cm ² per altre dosature > 5 volte il carico di sicurezza del calcolo armatura: ferro colato od omogeneo resistenza a trazione 36 - 45 kg/mm ² allungamento a rottura: 25 - 20%	cimento: impiego esclusivo di cemento a lenta presa inerti: dim. max. ghiaia 30 mm o 50 mm dosatura normale c/c: 300 kg cemento; 0,4 m ³ sabbia; 0,8 m ³ ghiaia composizione c/c: - terra (15% acqua) - plastico (1,5% acqua) - fluido (20% acqua) resistenza cubica c/c: su serie di 4 cubetti a 28 gg (media dei 3 risultati maggiori) > 0,8 del valore medio armatura: ferro colato od omogeneo (acciaio estradolce) resistenza a trazione 38 - 50 kg/mm ² allungamento a rottura: 27 - 21%	cimento: impiego esclusivo di cemento a lenta presa inerti: dim. max. ghiaia 30 o 50 mm dosatura normale c/c: 300 kg cemento; 0,4 m ³ sabbia; 0,8 m ³ ghiaia composizione c/c: - terra (12% acqua) - plastico (1,5% acqua) - fluido (18% acqua) resistenza cubica c/c: su serie di 4 cubetti a 28 gg (media dei 3 risultati maggiori) armatura: ferro colato od omogeneo (acciaio estradolce) resistenza a trazione 38 - 50 kg/mm ² allungamento a rottura: 27 - 21%	cimento: impiego esclusivo di cemento a lenta presa inerti: dim. max. ghiaia 30 o 50 mm dosatura normale c/c: 300 kg cemento; 0,4 m ³ sabbia; 0,8 m ³ ghiaia composizione c/c: - terra (12% acqua) - plastico (1,5% acqua) - fluido (18% acqua) resistenza cubica c/c: su serie di 4 cubetti a 28 gg (media dei 3 risultati maggiori) armatura: ferro colato od omogeneo (acciaio estradolce) resistenza a trazione 38 - 50 kg/mm ² allungamento a rottura: 27 - 21%	cimento: impiego esclusivo di cemento a lenta presa inerti: inclusionsi delle curve granulometriche (diam. max. 3 mm per sabbia e 30 mm per ghiaia) dosatura: min 300 kg cemento/m ³ di inerte prelievo cubetti: almeno 4 ogni 500 m ³ di getto resistenza cubica c/c: su serie di 4 cubetti a 28 gg (media dei 3 risultati maggiori) deve risultare almeno tripla del carico di sicurezza e sempre > 120 kg/cm ² per c/c con cemento normale e 160 kg/cm ² per c/c con cemento ad alta resistenza armatura: acciaio dolce, acciaio semiduro o acciaio duro resistenza a trazione: carico di rottura (kg/mm ²): 42 - 50 (acciaio dolce); 50 - 60 (acciaio semiduro); 60 - 70 (acciaio duro) limite di snervamento min (kg/mm ²): 25 (acciaio dolce); 27 (acciaio semiduro); 31 (acciaio duro) allung. rottura min (%): 20 (acciaio dolce); 16 (acciaio semiduro); 14 (acciaio duro)
Nome di progettazione	Carico sicurezza c/c (kg/cm ²): compressione $\sigma_c = \sigma_{cm} / 5$ Carichi sicurezza armature metalliche: 1500 kg/cm ² $n \cdot E_s E_a = 10$	Carico sicurezza c/c (kg/cm ²): compressione $\sigma_c = \sigma_{cm} / 4$ tagli: $\tau = 2$ (c/c con cemento normale); 4 (c/c con cemento ad alta resistenza) Carichi sicurezza armature metalliche: 1200 kg/cm ² $n \cdot E_s E_a = 10$ armatura minima pilastri rettangolari $A_s < 1,0\% A_c$ ($A_c < 3600$ cm ²) $A_s < 0,7\% A_c$ ($A_c > 6400$ cm ²) Peso delle staffe nei pilastri: $p < a \cdot 10 \phi$ coeff. di dilatazione lineare: 0,000012 giunti di dilatazione: non indicati la distanza max. minio: 0,15 mm modulo elastico c/c: 15000 kg/cm ²	Carico sicurezza c/c (kg/cm ²): compressione $\sigma_c = \sigma_{cm} / 4$ tagli: $\tau = 2$ (c/c con cemento normale); 4 (c/c con cemento ad alta resistenza) Carichi sicurezza armature metalliche: 1200 kg/cm ² $n \cdot E_s E_a = 10$ armatura minima pilastri rettangolari $A_s < 1,0\% A_c$ ($A_c < 3600$ cm ²) $A_s < 0,7\% A_c$ ($A_c > 6400$ cm ²) Peso delle staffe nei pilastri: $p < a \cdot 10 \phi$ coeff. di dilatazione lineare: 0,000012 giunti di dilatazione: non indicati la distanza max. minio: 0,15 mm modulo elastico c/c: 20000 kg/cm ²	Carico sicurezza c/c (kg/cm ²): compressione $\sigma_c = \sigma_{cm} / 4$ tagli: $\tau = 2$ (c/c con cemento normale); 4 (c/c con cemento ad alta resistenza) Carichi sicurezza armature metalliche: 1200 kg/cm ² $n \cdot E_s E_a = 10$ armatura minima pilastri rettangolari $A_s < 1,0\% A_c$ ($A_c < 3600$ cm ²) $A_s < 0,7\% A_c$ ($A_c > 6400$ cm ²) Peso delle staffe nei pilastri: $p < a \cdot 10 \phi$ coeff. di dilatazione lineare: 0,000012 giunti di dilatazione: non indicati la distanza max. minio: 0,15 mm modulo elastico c/c: 20000 kg/cm ²	Carico sicurezza c/c (kg/cm ²): compressione $\sigma_c = \sigma_{cm} / 3$ tagli: $\tau = 4$ (c/c con cemento normale); 6 (c/c con cemento ad alta resistenza) Carichi di sicurezza arm. metalliche (kg/cm ²): acciaio dolce: 1400 e $\sigma_{adm} / 2$ acciaio semiduro e duro: 2000 e $\sigma_{adm} / 2$ $n \cdot E_s E_a = 10$ c/c con cemento normale $n \cdot E_s E_a = 8$ c/c con cemento ad alta resist. $n \cdot E_s E_a = 6$ c/c con cemento alluminoso armatura minima pilastri rettangolari $A_s < 0,8\% A_c$ ($A_c < 2000$ cm ²) $A_s < 0,5\% A_c$ ($A_c > 8000$ cm ²) Peso delle staffe nei pilastri: $p < a \cdot 2 < 10 \phi$ coefficiente di dilatazione lineare: 0,000014 giunti di dilatazione: max. 50 cm inerte assorbito a $\Delta T = 20^\circ C$ o $10^\circ C$ per % di umidità variabile dal 7% al 2% modulo elastico c/c: determinato sperimentalmente
Nome di esecuzione	Sovrapposizione ferri: min 30φ Copertura: min 0,8 cm soletta e 2 cm nervature (arbitraria normale) min 3,5 cm (calcestruzzo a gas reattivi) Diametro: sponde cassetto: min 5 gg solette: min 10 gg panelli: min 30 gg	Sovrapposizione ferri: min 30φ Copertura: min 0,8 cm soletta e 2 cm nervature (arbitraria normale) min 3,5 cm (calcestruzzo a gas reattivi) Diametro (c/c con cemento normale): sponde cassetto: min 5 gg solette: min 10 gg panelli: min 30 gg	Sovrapposizione ferri: min 30φ Copertura: min 0,8 cm soletta e 2 cm nervature (arbitraria normale) min 3,5 cm (calcestruzzo a gas reattivi) Diametro (c/c con cemento normale): sponde cassetto: min 5 gg solette: min 10 gg panelli: min 30 gg	Sovrapposizione ferri: min 30φ Copertura: min 0,8 cm soletta e 2 cm nervature (arbitraria normale) min 3,5 cm (calcestruzzo a gas reattivi) Diametro (c/c con cemento normale): sponde cassetto: min 5 gg solette: min 10 gg panelli: min 30 gg	Sovrapposizione ferri: min 30φ Copertura: min 0,8 cm soletta e 2 cm nervature (arbitraria normale) min 3,5 cm (calcestruzzo a gas reattivi) Diametro (c/c con cemento normale): sponde cassetto: min 5 gg solette: min 10 gg panelli: min 30 gg
Nome di collaudo	Prove di carico non prima 90 gg Frecce permanenti < 30% frecce totali e assenza di fessurazioni Frecce subito innestate: $f < 1/1000$	Prove di carico non prima 90 gg Frecce permanenti < 30% frecce totali e assenza di fessurazioni Deflessione elastica misurata non maggiore di quella calcolata	Prove di carico non prima 90 gg Frecce permanenti < 30% frecce totali e assenza di fessurazioni Deflessione elastica misurata non maggiore di quella calcolata	Prove di carico non prima 90 gg Frecce permanenti < 30% frecce totali e assenza di fessurazioni Deflessione elastica misurata non maggiore di quella calcolata	Prove di carico non prima 90 gg Collaudo sulle staffe con il confronto tra deflessioni elastiche misurate e calcolate

Figura 1.7 Quadro sinottico dei regolamenti 1907/1939.

L'armatura del conglomerato era normalmente costituita da acciaio dolce (cosiddetto ferro omogeneo) oppure da acciaio semiduro o duro, in barre tonde

prive di difetti; la lunghezza utile per la misura dell'allungamento percentuale di rottura doveva essere 10 volte il diametro del provino (art. 17).

Il carico di sicurezza delle armature metalliche sollecitate a trazione non doveva superare 1400 Kg/cm^2 per l'acciaio dolce e 2000 Kg/cm^2 per l'acciaio semiduro e duro.

Le membrature di sezione quadrata o poligonale regolare sollecitate a pressione assiale centrata od eccentrica dovevano avere un'armatura longitudinale con sezione non inferiore allo 0,8 % di quella del conglomerato strettamente necessaria, quando questa fosse minore di 2000 cm^2 e non inferiore allo 0,5 % della sezione di conglomerato strettamente necessaria, quando questa fosse maggiore di 8000 cm^2 , adottando per i casi intermedi la variazione lineare.

Dovevano essere munite di conveniente staffatura, continua o discontinua, con passo o distanza non superiore alla **metà** della dimensione minima della sezione né a 10 volte il diametro dei ferri dell'armatura longitudinale. Quando la lunghezza libera di inflessione di una membratura superava 15 volte la dimensione minima della sua sezione trasversale, occorreva verificare la stabilità al carico di punta (art. 30).

Si assumeva il peso proprio del conglomerato armato, cioè compreso il peso dei ferri, pari a 2500 Kg/m^3 (art. 20).

La **Circolare 23 maggio 1957, n. 1472**, "*Armatura delle strutture in cemento armato*", oltre ad abrogare tutti i suggerimenti dati dalle precedenti nel campo dell'acciaio, ha rivestito un ruolo importantissimo per l'uso di tale materiale.

Vista la sua brevità e la sua attinenza all'argomento si preferisce riportarla integralmente senza parafrasarla.

Per tutte le armature delle strutture in cemento armato possono essere impiegati soltanto acciai Aq 42, Aq 50 e Aq 60 (UNI T 743) sia in tondo sia in forma speciale.

Per gli acciai in tondo, la tensione non deve superare il 50 % del carico di snervamento e, in ogni caso, i valori seguenti:

Aq 42	→	1400 Kg/cm ²
Aq 50	→	1600 Kg/cm ²
Aq 60	→	1800 Kg/cm ²

Per gli acciai Aq 50 e Aq 60 le sollecitazioni sopra indicate possono adottarsi per diametri non superiori a 30 mm e purché si impieghi conglomerato almeno di classe R200 nel caso di sezione rettangolare e conglomerato di classe R250 nel caso di sezione a T.

Per gli acciai di forma speciale ad aderenza migliorata (ritorti, sagomati, ecc.) la tensione ammissibile non deve superare il 50 % del carico di snervamento né il 40 % del carico di rottura con la condizione che l'allungamento di rottura non sia inferiore al 12 %.

La tensione ammissibile per detti acciai non deve inoltre superare il valore di **2200 Kg/cm²**.

Si potrà superare tale valore fino a un massimo di **2400 Kg/cm²** soltanto se nei calcoli si debba anche tener conto degli effetti delle variazioni termiche e del ritiro e se la eventuale fessurazione del conglomerato non risulti di pregiudizio all'opera. In questo caso occorre sempre verificare che il valore di 2200 Kg/cm² non sia superato quando si prescindano da tali effetti.

Per tensioni fino a 2200 Kg/cm² si dovrà impiegare conglomerato almeno di classe R250 - Per tensioni fra 2200 e 2400 Kg/cm² si dovrà impiegare conglomerato di classe R 350.

Con la legge del **25 novembre 1962, n. 1684**, eliminati gli effetti sismici in direzione verticale (tranne che per le strutture a sbalzo), vennero ritoccate le aliquote di carico accidentale da considerare ai fini della valutazione degli effetti del sisma ("per il computo delle forze orizzontali il carico accidentale deve essere limitato ad un terzo di quello assunto nel progetto. Detto carico accidentale va considerato

integralmente nei casi particolari di immagazzinamento di merci, liquidi, macchine e simili”).

Le strutture dovevano essere calcolate per forze orizzontali comunque dirette, valutando, sia pure con procedimenti approssimati, la distribuzione di dette forze tra i vari elementi, in ragione della loro rigidezza.

Riguardo alle limitazioni di altezza in funzione della larghezza stradale, le nuove costruzioni dovevano avere, verso la prospiciente strada, altezza non maggiore di due volte la larghezza della strada stessa (nel 1935 questo rapporto era di una volta e mezzo). In prima categoria l'altezza dei nuovi edifici non doveva eccedere 21 m - 6 piani, oltre un piano seminterrato o cantinato alto non più di 4 m, mentre in seconda categoria detta altezza non doveva superare 24,50 m - 7 piani, oltre un piano seminterrato o cantinato. Erano disciplinati dettagliatamente gli intervalli di isolamento (spazi sottratti al pubblico transito).

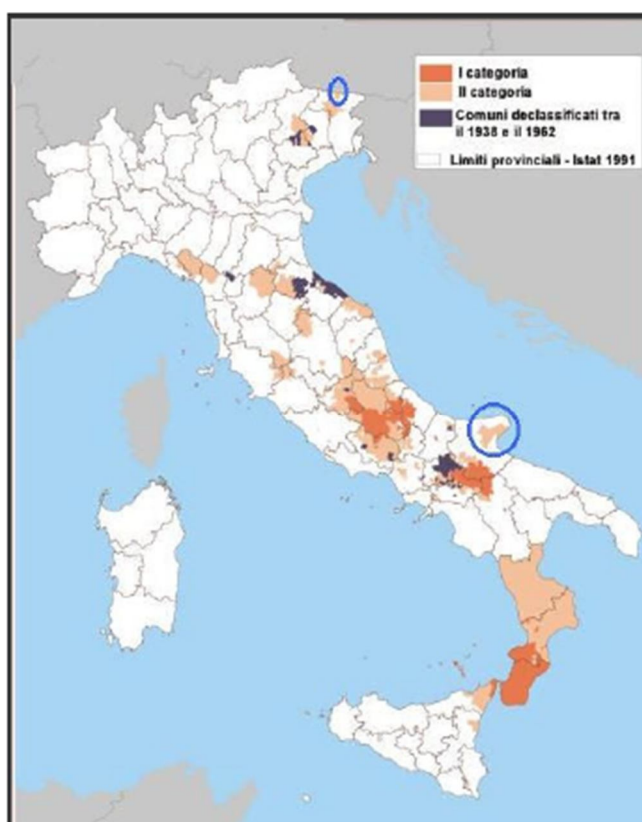


Figura 1.8 Classificazione sismica alla fine del 1962.

Le costruzioni in legname erano ammesse soltanto in linea eccezionale previo motivato nulla osta dell'Ufficio del Genio Civile.

Precisato che gli edifici potevano essere costruiti con muratura non intelaiata, la norma ne ammetteva quindi l'utilizzo fino a due piani (oltre il cantinato), in prima categoria, e fino a tre piani (oltre il cantinato) in seconda categoria. Per la muratura di pietrame listata era, invece, previsto un piano in meno.

Le strutture a sbalzo non erano generalmente permesse; tuttavia erano consentiti "*protendi menti*" fino a 1 m per tetti e cornicioni e a 1 m per i balconi (non tamponati) purché le strutture in aggetto fossero solidamente connesse alla struttura resistente dell'edificio. Per tenere conto dell'azione sussultoria dette strutture dovevano essere calcolate con una maggiorazione del carico permanente e accidentale del 40 %.

Eccezionalmente (per edifici pubblici, purché non adibiti a luogo di riunione) erano previste deroghe riguardo alle altezze e al numero dei piani. In tali casi, doveva aversi particolare riguardo alle fondazioni, in relazione alla natura e morfologia del terreno, e i calcoli di stabilità dovevano essere adeguati alle maggiori altezze, con un congruo aumento del coefficiente sismico.

Era, inoltre, ammessa una riduzione dei coefficienti sismici qualora le caratteristiche geomorfologiche della zona fossero risultate particolarmente favorevoli in base ad una relazione geologica, redatta da persona di riconosciuta competenza in materia, sulle caratteristiche del suolo e sul suo prevedibile comportamento nei riguardi delle azioni sismiche.

Infine, erano date dalla stessa legge, numerose indicazioni di carattere costruttivo, ispirate a criteri di buon senso e alle buone regole dell'arte.

La **legge 2 febbraio 1974, n. 64**, ha innovato fortemente il quadro normativo che attiene alla sicurezza delle costruzioni, sia in generale che per le zone sismiche.

Anzitutto è opportuno ricordare che questa legge ha risentito, durante la sua fase di formazione, degli effetti del processo di attuazione del decentramento amministrativo già avviato dal DPR 14 gennaio 1972, n. 8, in particolare per quanto riguardava il trasferimento delle competenze dello Stato in materia urbanistica alle Regioni. Di ciò ha dovuto tener conto la nuova legge nel disciplinare aspetti che potessero interferire con la disciplina urbanistica, generale e di settore (ad esempio,

questioni riguardanti l' idoneità dei siti all' edificazione, le larghezze stradali, le altezze degli edifici in rapporto alla larghezza delle strade, gli intervalli di isolamento). Una nuova formulazione hanno assunto anche le disposizioni concernenti gli adempimenti amministrativi, le deroghe, ecc.

La legge 64, a differenza delle precedenti, non contiene più precise prescrizioni da seguire per le costruzioni in zone sismiche, ma rinvia alla disciplina di specifiche norme tecniche da emanarsi da parte del Ministero dei lavori pubblici, di concerto col Ministero dell' interno, e da aggiornarsi, eventualmente, ogni qual volta sia necessario, in relazione al progredire delle conoscenze dei fenomeni sismici.

Vengono però stabiliti dalla legge stessa gli argomenti che dovranno essere disciplinati dalle norme tecniche e vengono fornite indicazioni di carattere generale.

Nel **1975**, con **decreto del 3 marzo**, è stata emanata la prima normativa sismica in forza dell' art. 3 della legge 64/74; detta normativa è stata successivamente aggiornata con i decreti 19 giugno 1984, 29 gennaio 1985, 24 gennaio 1986 e 16 gennaio 1996. Sotto il profilo culturale, la normativa di cui al decreto del 3 marzo 1975 si distingue essenzialmente per l' introduzione dello spettro di risposta in funzione del periodo proprio della struttura e la possibilità di eseguire l' analisi dinamica. Torna quindi in evidenza il carattere dinamico dell' azione sismica, anche se il livello delle azioni è fissato in maniera convenzionale e sostanzialmente pari a quello già adottato nel 1935.



Figura 1.9 Classificazione sismica alla fine del 1975.

E' interessante notare a proposito della valutazione degli spostamenti, la precisazione -a livello decisamente istruttivo- circa la fuoriuscita della struttura dal campo elastico lineare quando è soggetta alle azioni del sisma più gravoso cui essa deve resistere.

La norma affermava che dette verifiche specifiche andavano effettuate "se necessario", lasciando quindi alla consapevolezza e responsabilità del progettista la decisione di effettuarle o meno.

Al punto C.3 del decreto ministeriale erano contenute le prescrizioni sull'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale. Confermando il criterio di sicurezza già adottato nella precedente legge 1684 del 1962, veniva riaffermato nei Comuni ubicati in zone sismiche (indifferentemente per $S = 9$ e $S = 12$) il rapporto 2/1 tra altezza dell'edificio e larghezza della strada.

Tali prescrizioni riguardavano tuttavia soltanto gli edifici con più di due piani.

Quanto alla larghezza degli intervalli d'isolamento (distanza minima fra i muri frontali di due edifici, separati da spazi chiusi alla pubblica circolazione dei veicoli e/o dei pedoni), si rinviava a quanto prescritto dai regolamenti comunali.

Il **DM 19 giugno 1984** apportò due significative modifiche al suddetto punto C.3. La prima consisteva in un'ulteriore limitazione per gli edifici prospettanti su strade di larghezza inferiore ai dieci metri, i quali non solo, come già stabilito, non potevano elevarsi per più di due piani, ma la loro altezza non poteva superare i 7 metri. La seconda consisteva in una sorta di deroga, che permetteva, limitatamente alle zone con grado di sismicità $S = 9$, di realizzare edifici, su strade di larghezza inferiore ai dieci metri, di tre piani in elevazione e comunque di altezza massima pari a 10 m, purché con le prescrizioni relative a $S = 12$.

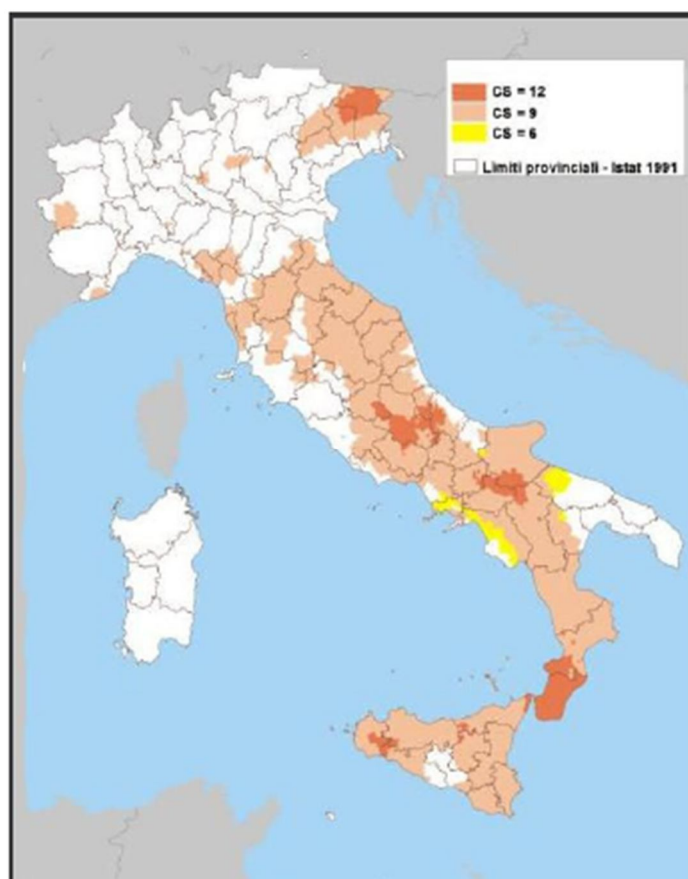


Figura 1.10 Classificazione sismica alla fine del 1984.

La normativa del 1984 ripropose anche il concetto di differenziare il livello di protezione sismica per particolari categorie di edifici. A tal fine era previsto un

coefficiente maggiorativo dell'azione sismica, pari a 1,2 per le opere che presentavano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, pari a 1,4 per quelle la cui resistenza al sisma era di importanza primaria per le necessità della protezione civile.

L'aggiornamento effettuato col DM **16 gennaio 1996** è avvenuto sullo stesso impianto delle precedenti norme. Sono presenti, tuttavia, alcune interessanti novità. Innanzi tutto la norma consente di utilizzare anche nelle zone classificate sismiche il metodo di verifica agli stati limite in aggiunta a quello delle tensioni ammissibili. Ciò in armonia con la normativa per le costruzioni in cemento armato e in acciaio (DM 9 gennaio 1996), che ha permesso di utilizzare, per la prima volta in Italia, gli Eurocodici EC2 ed EC3 (riguardanti, rispettivamente, la progettazione delle strutture in calcestruzzo ed in acciaio).

L'introduzione nella normativa sismica del metodo agli stati limite è stata comunque improntata sia all'esigenza di mantenere l'impostazione originaria della norma, sia al conseguimento di una sostanziale equiparazione dei livelli di sicurezza, nei riguardi delle azioni sismiche, ottenibili col metodo delle tensioni ammissibili.

Tra i criteri generali di progettazione è prevista, tra l'altro, la possibilità di realizzare, previa dichiarazione di idoneità da parte del Consiglio Superiore dei lavori pubblici, costruzioni dotate di sistemi di isolamento sismico o di dispositivi per la dissipazione dell'energia trasmessa dal sisma (apposite linee guida sono state emanate con circolare del 28.10.96, n. 256, emanata dal Consiglio Superiore dei lavori pubblici).

Anche le disposizioni relative agli edifici in muratura sono state riviste per renderle più coerenti con la normativa generale per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura di cui al DM 20 novembre 1987. Nella versione attuale, consentono inoltre una maggiore libertà progettuale giacché è prevista, per la verifica sismica delle nuove costruzioni la possibilità di adottare gli stessi criteri di calcolo già in uso per le verifiche sugli edifici esistenti.

Nel 2003, subito dopo i fatti di San Giuliano, il Dipartimento della Protezione Civile ha emesso un'Ordinanza, in linea con l'Eurocodice 8, per la sicurezza della costruzioni in zona sismica (all'interno c'è anche un capitolo sugli edifici esistenti)

che mette in luce la necessità di un radicale aggiornamento del quadro normativo italiano. Tutto il territorio nazionale è considerato sismico, e viene suddiviso in 4 zone: le prime 3 effettivamente sismiche, la quarta propriamente non sismica, ma per la quale bisogna prevedere, comunque, un minimo di forze orizzontali.

Lo scopo delle norme è di assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi della protezione civile.

In aggiunta alle prescrizioni contenute in tali norme, le strutture devono soddisfare le prescrizioni contenute nella normativa vigente relativa alle combinazioni di carico non sismiche.

“Il sovrapporsi negli anni di Decreti e Circolari fa perdere il significato di essenzialità della norma con l’aggravante dell’introduzione di una non ponderata possibilità di utilizzare alternativamente codici non definiti nella struttura e nella forma di una norma e, redatti con altri scopi e finalità”. E’ stato, pertanto, redatto un Testo Unitario caratterizzato da coerenza, chiarezza, univocità, sinteticità, improntato al più moderno indirizzo di normazione prestazionale, piuttosto che prescrittiva e di semplificazione legislativa.

Il Testo Unitario, che ha l’obiettivo di identificare in modo chiaro i livelli di sicurezza e le prestazioni delle costruzioni, unifica sia le norme relative al comportamento e alla resistenza dei materiali e delle strutture, sia quelle relative alla definizione delle azioni e dei loro effetti sulle strutture stesse, in modo da valutare la sicurezza delle costruzioni ai fini della Pubblica incolumità e della conservazione delle costruzioni.

La norma definisce i principi fondamentali per la valutazione della sicurezza e per l’identificazione delle prestazioni delle strutture. Introduce il principio della vita utile di progetto delle opere e definisce due Classi di opere, differenziate da una diversa vita utile e condizioni di cimento statico. Il testo codifica i modelli per la descrizione delle azioni ambientali e naturali, delle azioni accidentali nonché quelle antropiche per le opere civili ed industriali, stradali e ferroviarie.

Le Norme per le Costruzioni, distinte per i diversi materiali, definiscono le procedure ed i metodi per calcolare la resistenza e la sicurezza degli elementi strutturali nei

vari materiali. Trattano la valutazione della sicurezza e delle prestazioni delle opere interagenti con i terreni e con le rocce.

Per quanto riguarda il Collaudo Statico, codifica i metodi e le procedure per il giudizio dell'opera costruita. Indica, inoltre, le procedure e le metodologie per la valutazione del livello di sicurezza delle costruzioni esistenti.

Vengono stabilite le regole di qualificazione, certificazione ed accettazione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale, rese coerenti con le principali disposizioni comunitarie in materia.

E' introdotta l'obbligatorietà della compilazione della Relazione generale, in cui il Committente ed il Progettista devono dichiarare a priori i livelli di sicurezza delle opere, le condizioni di esercizio, la durabilità, la vita di servizio dell'opera e la sua classe di appartenenza.

Le previsioni relative alla sicurezza ed al comportamento dell'opera, almeno durante la sua vita utile, sono, però, basate anche sul bagaglio culturale e l'onestà intellettuale dei Tecnici che gestiscono il processo dall'idea progettuale all'opera costruita ed utilizzata.

La complessità dell'evoluzione storica a cui si è fatto cenno e l'accelerazione che ha subito l'unificazione europea ha determinato un quadro operativo della normativa italiana, dopo il gennaio 1996, piuttosto articolato. Sono attualmente praticabili tutti gli approcci di cui, come abbiamo visto, si è progressivamente arricchita la cultura tecnica. Il progettista trova a sua disposizione tutte le strategie operative; egli può, infatti, seguire la filosofia delle "tensioni ammissibili" ovvero quella del metodo semiprobabilistico agli stati limite" (legittimato in zona sismica solo dal "96) ed in entrambi i casi può optare per un'analisi statica (che la norma europea più opportunamente definisce "dinamica semplificata") ovvero ricorrere all'analisi dinamica modale; non è infine escluso in linea di principio anche l'utilizzo dell'analisi dinamica al passo. Nel D.M. 96, però, non viene menzionata la duttilità della struttura, assumendo implicitamente una duttilità pari a 5, senza far alcuna distinzione tra strutture regolari e irregolari.

Le conoscenze nel settore della pericolosità sismica erano decisamente aumentate e pertanto la Commissione Grandi Rischi incaricò un Gruppo di Lavoro (SSN-GNDT-INGV) per la redazione di una proposta di riclassificazione del territorio italiano.

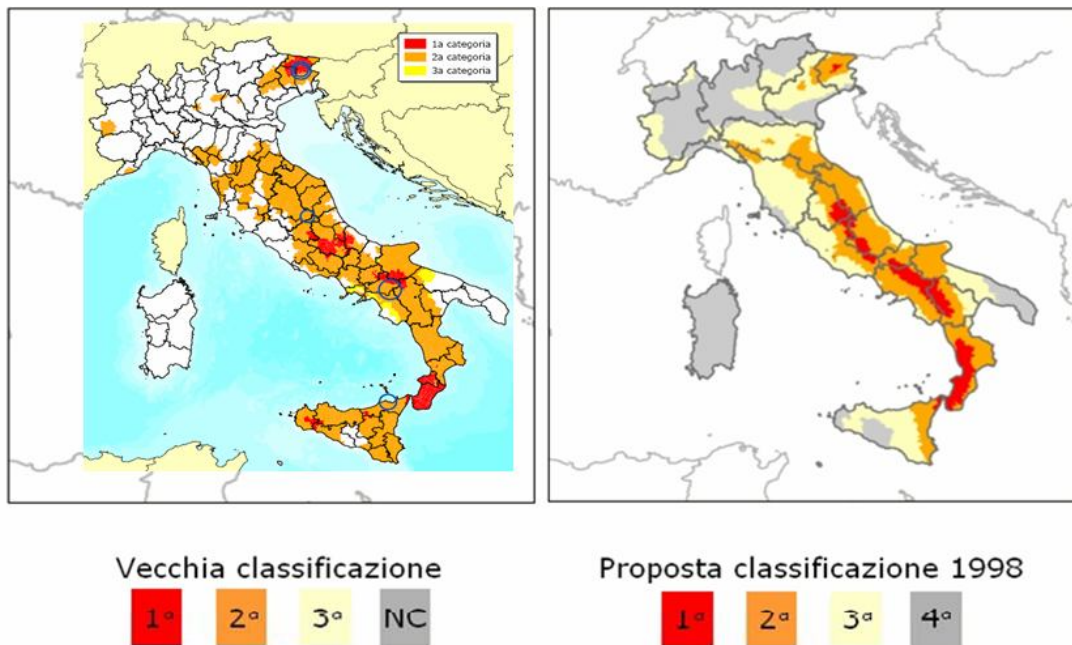


Figura 1.11 Classificazione sismica proposta nel 1998.

Contrariamente a quanto accaduto dopo il PFG, la proposta NON fu accolta dal Min. L.PP e quindi NON divenne Legge.

L'evento sismico che interessò il Molise il 31 Ottobre 2002, evidenziò l'abbandono delle istituzioni centrali rispetto ai problemi locali del territorio con la conseguenza di decenni di nuove costruzioni sottoprotette, e pertanto fu emanata l'Ordinanza del Consiglio dei Ministri OPCM n. 3274 del 20 Marzo 2003 (G.U. n. 105 del 8/05/2003) "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".



Figura 1.12 Terremoto del Molise (31 Ottobre 2002).

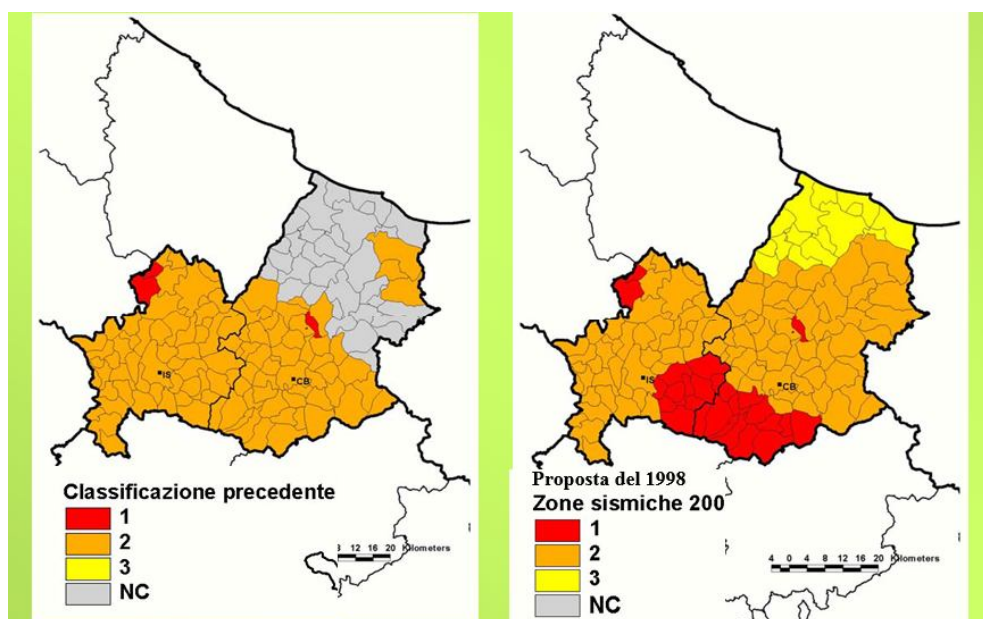


Figura 1.13 Confronto classificazione sismica del Molise.

Per la prima volta si recepiscono i contenuti degli Eurocodici, rendendo obbligatorio il calcolo semiprobabilistico agli stati limite e le analisi dinamiche con spettro di risposta; si introduce il Fattore di struttura dipendente dalla tipologia strutturale e

dai dettagli costruttivi, la Gerarchia delle Resistenze e il Metodo di Analisi Statica Non Lineare (Pushover).

A differenza della precedente, tale normativa ha classificato tutto il territorio nazionale come sismico ed è stato suddiviso in 4 zone caratterizzate da pericolosità sismica decrescente. La precedente legge n. 64 del 1974 considerava solamente 3 zone con sismicità alta, media e bassa. Attraverso l'OPCM 3274 viene introdotta la zona 4 e viene data la facoltà alle regioni di imporre l'obbligo della progettazione antisismica. Attraverso tale Ordinanza lo Stato provvede inoltre a fissare i criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche, dando mandato alle regioni, in armonia con il DL n. 112 del 1998 per l'individuazione delle zone sismiche. Oltre a tali criteri per l'individuazione delle zone sismiche, gli allegati 2, 3 e 4 dell'ordinanza contengono le norme tecniche che per la prima volta racchiudono la quasi totalità delle tipologie di costruzione. (Edifici, Ponti ed Opere di fondazione e di sostegno dei terreni). L'articolo 3 di tale normativa prevede inoltre l'obbligo di verifica entro 5 anni di edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità della protezione civile.

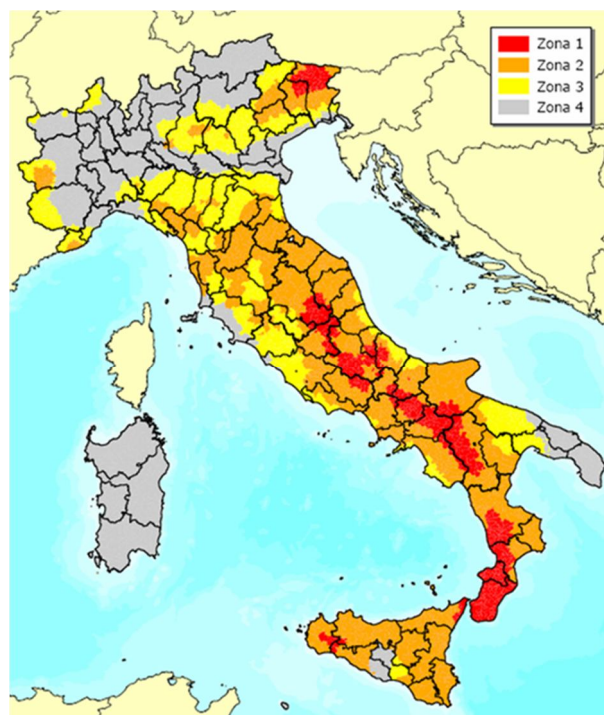


Figura 1.14 Classificazione sismica Italiana 2003.

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni NTC-08 approvate con il D.M. 14 gennaio 2008, ma entrate in vigore il 1 Luglio 2009 a seguito della tragedia sismica avvenuta a L'Aquila, raccolgono in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli sicurezza, la pubblica incolumità.

Il testo normativo, recependo le diverse osservazioni e suggerimenti di ordine tecnico pervenute dal mondo produttivo, scientifico e professionale, fornisce una serie di indicazioni inerenti le procedure di calcolo e di verifica delle strutture, nonché regole di progettazione ed esecuzione delle opere, in linea con i seguenti indirizzi:

- mantenimento del criterio prestazionale, per quanto consentito dall'esigenza di operatività della norma stessa;
- coerenza con gli indirizzi normativi a livello comunitario, sempre nel rispetto delle esigenze di sicurezza del Paese e, in particolare, coerenza di formato con gli Eurocodici, norme europee EN ormai ampiamente diffuse;
- approfondimento degli aspetti normativi connessi alla presenza delle azioni sismiche;
- approfondimento delle prescrizioni ed indicazioni relative ai rapporti delle opere con il terreno e, in generale, agli aspetti geotecnici.



Figura 1.15 Terremoto de L'Aquila 2009.

Una delle principali novità delle nuove norme, fin dalla loro prima stesura, è stata quella di allargare a tutto il territorio nazionale il problema del rischio sismico.

Fino alla data di pubblicazione dell'Ordinanza n.3274 (marzo 2003) per la valutazione dell'azione sismica si faceva riferimento alla mappa sismica valida dal 1984 redatta secondo la prassi di dichiarare sismiche le aree solo dopo che venivano colpite da un terremoto.

Su tale mappa il territorio nazionale era fondamentalmente suddiviso in due parti: AREA SISMICA (a sua volta divisa in 3 aree caratterizzate da un rischio sismico di intensità differente) AREA NON SISMICA in cui era consentito trascurare l'effetto delle sollecitazioni sismiche. Il D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 suddivideva il territorio nazionale nelle seguenti zone sismiche:

- zona di I categoria (S=12)
- zona di II categoria (S=9)
- zona di III categoria (S=6)
- zona non classificata.

Con l'ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, aggiornata al 16/01/2006 con le indicazioni delle regioni, venivano delegati gli enti locali ad effettuare la classificazione sismica di ogni singolo comune, in modo molto dettagliato, al fine di prevenire eventuali situazioni di danni a edifici e persone a seguito di un eventuale terremoto. Inoltre, in base alla zona di classificazione sismica, i nuovi edifici costruiti in un determinato comune, così come quelli già esistenti durante le fasi di ristrutturazioni, devono adeguarsi alle corrispondenti normative vigenti in campo edilizio.

Secondo il provvedimento legislativo del 2003, i comuni italiani sono stati classificati in 4 categorie principali, in base al loro rischio sismico, calcolato in base al PGA (Picco di accelerazione gravitazionale) e per frequenza ed intensità degli eventi. La classificazione dei comuni è in continuo aggiornamento man mano che vengono effettuati nuovi studi in un determinato territorio, venendo aggiornata per ogni comune dalla regione di appartenenza.

- Zona 1: sismicità alta, PGA oltre 0,25 g;
- Zona 2: sismicità media, PGA fra 0,15 e 0,25 g;
- Zona 3: sismicità bassa, PGA fra 0,05 e 0,15 g;
- Zona 4: sismicità molto bassa, PGA inferiore a 0,05 g.

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente".

Secondo l'approccio "zona dipendente", adottato dalla precedenti normative nazionali in campo antisismico, l'accelerazione di base a_g , senza considerare l'incremento dovuto ad effetti locali dei terreni, era direttamente derivante dalla Zona sismica di appartenenza del comune nel cui territorio è localizzato il sito di progetto. La stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene effettuata calcolandoli direttamente per il sito in esame, utilizzando come riferimento le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento.

Tale griglia è costituita da 10.751 nodi (distanziati di non più di 10 km) e copre l'intero territorio nazionale.

I PRINCIPI FONDAMENTALI nei confronti dell'azione sismica di progetto devono possedere i seguenti requisiti:

- SICUREZZA NEI CONFRONTI DI STATI LIMITE ULTIMI (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone e mettere fuori servizio l'opera;
- SICUREZZA NEI CONFRONTI DI STATI LIMITE DI ESERCIZIO: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (perdita di una particolare funzionalità che condiziona o limita la prestazione di progetto dell'opera);
- ROBUSTEZZA NEI CONFRONTI DI AZIONI ECEZIONALI: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni urti.

Un'altra importante caratteristica che rappresenta un significativo cambiamento rispetto alle precedenti norme di legge è l'attribuzione, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la CLASSE D'USO:

- Classe d' uso I: edifici agricoli e costruzioni con presenza solo occasionale di persone;
- Classe d' uso II: include le normali costruzioni viarie o ferroviarie la cui eventuale interruzione non provoca situazioni di emergenza, le costruzioni per industrie con attività non pericolose, edifici e costruzioni con normali affollamenti, costruzioni senza funzioni pubbliche e sociali di rilevante importanza;
- Classe d' uso III: include costruzioni con affollamenti significativi in esercizio, reti ferroviarie e viarie le cui interruzioni possono provocare situazioni di emergenza, industrie con attività pericolosa per l'ambiente;
- Classe d' uso IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.

La VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA degli edifici esistenti ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione. Ciò comporta l'impiego di coefficienti di sicurezza parziali adeguatamente modificati, come pure metodi di analisi e di verifica appropriati alla completezza e all' affidabilità dell'informazione disponibile.

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.

La quantità e qualità dei dati acquisiti determina il metodo di analisi e i valori dei coefficienti parziali di sicurezza da adoperare come indicato per ciascun materiale di costruzione.

CAPITOLO 2

DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO OGGETTO DI STUDIO

2.1 ANALISI STORICA DELL'EDIFICIO

Il fabbricato oggetto di studio è un edificio ad uso residenziale, costituito da tre appartamenti con relative rimesse, collocato nella regione Molise nel comune di Torella del Sannio (CB).

Costruito negli anni 70, l'immobile ha subito nel corso dei decenni sostanziali modifiche, con il susseguirsi di tecniche costruttive sempre più evolute ed un'elevata differenziazione nei materiali adoperati. Condonato negli anni novanta, esistono soltanto gli elaborati progettuali riguardanti l'ultimo ampliamento avvenuto nel 1990, nel quale il tecnico redattore del progetto si atteneva alla normativa vigente dell'epoca, effettuando l'analisi dell'edificio con il metodo P.O.R. Il fabbricato, come sopra citato, è situato nel comune di Torella del Sannio, ed è censito al Catasto Fabbricati al Foglio 9 particella 252.



Figura 2.1 Estratto di Mappa Comune Torella del Sannio (CB) Foglio 9 p.lla 252.

In origine il fabbricato era costituito da due parti, entrambe di due livelli, adibite una ad abitazione con rimessa ed un'altra a stalla; la prima era realizzata in blocchi di CLS 20x30x50 con cordolo di collegamento in CLS armato e solai in latero cemento 16+4, mentre la seconda era realizzata in muratura di pietrame di consistente spessore con solai in legno.

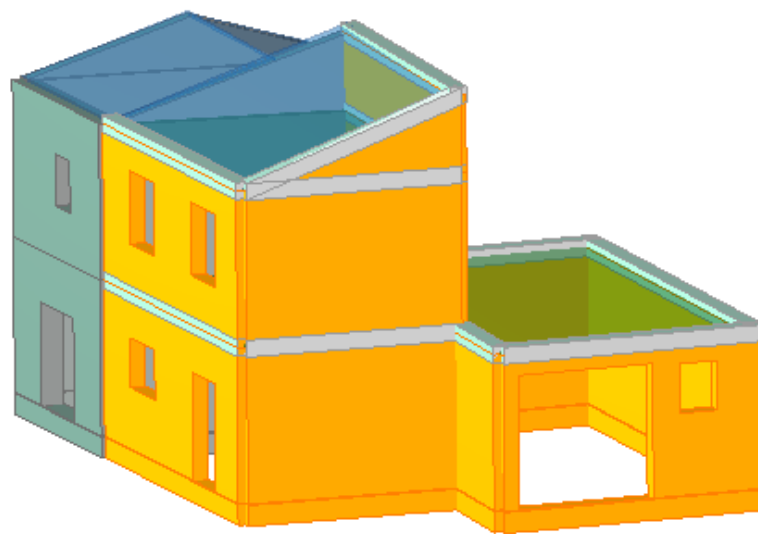


Figura 2.2 Fabbricato anni 70 (Giallo = prima parte; Grigio = seconda parte).

A distanza di pochi anni l'immobile ha subito un ampliamento, consistente nella realizzazione di una nuova rimessa, realizzata in blocchi di CLS 20x20x40 con cordolo di collegamento e solaio in latero cemento 16+4, una piccola cantina realizzata in mattoni di laterizio 12x12x25 e solaio in latero cemento 16+4, e la realizzazione di un nuovo piano sulla rimessa già esistente, realizzato con mattoni di laterizio 25x25x12 con cordolo di collegamento solo in sommità e solaio di copertura in latero cemento 16+4.

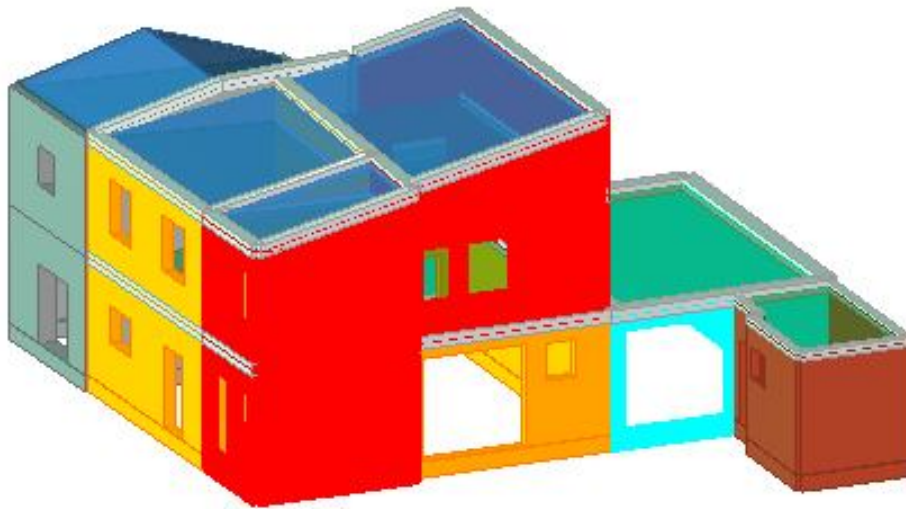


Figura 2.3 Primo ampliamento (Azzurro = CLS 20x20x40; Marrone = mattoni 12x12x25; Rosso =mattoni 25x25x12).

Nel 1980 fu realizzato un nuovo ampliamento, realizzando sulla seconda rimessa, costituita da blocchi di CLS 20x20x40, un nuovo piano realizzato con mattoni di laterizio 12x12x25 (21 FORI) e solaio di copertura in latero cemento.

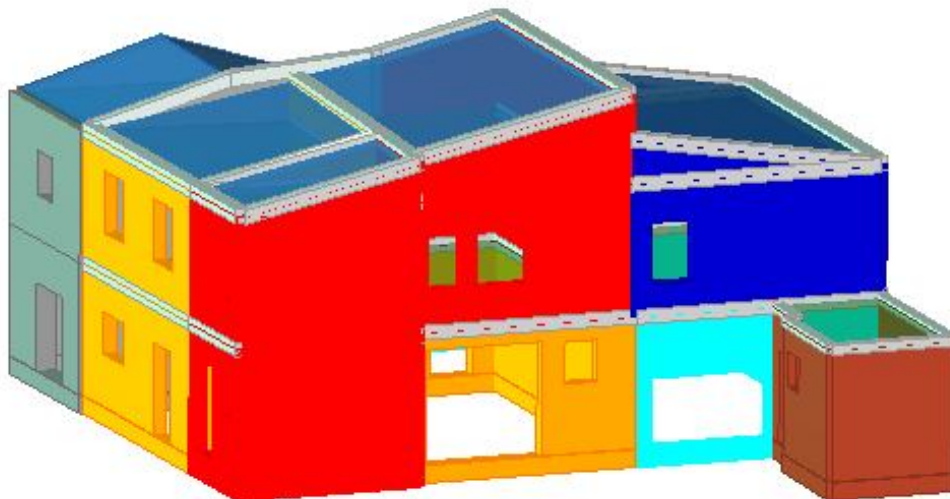


Figura 2.4 Secondo ampliamento (Blu = Mattoni di laterizio 12x12x25).

Condonato alla fine degli anni 80, il fabbricato ha subito il suo ultimo ampliamento nel 1990. Quest'ultima modifica ha riguardato la demolizione della parte in

muratura di pietrame, lasciando soltanto il muro adiacente la prima parte rinforzandolo con rete elettrosaldata e getto in CLS, ed al suo posto si è realizzato una nuova struttura di tre livelli con fondazioni in CLS armato, muratura realizzata con mattoni POROTON 30x45x20 con cordolo di collegamento e solai in latero cemento. Si è poi provveduto a realizzare su tutta la restante parte dell'edificio un nuovo piano con sottotetto, utilizzando sempre i mattoni POROTON 30x45x20 con cordolo di collegamento e solai in latero cemento. In ultimo si è realizzata una veranda al primo piano in muratura con blocchi di CLS 30x20x40 e solaio di copertura in legno lamellare.



Figura 2.5 Terzo ampliamento (Verde = POROTON 30x20x45).



Figura 2.6 Prospetto Nord.



Figura 2.7 Prospetto Est.



Figura 2.8 Prospetto Sud.



Figura 2.9 Prospetto Ovest.

2.2 RILIEVO GEOMETRICO DEL FABBRICATO

L'immobile oggetto di studio è un edificio in muratura ad uso residenziale costituito da tre livelli e un sottotetto non abitabile. Nella realizzazione del fabbricato e nei successivi quattro ampliamenti sono stati usati diversi tipi di muratura, e quindi si presentano anche diversi spessori dei maschi murari.

Nelle figure seguenti sono riportate le piante dei vari livelli dell'edificio, evidenziando con colori diversi le varie tipologie di materiali utilizzati. In particolare i maschi murari sono rappresentati:

- con il VERDE quelli in mattoni POROTON 30x45x20 di spessore 45 cm per i primi due livelli e 30 cm per i restanti;
- con il GRIGIO quelli in muratura di pietrame, rinforzati con intonaco armato di spessore complessivo di 45 cm;
- con il ROSSO quelli in mattoni di laterizio 25x25x12 di spessore 25 cm;
- con il GIALLO quelli in blocchi di CLS 20x30x50 di spessore 30 cm;
- con il CIANO quelli in blocchi di CLS 20x20x40 di spessore 40cm;
- con il MARRONE quelli in mattoni di laterizio 12x12x25 (21 fori) di spessore 15 cm;
- con il BLU quelli in mattoni di laterizio 12x12x25 (21 fori) di spessore 35 cm.

Inoltre sono riportate l'orditura dei solai di piano, in latero cemento, la pendenza delle falde e la distribuzione degli spazi interni.

Il fabbricato ha un volume lordo di 1860 mc, con un'altezza di interpiano pari a 3 m per i primi tre livelli, mentre per il sottotetto ovest si ha un'altezza da 0 m a 1,50 m al colmo, mentre per quello est si ha un'altezza da 1 m a 2,50 m al colmo.

Le superfici lorde di ogni piano sono:

- 210 mq per il piano terra;
- 190 mq per il piano primo;
- 170 mq per il piano secondo;
- 96 mq per il piano sottotetto ovest;
- 44 mq per il piano sottotetto est.

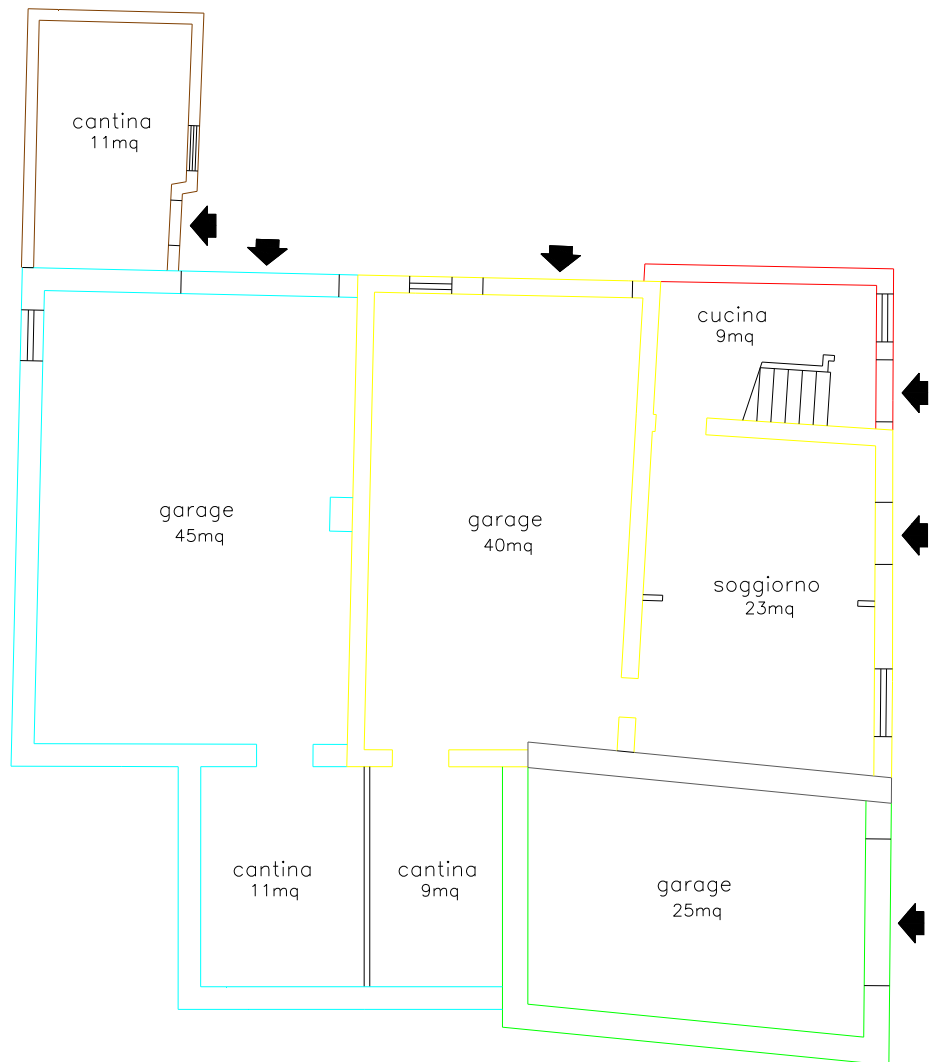


Figura 2.10 Pianta Piano Terra.

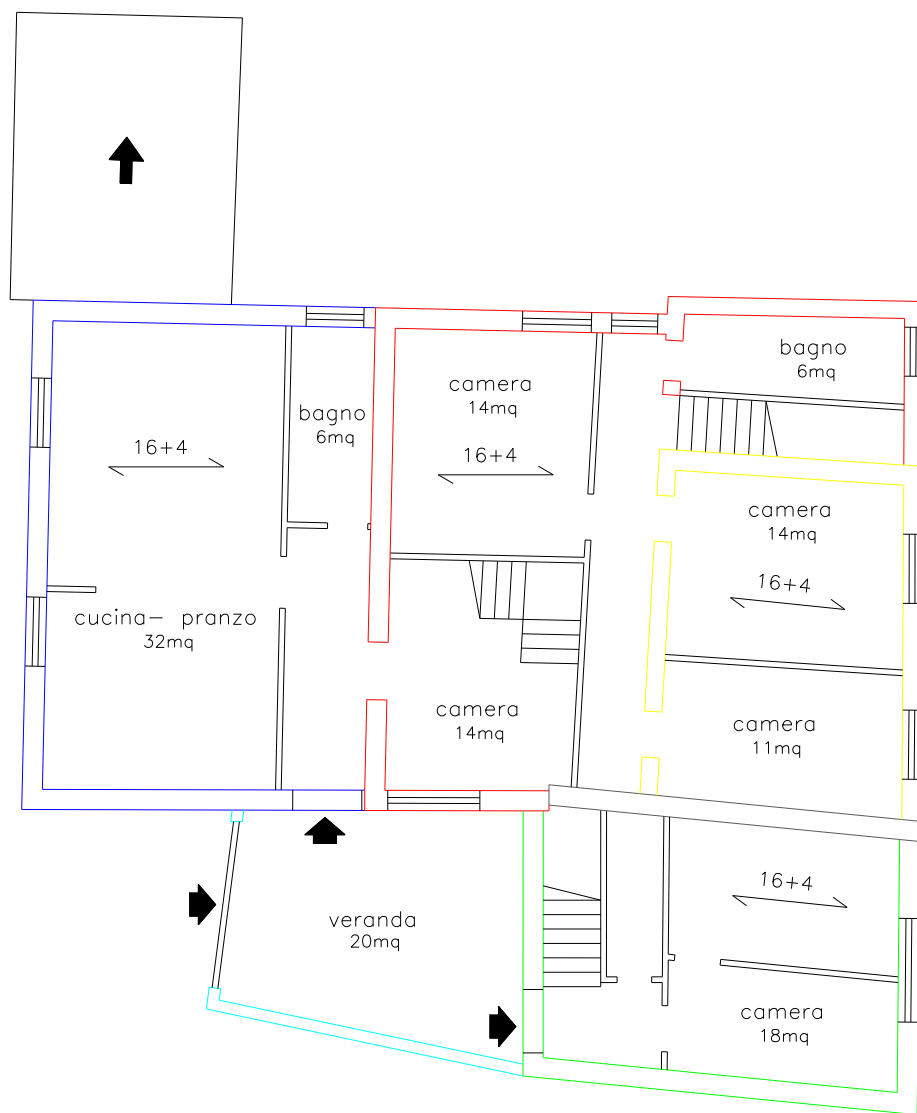


Figura 2.11 Pianta Piano Primo.

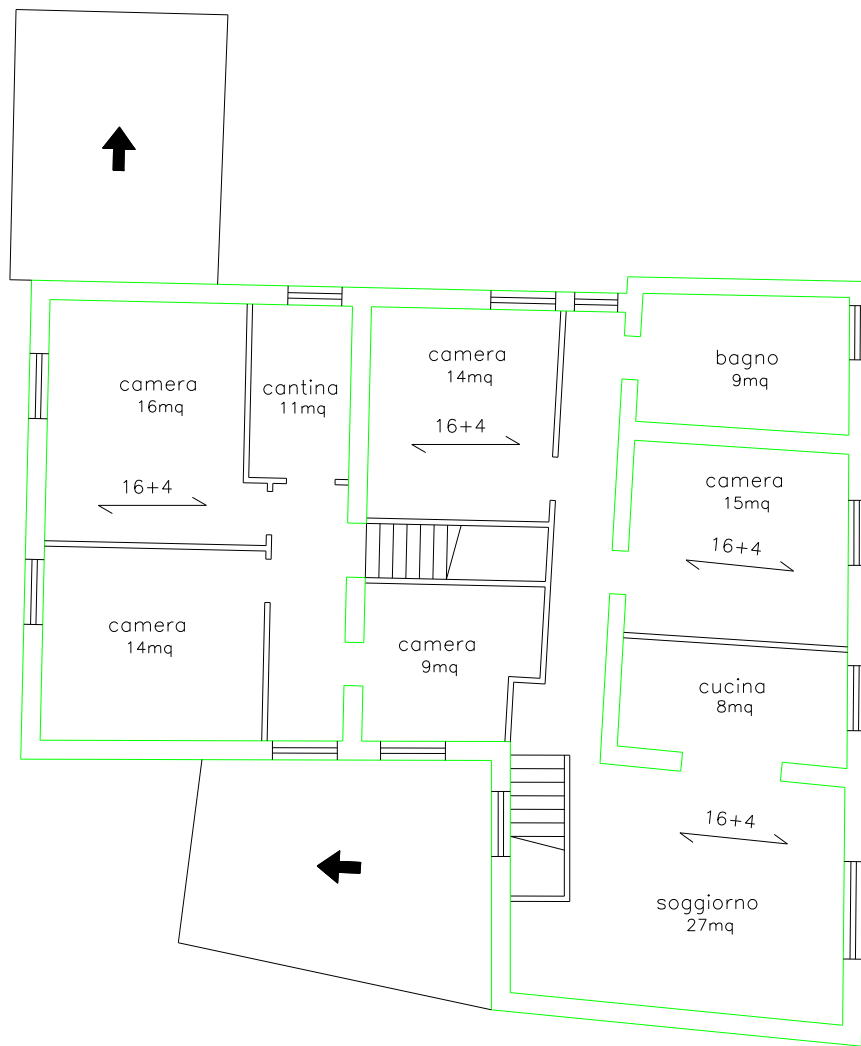


Figura 2.12 Pianta Piano Secondo.

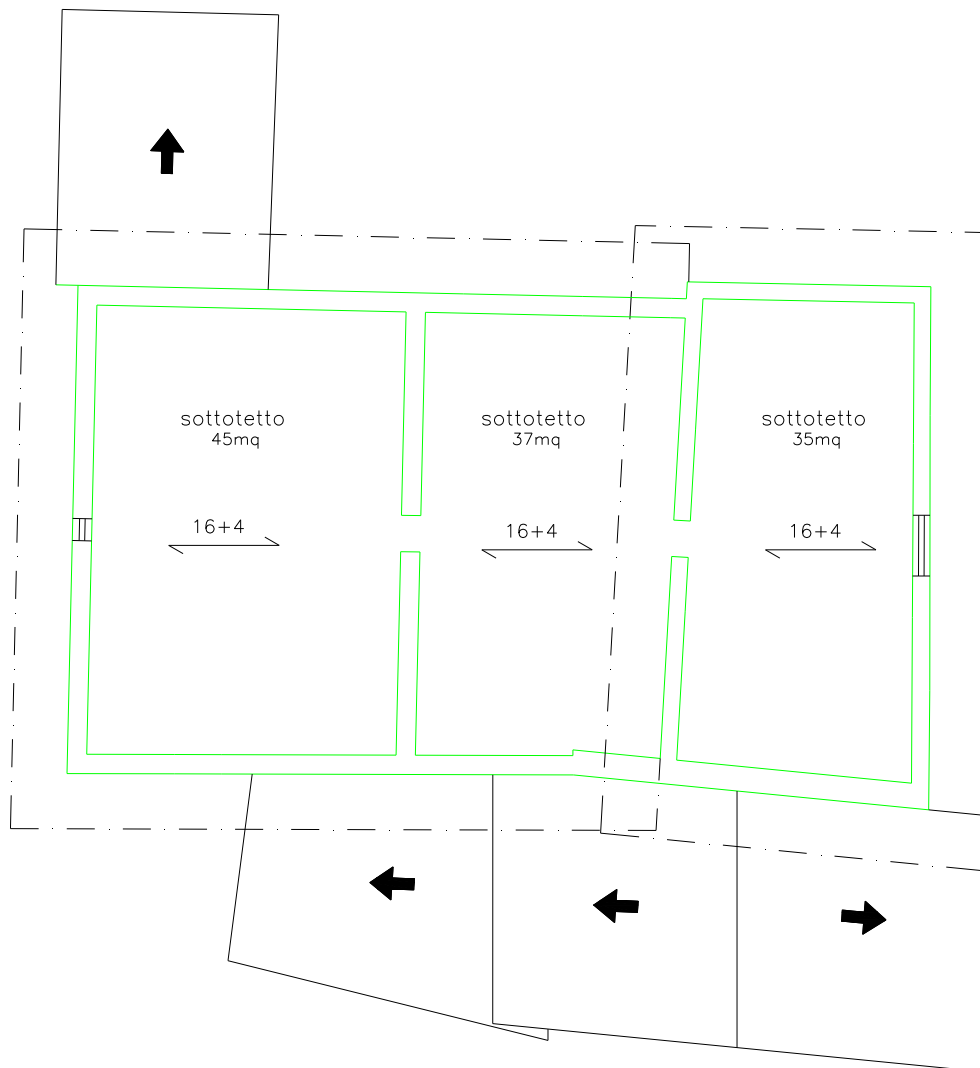


Figura 2.13 Pianta Piano Sottotetto.

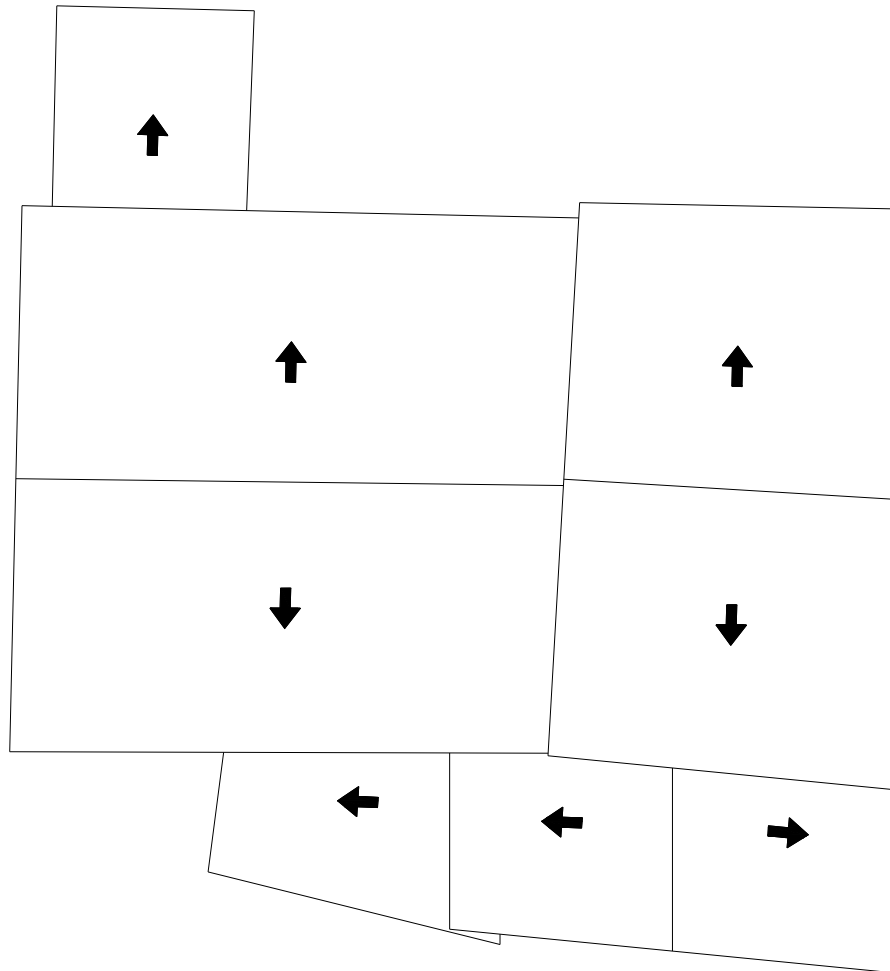


Figura 2.14 Pianta Copertura.

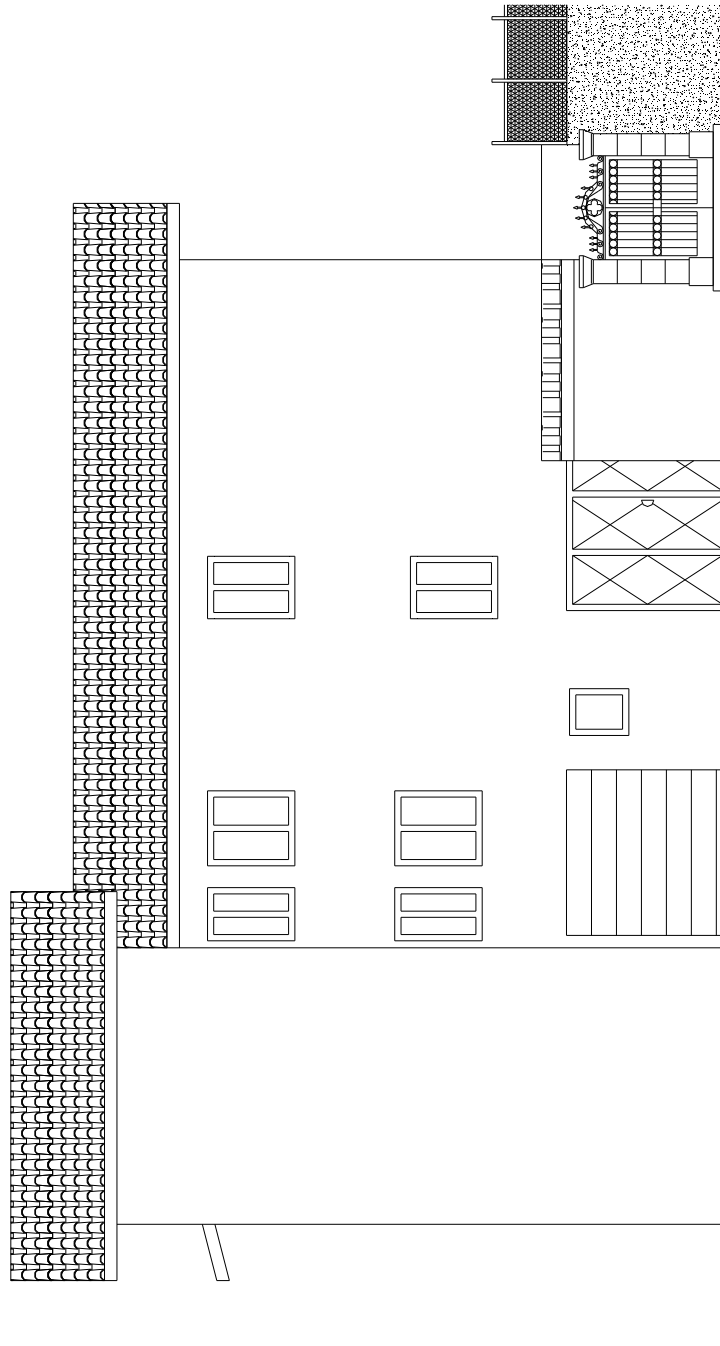


Figura 2.15 Prospecto Nord.

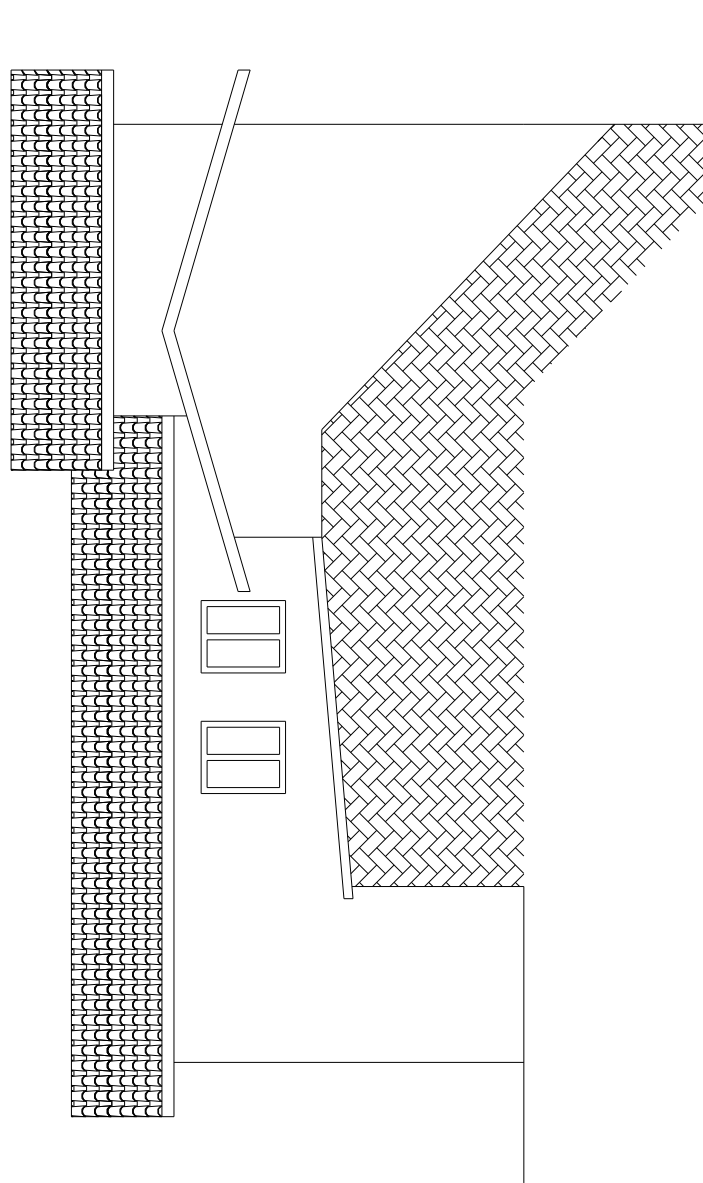


Figura 2.16 Prospetto Sud.

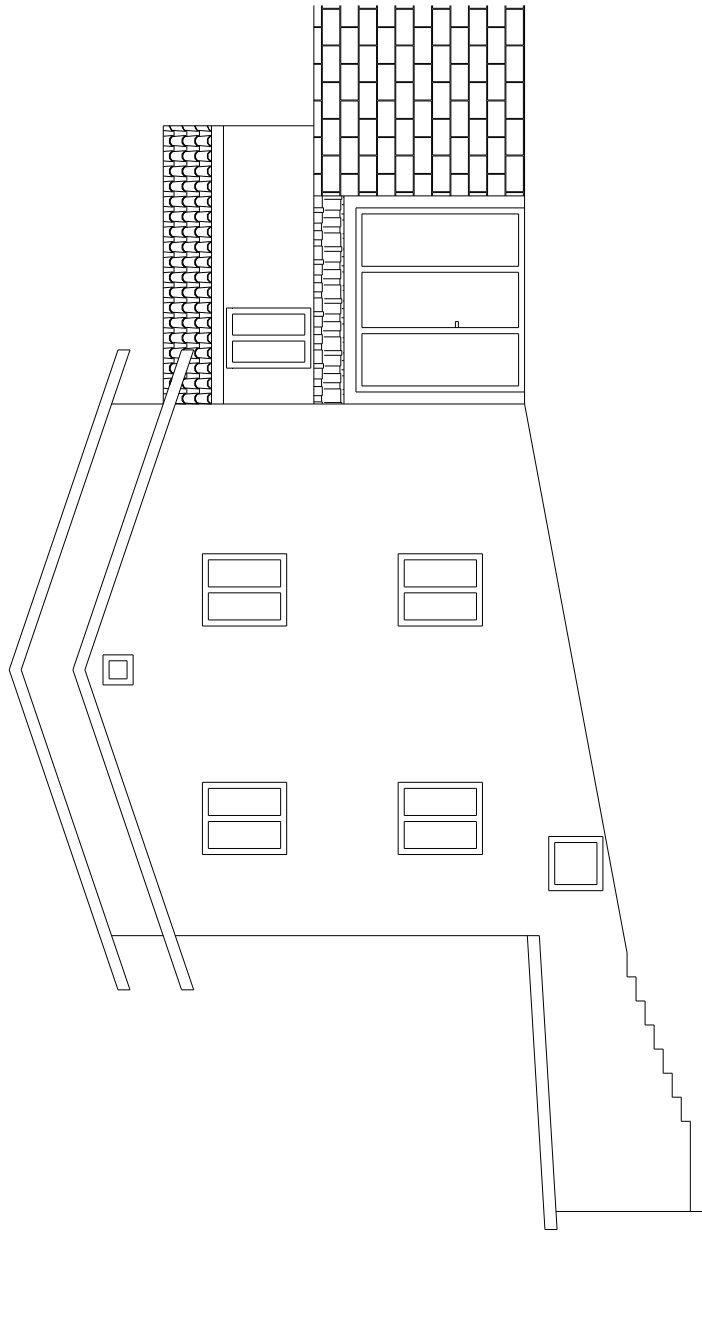


Figura 2.17 Prospetto Ovest.

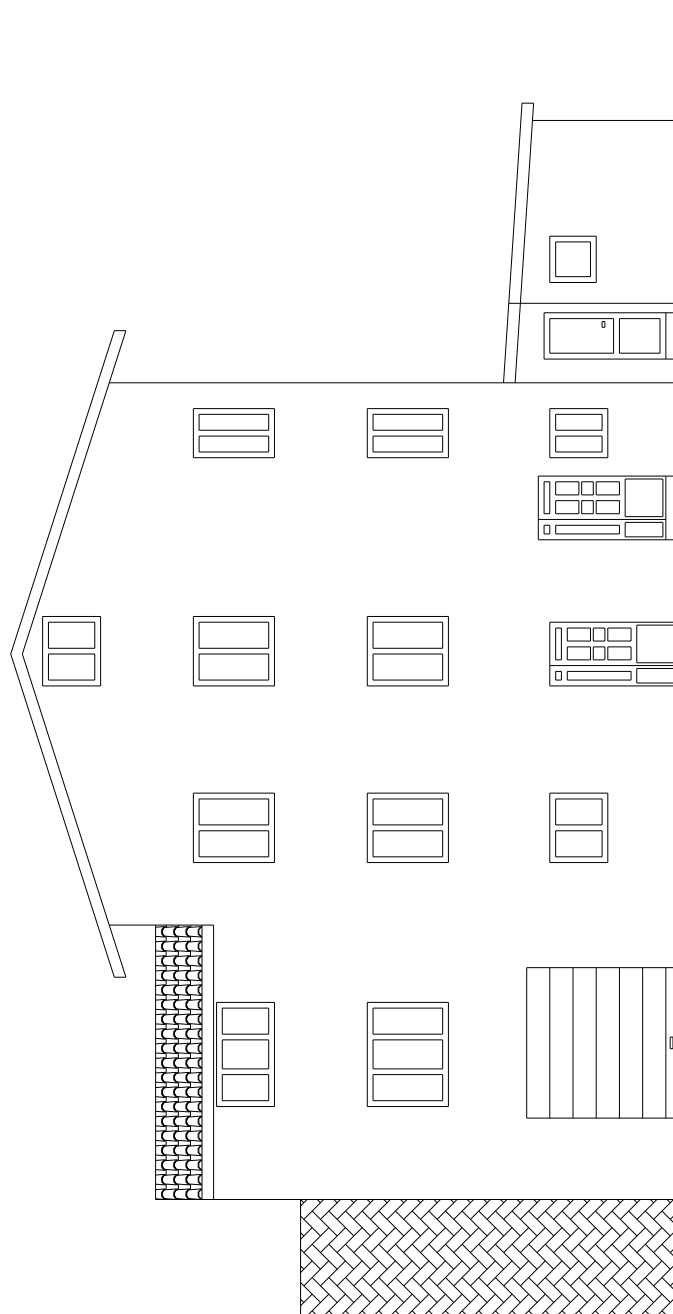


Figura 2.18 Prospetto Est.

2.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di un'adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

Per la valutazione della qualità muraria si è osservato il rispetto o meno della "regola dell'arte". Al riguardo ci si è basati su indagini in-situ limitate, impostate solo su esami visivi della superficie muraria. L'esame della qualità muraria e la definizione delle proprie caratteristiche meccaniche ha come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto.

In virtù del livello di conoscenza acquisito, è possibile definire i valori caratteristici dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza da utilizzare nella determinazione dei valori di progetto.

Dato che sono stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali si intende raggiunto il livello di conoscenza LC1, cui corrisponde un fattore di confidenza pari a $FC=1.35$.

Riporto i valori caratteristici e di progetto relativi alle principali proprietà meccaniche dei materiali utilizzati.

BLOCCHI IN CLS 20X20X40

BLOCCHI IN CLS 20X30X50

Modulo di elasticità, peso proprio e valori caratteristici:

- Modulo di elasticità lineare: $E = 1400,00 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità tangenziale: $G = 350,00 \text{ MPa}$
- Densità di massa: $w = 12 \text{ KN/m}^3$

- Resistenza caratteristica a compressione della muratura:

$$f_{mk} = 0,7778 \text{ MPa}$$

- Resistenza a taglio in assenza di carichi normali:

$$f_{vk0} = 0,095 \text{ MPa}$$

- Coefficienti di sicurezza: $FC = 1,35$; $\gamma_M = 3$

Valori di progetto:

- Resistenza a compressione verticale:

$$f_{md} = \frac{f_{mk}}{\gamma_M * FC} = \frac{0,7778 \text{ MPa}}{3 * 1,35} = 0,192 \text{ MPa}$$

- Resistenza a compressione orizzontale:

$$f_{md}^h = \frac{1}{2} f_{md} = 0,095 \text{ MPa}$$

- Resistenza a taglio in presenza di carichi normali:

$$\begin{aligned} f_{vd} &= \frac{f_{vk}}{\gamma_M * FC} = \frac{f_{vk0} + 0,4 * \sigma_n}{\gamma_M * FC} = \frac{0,095 \text{ MPa} + 0,4 * \sigma_n}{3 * 1,35} = \\ &= 0,023 + 0,098 \sigma_n \text{ [MPa]} \end{aligned}$$

MATTONI IN LATERIZIO 25X25X12

Modulo di elasticità, peso proprio e valori caratteristici:

- Modulo di elasticità lineare: $E = 1500,00 \text{ MPa}$

- Modulo di elasticità tangenziale: $G = 500,00 \text{ MPa}$

- Densità di massa: $w = 18 \text{ KN/m}^3$

- Resistenza caratteristica a compressione della muratura:

$$f_{mk} = 1,25 \text{ MPa}$$

- Resistenza a taglio in assenza di carichi normali:

$$f_{vk0} = 0,06 \text{ MPa}$$

- Coefficienti di sicurezza: $FC = 1,35$; $\gamma_M = 3$

Valori di progetto:

- Resistenza a compressione verticale:

$$f_{md} = \frac{f_{mk}}{\gamma_M * FC} = \frac{1,25 \text{ MPa}}{3 * 1,35} = 0,308 \text{ MPa}$$

- Resistenza a compressione orizzontale:

$$f_{md}^h = \frac{1}{2} f_{md} = 0,15 \text{ MPa}$$

- Resistenza a taglio in presenza di carichi normali:

$$\begin{aligned} f_{vd} &= \frac{f_{vk}}{\gamma_M * FC} = \frac{f_{vk0} + 0,4 * \sigma_n}{\gamma_M * FC} = \frac{0,06 \text{ MPa} + 0,4 * \sigma_n}{3 * 1,35} = \\ &= 0,015 + 0,098 \sigma_n \text{ [MPa]} \end{aligned}$$

MATTONI POROTON 30X45X20

Modulo di elasticità, peso proprio e valori caratteristici:

- Modulo di elasticità lineare: $E = 4500,00 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità tangenziale: $G = 1350,00 \text{ MPa}$
- Densità di massa: $w = 12 \text{ KN/m}^3$
- Resistenza caratteristica a compressione della muratura:

$$f_{mk} = 2,1 \text{ MPa}$$

- Resistenza a taglio in assenza di carichi normali:

$$f_{vk0} = 0,3 \text{ MPa}$$

- Coefficienti di sicurezza: $FC = 1,35$; $\gamma_M = 3$

Valori di progetto:

- Resistenza a compressione verticale:

$$f_{md} = \frac{f_{mk}}{\gamma_M * FC} = \frac{2,1 \text{ MPa}}{3 * 1,35} = 0,518 \text{ MPa}$$

- Resistenza a compressione orizzontale:

$$f_{md}^h = \frac{1}{2} f_{md} = 0,25 \text{ MPa}$$

- Resistenza a taglio in presenza di carichi normali:

$$\begin{aligned} f_{vd} &= \frac{f_{vk}}{\gamma_M * FC} = \frac{f_{vk0} + 0.4 * \sigma_n}{\gamma_M * FC} = \frac{0,3 \text{ MPa} + 0.4 * \sigma_n}{3 * 1,35} = \\ &= 0,074 + 0,98 \sigma_n \text{ [MPa]} \end{aligned}$$

MURATURA DI PIETRE CON PARETINA IN CLS ARMATO

Modulo di elasticità, peso proprio e valori caratteristici:

- Modulo di elasticità lineare: $E = 2160,00 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità tangenziale: $G = 720,00 \text{ MPa}$
- Densità di massa: $w = 16 \text{ KN/m}^3$
- Resistenza caratteristica a compressione della muratura:

$$f_{mk} = 1,45 \text{ MPa}$$

- Resistenza a taglio in assenza di carichi normali:

$$f_{vk0} = 0,06 \text{ MPa}$$

- Coefficienti di sicurezza: $FC = 1,35 ; \gamma_M = 3$

Valori di progetto:

- Resistenza a compressione verticale:

$$f_{md} = \frac{f_{mk}}{\gamma_M * FC} = \frac{1,45 \text{ MPa}}{3 * 1,35} = 0,358 \text{ MPa}$$

- Resistenza a compressione orizzontale:

$$f_{md}^h = \frac{1}{2} f_{md} = 0,18 \text{ MPa}$$

- Resistenza a taglio in presenza di carichi normali:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M * FC} = \frac{f_{vk0} + 0.4 * \sigma_n}{\gamma_M * FC} = \frac{0,06 \text{ MPa} + 0.4 * \sigma_n}{3 * 1,35} =$$

$$= 0,014 + 0,098 \sigma_n \text{ [MPa]}$$

MATTONI 12X12X25 (21 FORI)

Modulo di elasticità, peso proprio e valori caratteristici:

- Modulo di elasticità lineare: $E = 4550,00 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità tangenziale: $G = 1137,50 \text{ MPa}$
- Densità di massa: $w = 15 \text{ KN/m}^3$
- Resistenza caratteristica a compressione della muratura:

$$f_{mk} = 2,6 \text{ MPa}$$

- Resistenza a taglio in assenza di carichi normali:

$$f_{vk0} = 0,02 \text{ MPa}$$

- Coefficienti di sicurezza: $FC = 1,35 ; \gamma_M = 3$

Valori di progetto:

- Resistenza a compressione verticale:

$$f_{md} = \frac{f_{mk}}{\gamma_M * FC} = \frac{2,6 \text{ MPa}}{3 * 1,35} = 0,641 \text{ MPa}$$

- Resistenza a compressione orizzontale:

$$f_{md}^h = \frac{1}{2} f_{md} = 0,32 \text{ MPa}$$

- Resistenza a taglio in presenza di carichi normali:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M * FC} = \frac{f_{vk0} + 0.4 * \sigma_n}{\gamma_M * FC} = \frac{0,02 \text{ MPa} + 0.4 * \sigma_n}{3 * 1,35} =$$

$$= 0,005 + 0,098 \sigma_n \text{ [MPa]}$$

2.4 ANALISI DEI CARICHI SOLAI

I solai della struttura in oggetto sono realizzati in latero-cemento gettato in opera tutti con altezza di 20 cm (16+4). L'interasse delle nervature è di 50 cm; i travetti hanno una base di 10 cm e le pignatte di 40 cm. La soletta armata, con la funzione di ripartire i carichi, è alta 4 cm. Si riporta di seguito l'analisi dei carichi agenti su di essi.

SOLAIO PIANO TIPO (16+4)					
travetto	0,1	m	$2*(0,1*0,16)*25$	0,80	kN/m^2
soletta	0,04	m	$0,04*25$	1,00	kN/m^2
pignatta	0,2	m	$2*(0,4*0,16)*8$	1,02	kN/m^2
Totale Peso Proprio(G_{k1})				2,82	kN/m^2
intonaco	0,015	m	$0,015*18$	0,27	kN/m^2
massetto	0,055	m	$0,04*21$	1,16	kN/m^2
pavimento (gres)	0,02	m	$0,01*20$	0,40	kN/m^2
incidenza tramezzi				1,00	kN/m^2
Totale Peso non Strutturale(G_{k2})				2,83	kN/m^2
Totale Gravitazionale(G_k)				5,65	kN/m^2

I carichi accidentali sono modellati attraverso un carico verticale uniformemente distribuito in base alla seguente classificazione:

- Ambienti ad uso residenziale $Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$

SOLAIO COPERTURA (16+4)					
travetto	0,1	m	$2*(0,1*0,16)*25$	0,80	kN/m^2
soletta	0,04	m	$0,04*25$	1,00	kN/m^2
pignatta	0,2	m	$2*(0,4*0,16)*8$	1,02	kN/m^2
Totale Peso Proprio(G_{k1})				2,82	kN/m^2
impermeabilizzante				0,45	kN/m^2
isolante				0,25	kN/m^2
tegole				0,60	kN/m^2
Totale Peso non Strutturale(G_{k2})				1,30	kN/m^2
Totale Gravitazionale(G_k)				4,12	kN/m^2

Il carico provocato dalla neve sulle coperture (forza unitaria riferita alla proiezione orizzontale della superficie) è valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove μ_i è il coefficiente di forma, q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], per un periodo di ritorno di 200 anni, C_E è il coefficiente di esposizione, C_t è il coefficiente termico.

Il coefficiente di forma μ_i è espresso in funzione dell'angolo formato dalla falda con l'orizzontale; nel caso in questione la falda forma un angolo di 28° cui corrisponde un coefficiente di forma pari a 0,8 (NTC 2008 §3.4.4.1, Tab.3.4.II).

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. Si individuano 4 macrozone, per ciascuna delle quali il carico caratteristico della neve al suolo è espresso in funzione della quota del suolo sul livello del mare. Il sito di realizzazione si trova nella zona II (Torella del Sannio (CB)) ad una quota $a_s = 836$ m.

Per tale zona (NTC 2008 §3.4.2):

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 && \text{per } a_s \leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,85 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \text{ kN/m}^2 && \text{per } a_s > 200 \text{ m} \end{aligned}$$

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Nel caso in oggetto non è possibile individuare cause di significativa rimozione di neve sulla copertura pertanto si assume tale coefficiente unitario (NTC 2008 §3.4.3, Tab.3.4.I). $C_E = 1,00$.

Il coefficiente termico C_t può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Poiché non è stato effettuato uno studio specifico sul problema si assume tale coefficiente unitario. $C_t = 1,00$.

Nella seguente tabella sono riportati sinteticamente i valori dei parametri e del carico neve ottenuti:

a_s	836 m
q_{sk}	3,42 kN/m ²
C_E	1
C_t	1
α	20°
μ_i	0,8
Totale Neve	2,75 kN/m²

CAPITOLO 3

ANALISI

3.1 DESCRIZIONE SOFTWARE "3 MURI"

Il programma utilizzato per la modellazione dell'edificio è il "3Muri", software per il calcolo sismico delle strutture in muratura secondo il **DM 14-1-2008** "Norme Tecniche per le Costruzioni".



Molto semplicemente 3Muri esamina grandi e piccole strutture in muratura e miste, cioè con elementi in c.a., acciaio, legno come travi, pilastri, setti per il progetto di nuove strutture o per l'esame di edifici esistenti.

Punto di forza di 3Muri è il metodo di calcolo innovativo, (FME - Frame by Macro Elements) che schematizza la struttura attraverso un telaio equivalente costituito da un particolare tipo di elemento, detto macroelemento.

Il macroelemento consente di cogliere al meglio il comportamento sismico delle strutture in muratura e fornire tutte le informazioni necessarie al progettista per un esame accurato della struttura stessa.



Dall'esame del reale comportamento della struttura è possibile quindi prevedere interventi di adeguamento sismico mediante il rinforzo delle murature esistenti, l'inserimento di nuovi elementi in muratura, muratura armata, FRP o elementi lineari in c.a., acciaio e legno.

Il programma dispone di un modulo grafico per l'introduzione della struttura con comandi intuitivi, di un solutore per la creazione del modello di calcolo e la relativa soluzione, di un post-processore per la presentazione immediata dei risultati e la creazione della relazione di calcolo.



Figura 3.1 Esempio di modellazione realizzata con il software “**3 Muri**”.

3Muri nasce dalla decisione di S.T.A. DATA, da sempre rivolta alle soluzioni innovative, di sviluppare un nuovo potente prodotto per l’analisi sismica delle strutture in muratura, i cui risultati siano fondati su solide basi teoriche.

Per questo motivo è stato scelto, come solutore, il motore di calcolo dotato della migliore capacità di simulazione del comportamento non lineare degli edifici in muratura, sviluppato in ambito di ricerca da un’equipe di specialisti guidata dal prof. Sergio Lagomarsino (Ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso l’Università di Genova) e l’ing. Andrea Penna, l’ing. Alessandro Galasco, l’ing. Serena Cattari.

Per formulare un modello teorico in grado di cogliere tutti gli aspetti del comportamento strutturale delle murature è necessario considerare:

- un legame che descriva in modo corretto il comportamento dei materiali (muratura, calcestruzzo, acciaio) sottoposti ad azioni sismiche e che tenga conto delle specifiche modalità di rottura;
- un modello che schematizza l’intera struttura cogliendone le caratteristiche globali e l’interazione dei vari elementi (pareti e solai);
- le richieste imposte dalla Normativa.

Nella letteratura tecnica sono stati proposti diversi metodi per il calcolo sismico di strutture in muratura (metodo POR, metodo ad elementi finiti, metodo a telaio equivalente con macroelementi) sempre più raffinati e precisi.

3Muri adotta il **metodo FME** (Frame by Macro Elements), cioè quanto di più avanzato ci sia oggi nel settore del calcolo delle murature che si ispira sul metodo a telaio equivalente con macroelementi.

Il Metodo FME deriva dall’osservazione del reale comportamento di edifici danneggiati dal sisma e tiene in conto i differenti meccanismi di danno. Per l’uso

consapevole di un programma è necessario conoscere gli elementi costitutivi del programma stesso.

Le brevi note che seguono illustrano le problematiche sismiche ed il modello adottato da 3Muri evidenziando gli aspetti salienti.

Le nuove normative sismiche pongono in evidenza che la duttilità è il fattore più importante per la valutazione della capacità delle strutture di resistere alle azioni sismiche.



Figura 3.2 Capacità delle strutture di resistere alle azioni sismiche.

La duttilità è la capacità della struttura di deformarsi a carico quasi costante, superando la fase elastica e dissipando l'energia trasmessa dalle onde sismiche per attrito e attraverso fenomeni di isteresi.

Mentre per alcune tipologie strutturali (c.a., acciaio, legno) è ancora possibile effettuare il calcolo attraverso l'analisi elastica, tenendo conto attraverso il fattore "q" che esprime sinteticamente la capacità di duttilità della struttura, questo metodo è difficilmente applicabile per le murature.

O meglio, il metodo q è applicabile, ma con criteri molto prudenziali; si ottengono in questo modo valori elevati per le azioni sismiche e quindi strutture sovradimensionate.

Per questo la ricerca teorica e sperimentale ha elaborato analisi che consentono di valutare l'effettivo comportamento delle strutture al superamento della fase elastica.

La conseguenza è la scelta della duttilità come parametro di giudizio.

Duttilità significa spostamento: la duttilità è infatti definita come, cioè il rapporto tra il massimo spostamento della struttura prima del collasso e lo spostamento al limite elastico ed è quindi necessario valutare entrambi i valori.

Il risultato dell'analisi di 3Muri è quindi un diagramma di questo genere:

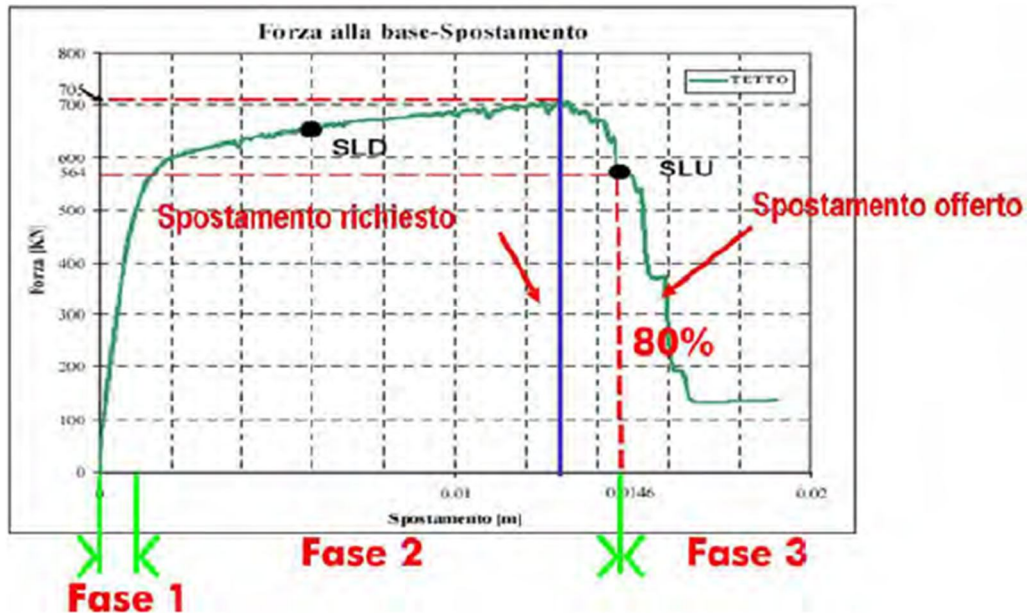


Figura 3.3 Curva forza alla base - spostamento del nodo di controllo.

La curva indica il rapporto tra la forza sismica alla base e lo spostamento di un nodo particolare, detto nodo di controllo, in genere posizionato in sommità della struttura.

La curva riporta il comportamento della struttura al crescere dei carichi che si può suddividere in tre fasi:

Fase 1: elastica. Il comportamento iniziale è pressoché elastico e gli spostamenti sono proporzionali alle forze

Fase 2: progressivo deterioramento. A causa del superamento della fase elastica dei singoli elementi (maschi e fasce) di cui la struttura è costituita si evidenzia la progressiva riduzione della crescita della forza, sino al picco massimo di resistenza. Segue quindi la discesa in quanto si propagano le rotture degli elementi.

Fase 3 collasso. Al superamento di un limite convenzionale (80% del valore del picco massimo di resistenza) si considera la struttura collassata, quindi si è

raggiunto lo Stato Limite Ultimo, che per le NTC 08 coincide con SLV, cioè lo stato limite di Salvaguardia della Vita.

Si individua in questo modo lo Spostamento Offerto, cioè il massimo spostamento che la struttura è in grado di raggiungere prima del collasso.

Tale valore è confrontato con lo Spostamento Richiesto, cioè lo spostamento imposto dalla normativa, in funzione del sito e delle caratteristiche della struttura (Vita Nominale e Classe d'Uso). Lo Spostamento Richiesto è calcolato in modo automatico dal programma.

La verifica della struttura si ottiene se:

Spostamento Offerto > Spostamento Richiesto

La stessa logica si applica per il calcolo dello Stato Limite di Danno e di Operatività. Da un punto di vista pratico, le operazioni di introduzione dei dati e di controllo dei risultati si suddividono in tre fasi principali: Input, Analisi e Verifica. La prima cosa da fare è la definizione della geometria.

Le caratteristiche geometriche della struttura, cioè la disposizione in pianta delle pareti e le altezze dei piani costituiscono un supporto di base per l'inserimento degli "oggetti strutturali" trattati nella fase seguente.

I dati geometrici, principalmente segmenti, sono introdotti in modo grafico direttamente o lucidando un file in formato DXF o DWG.

La struttura è costituita da "oggetti strutturali" che determinano gli elementi resistenti.

Gli oggetti previsti sono principalmente pannelli di muratura verticali con eventuali rinforzi (catene, cordoli, pilastri), solai per la ripartizione delle azioni orizzontali, elementi lineari (travi, pilastri) nelle varie tipologie di materiali (c.a., acciaio, legno).

Ogni oggetto è caratterizzato dal materiale e da ulteriori parametri geometrici (spessore, caratteristiche d'inerzia, proprietà resistenti).

Per le strutture in c.a. sono richiesti i parametri di armatura, in quanto esegue l'analisi non lineare anche di questi elementi.

A partire da geometria ed oggetti strutturali inseriti vengono ricavati i dati per l'analisi secondo il modello 3Muri, cioè il telaio equivalente.

Il risultato di questa analisi è la presentazione di una mesh che schematizza maschi, fasce, travi, tiranti e pilastri. Questi elementi possono ancora essere modificati manualmente per tener conto di situazioni particolari.

Quest'analisi è condotta aumentando in modo monotono i carichi e ricavando lo spostamento orizzontale della struttura.

Superando un valore convenzionale di spostamento, calcolato automaticamente, si considera la struttura collassata e si può costruire la curva Forza orizzontale – Spostamento orizzontale, che rappresenta la Curva di capacità offerta, cioè il comportamento della struttura al variare dei carichi orizzontali.

Da notare che questa curva è indipendente dal terremoto, in quanto si tratta di una caratteristica intrinseca della struttura, funzione solo di geometria e caratteristiche di resistenza del materiale.

La costruzione del modello viene eseguita in modo interattivo, introducendo graficamente la struttura e controllando in ogni momento i dati ed i risultati.

La prima fase prevede l'input completamente grafico della struttura attraverso "oggetti strutturali": pannelli di muratura, travi e pilastri in c.a., acciaio, legno, muratura, catene, cordoli.

Sono calcolati in automatico parametri fondamentali per l'analisi "push-over" come la flessibilità dei solai prendendo in conto le diverse tipologie (solai in legno, in acciaio e laterizio, in c.a. semplici o incrociati, volte, ecc.).

Il modello viene completato con i carichi introdotti direttamente sui solai, i vincoli, le caratteristiche del terreno.

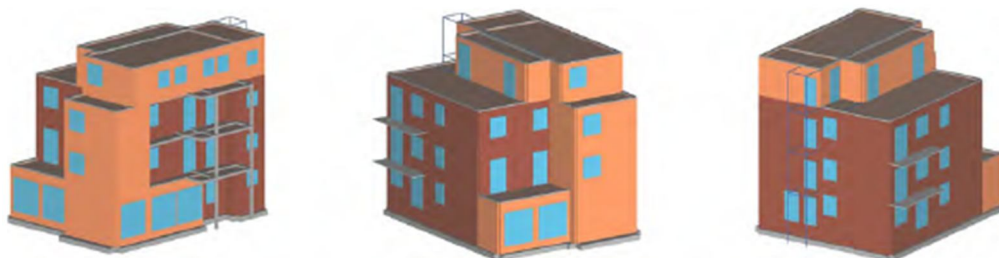


Figura 3.4 Esempio di struttura realizzata con 3Muri.

L'ambiente grafico si presenta con una barra verticale sul lato sinistro dedicata ai comandi grafici e tre cartelle che rappresentano le fasi di input e di analisi, cioè la sequenza logica delle operazioni previste.



Figura 3.5 Barra dei comandi grafici.

Il programma consente l'introduzione della piante con la suddivisione del modello in pareti. In fig. 3.6 sono riportati i comandi per la costruzione della geometria.



Figura 3.6 Comandi per la costruzione della geometria.

E' possibile poi introdurre gli elementi strutturali (pareti, travi, pilastri, balconi) e le loro caratteristiche



Figura 3.7 Comandi per l'introduzione degli Oggetti Strutturali.



Figura 3.9 Comandi per l'analisi e la presentazione dei risultati.

Questa è suddivisa in due fasi.

– **Fase 1 - Definizione del telaio equivalente**

A partire da geometria ed oggetti strutturali inseriti vengono ricavati i dati per l'analisi secondo il modello 3Muri, cioè il telaio equivalente.

Il risultato di questa analisi è la presentazione di una mesh che schematizza maschi, fasce, travi, tiranti e pilastri. Questi elementi possono ancora essere modificati manualmente per tener conto di situazioni particolari.

– **Fase 2 - Analisi non lineare**

Quest'analisi è condotta aumentando in modo monotono i carichi e ricavando lo spostamento orizzontale della struttura.

Superando un valore convenzionale di spostamento, calcolato automaticamente, si considera la struttura collassata e si può costruire la curva Forza orizzontale – Spostamento orizzontale, che rappresenta la Curva di capacità offerta, cioè il comportamento della struttura al variare dei carichi orizzontali.

Da notare che questa curva è indipendente dal terremoto, in quanto si tratta di una caratteristica intrinseca della struttura, funzione solo di geometria e caratteristiche di resistenza del materiale.

L'analisi principale per la verifica sismica è l'analisi **statica non lineare** (*push-over*).

Definita la geometria strutturale dell'edificio, come assemblaggio di pannelli murari, un algoritmo riconosce le connessioni tra di essi e provvede ad identificare automaticamente maschi, fasce e nodi.

Il programma permette la determinazione automatica del telaio equivalente suddividendo i pannelli murari in elementi rigidi, maschi, fasce e creando la struttura da analizzare.

Grazie ad un meshatore evoluto, sono presi in esame situazioni anche molto complesse con risultati sempre ingegneristicamente corretti.

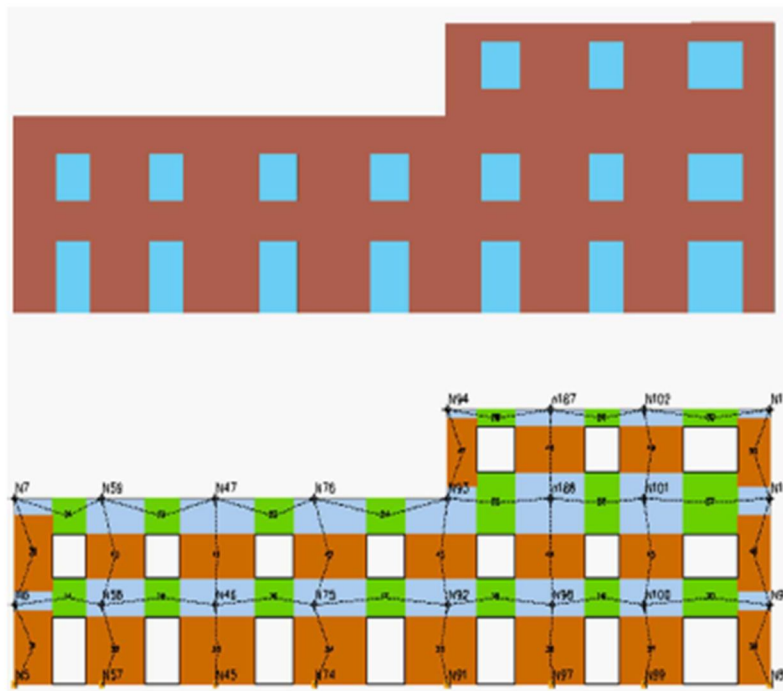


Figura 3.10 La figura rappresenta il modello geometrico introdotto dall'utente, a seguito di meshatura automatica, con l'individuazione di maschi, fasce, elementi rigidi e la presentazione del telaio equivalente.

La struttura introdotta sopra è automaticamente schematizzata con il telaio equivalente tenendo conto delle aperture, delle pareti confinanti dei vincoli esterni con la determinazione automatica di maschi, fasce ed elementi rigidi.

Il programma prevede 24 condizioni di carico e quindi 24 push-over per tener conto del sisma secondo X e Y nei due versi e delle eccentricità accidentali richieste da normativa. In questa fase viene eseguito il calcolo con la normativa scelta.

La distribuzione delle forze sismiche è proporzionale alle masse o al primo modo di vibrare.

La curva di capacità portante può essere tracciata riferendosi allo spostamento di uno specifico nodo di controllo o allo spostamento medio di piano. La figura seguente (fig. 3.11) riporta la lista delle analisi previste.

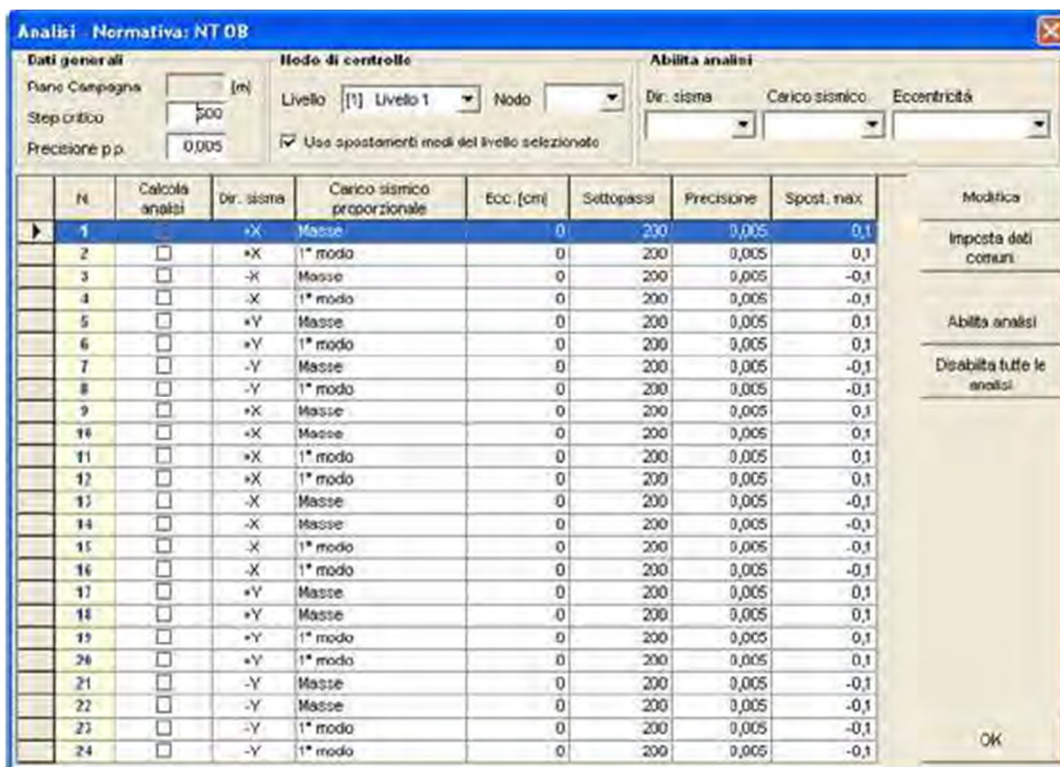


Figura 3.11 Analisi previste.

3Muri dispone di un motore di calcolo ottimizzato che consente di elaborare una struttura di dimensioni medie (3-4 piani) in pochi minuti.

Grazie alla modellazione con il metodo FME il numero di incognite prese in conto è sensibilmente minore rispetto ad altri metodi.

Il modulo “verifiche locali statiche” esegue le verifiche statiche locali. Il programma utilizza la mesh già creata per eseguire l’analisi non lineare, adattando la teoria del telaio equivalente per eseguire le verifiche statiche in campo lineare.

Il programma permette, inoltre, l’analisi dinamica modale. Questo è un ambiente dedicato al calcolo delle forme modali ed ai parametri ad esse associati.

Premendo il corrispondente pulsante mostrato nella barra di analisi, è possibile definire il n. di forme modali desiderate.

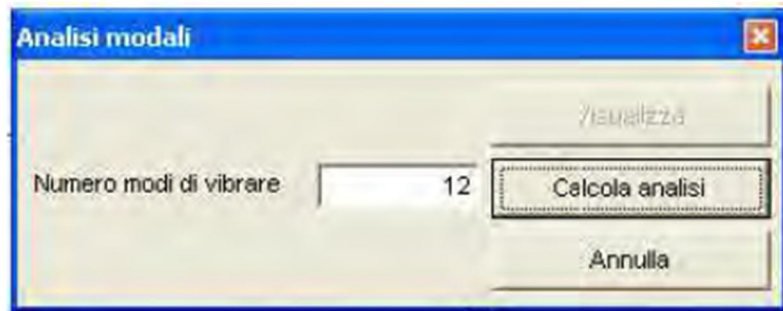


Figura 3.12 Comando per l'analisi modale.

Al termine dell'esecuzione del calcolo è possibile ottenere la presentazione dei risultati.

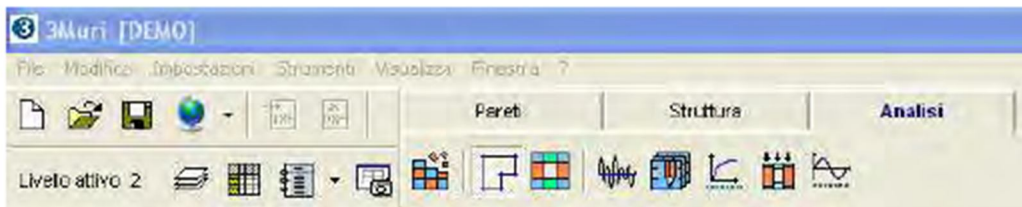


Figura 3.13 Comandi per l'analisi e la presentazione dei risultati.

La verifica è realizzata tramite il confronto tra domanda di spostamento e spostamento offerto.

Se tale valore non è verificato, è possibile prevedere interventi che migliorino le capacità della struttura.

I risultati dell'analisi non lineare sono presentati in modo sintetico per le diverse analisi effettuate, e di dettaglio per ogni singola analisi.

I risultati vengono visualizzati in questa finestra (fig. 3.14). Ogni riga riporta il risultato dell'analisi in verde se verificata, altrimenti in rosso.

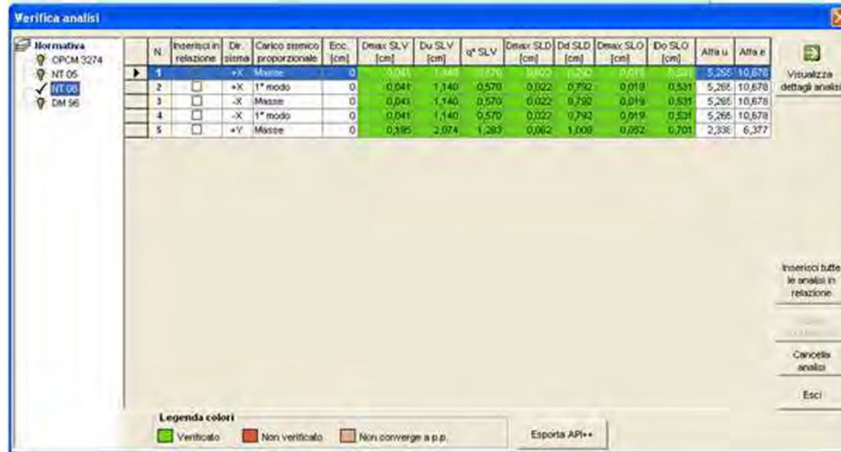


Figura 3.14 Finestra dei risultati.

Sono inoltre riportati i valori di:

- spostamento richiesto per stato limite ultimo e di danno;
- spostamento offerto per stato limite ultimo e di danno;
- q^* = fattore di struttura calcolato;
- a_u = grado di vulnerabilità per stato limite ultimo;
- a_e = grado di vulnerabilità per stato limite di danno.

Per ogni analisi viene presentata la curva push-over e la schematizzazione della bilatera del sistema equivalente. A seconda della normativa scelta vengono visualizzate le condizioni di verifica corrispondenti.

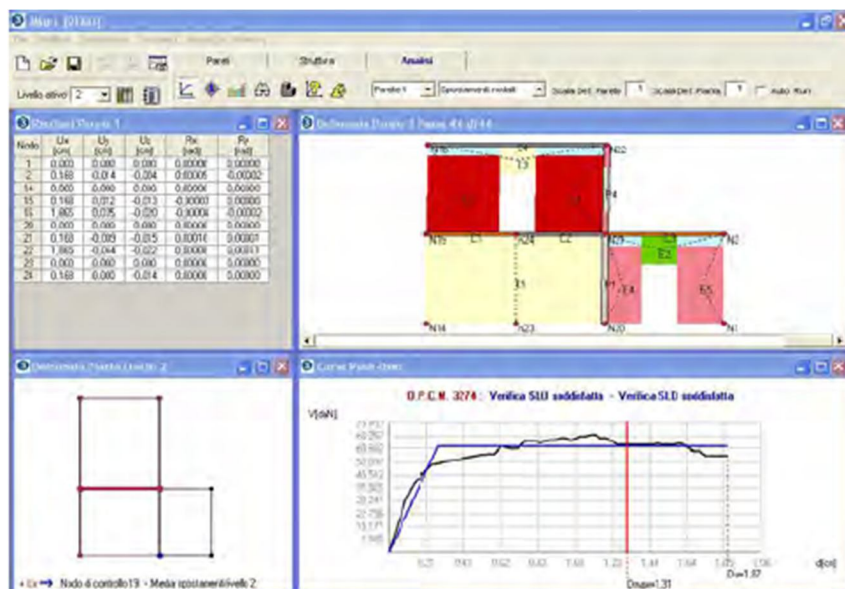


Figura 3.15 Risultati dell'analisi push-over.

E' possibile esaminare qualsiasi parametro della risposta della costruzione, al fine di una adeguata comprensione del comportamento strutturale. Questi dati sono necessari per progettare al meglio eventuali interventi di adeguamento o miglioramento sismico.

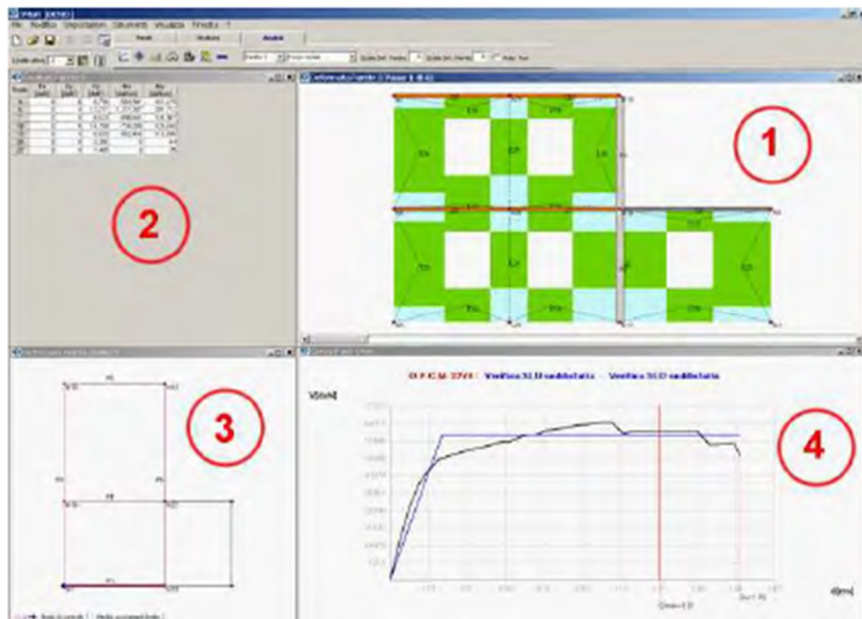


Figura 3.16 Presentazione dei risultati ottenuti con l'analisi.

La presentazione dei risultati avviene in 4 aree:

zona ①: è visibile il prospetto della parete interessata;

zona ②: sono riportati i risultati numerici;

zona ③: è presentata la pianta generale deformata in funzione del passo di carico.

Inoltre è evidenziata la parete riportata in zona 1);

zona ④: è presentata la curva sforzo-deformazione relativa all'intera struttura.

Risultato dell' "analisi statica non lineare" è la curva Sforzo - Deformazione, la curva taglio alla base – spostamento relativo ad un nodo di controllo.

Dalla curva così ottenuta viene definita la bilineare equivalente ed effettuata la verifica sismica globale dell'edificio.

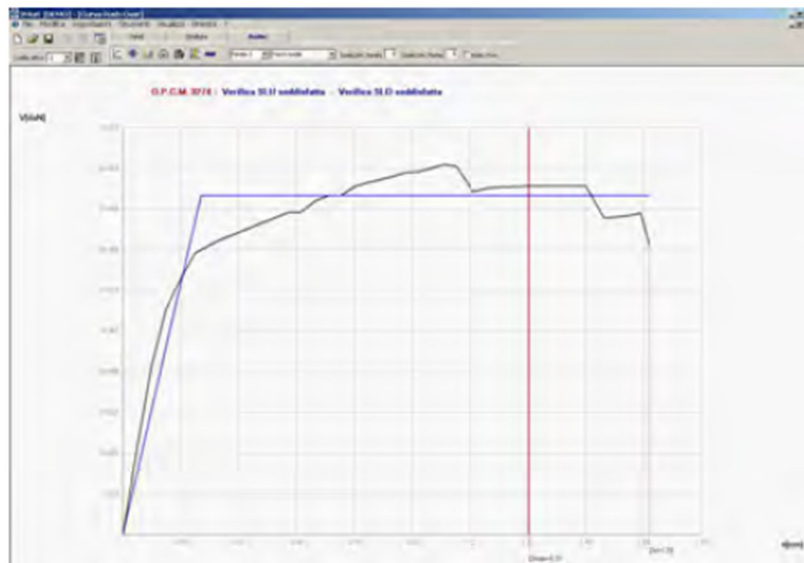


Figura 3.17 Curva Sforzo - Deformazione.

Il limite della curva a destra indica lo spostamento fornito dalla struttura. La barra rossa verticale indica lo spostamento minimo richiesto dalla normativa. Se questo valore risulta inferiore al limite destro della curva, la struttura è verificata.

Se invece la struttura non è verificata, è possibile prevedere miglioramenti mediante placcaggi o iniezioni, oppure inserendo nuovi elementi con materiali diversi, ad esempio setti in c.a., travi, pilastri, cordoli, catene.

Operando in questo modo non è più necessario verificare i singoli elementi, in quanto il loro contributo è implicitamente preso in conto nella fase di analisi dell'intera struttura.

Il modello 3Muri, attraverso lo studio del comportamento elasto-plastico degli elementi consente di valutare in ogni istante le condizioni degli elementi singoli e della struttura globale.

La verifica si ottiene quindi in termini prestazionali, cioè di capacità della struttura di subire spostamenti superiori a quanto richiesto dalla norma.

La finestra dati presenta i valori degli spostamenti, delle caratteristiche di sollecitazione e di deformazione dei nodi per le varie pareti che compongono la struttura per ogni sottopasso dell'analisi.

Nodo	Ux [cm]	Uy [cm]	Uz [cm]	Rx [rad]	Ry [rad]
3	0,000	0,000	0,000	0,00000	0,00000
4	0,172	-0,026	-0,015	0,00005	0,00013
5	0,000	0,0	Copia dati	0,00000	0,00000
6	0,174	-0,018	-0,005	-0,00007	0,00010
7	1,358	0,044	-0,010	-0,00010	0,00010
17	0,000	0,000	0,000	0,00000	0,00000
18	0,172	-0,013	-0,000	-0,00079	0,00026
19	1,354	-0,047	-0,019	-0,00064	0,00052
25	0,000	0,000	0,000	0,00000	0,00000
26	0,174	0,000	-0,005	0,00000	-0,00002
27	1,354	0,000	0,000	0,00000	0,00005

Figura 3.18 Risultati numerici.

In questa finestra ogni valore risulta selezionabile. Si possono trasmettere i risultati in altri programmi (Word, Excel, ecc.).

E' inoltre visualizzato l'andamento delle deformate, sia di pianta che della parete, il differente colore mette in luce lo stato di avanzamento del danno nei vari macroelementi.

Osservando le tonalità di colore presenti nella mappa della parete deformata, si può facilmente determinare i macroelementi danneggiati e la causa del danneggiamento (taglio, presso flessione).

Per tutti gli elementi non danneggiati è anche possibile valutare la tendenza al danneggiamento, andando a distinguere se entrano in campo plastico per taglio o per presso flessione.

Questo tipo di visualizzazione non riguarda solamente gli elementi murari ma anche quelli in C.A., acciaio o legno.

Tale strumento, mostra una grande potenzialità per la gestione di eventuali interventi di adeguamento sull'esistente, in quanto si dimostra molto efficace per l'individuazione delle zone in cui intervenire.

Dopo aver effettuato l'analisi push-over è possibile visualizzare l'andamento del danneggiamento nella struttura, secondo il procedimento di carico previsto.

Spostando infatti il cursore che indica la storia di carico, si ottiene l'animazione della propagazione del danno della struttura.

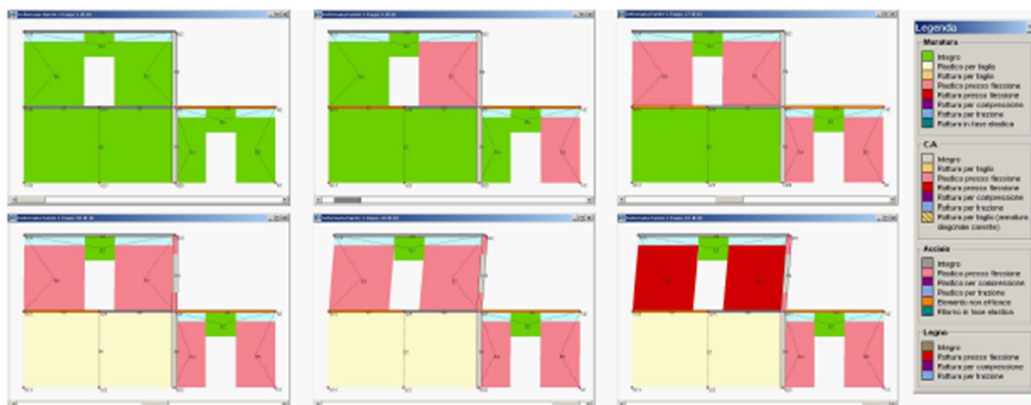


Figura 3.19 Indicazione della variazione dello stato degli elementi.

Nella fig. 3.19, da sinistra a destra in alto e quindi in basso, si nota la variazione di stato degli elementi, inizialmente integri, in seguito plasticizzati ed infine collassati. La mappa dei colori, come riportato nella fig. 3.20, indica il significato di ogni colorazione.



Figura 3.20 Mappa dei colori.

L'output grafico del programma permette di visualizzare la configurazione deformata dei solai e delle singole pareti ai vari passi di carico, evidenziando il grado di danneggiamento nei macroelementi. Sono tabellati i risultati numerici delle analisi (frequenze dell'analisi modale, spostamenti dei nodi, etc.).

É inoltre possibile esportare i risultati in formato Excel o testo.

Per ogni analisi dinamica è possibile ottenere una storia temporale degli spostamenti nei nodi o degli altri parametri significativi dell'analisi (dritta di interpiano, danneggiamento e rottura degli elementi, sollecitazioni), individuando automaticamente i valori massimi e minimi.

3.2 MODELLAZIONE E ANALISI DELLA STRUTTURA OGGETTO DI STUDIO

Per poter modellare l'edificio oggetto di studio è stato necessario inserire tutti i dati relativi ai materiali, riportati nel capitolo 2.3, nel software 3Muri e successivamente sono state inserite nel programma le piante dei vari livelli in formato DXF, modellando ogni parete assegnando il materiale corrispondente, gli eventuali cordoli di collegamento e le aperture presenti. La struttura presenta sia solai in latero-cemento che in legno, i quali sono stati creati assegnando le opportune caratteristiche geometriche ed i carichi ricavati dall'Analisi dei Carichi effettuata al capitolo 2.4.



Figura 3.21 Visuale 3D Modello Strutturale oggetto di studio.

Terminata la parte iniziale riguardante la geometria e gli oggetti strutturali inseriti, vengono ricavati i dati per l'analisi secondo il modello 3Muri, cioè il telaio equivalente.

Il risultato di questa analisi è la presentazione di una mesh che schematizza maschi, fasce, travi, tiranti e pilastri. I solai di copertura sono stati modellati come "STRUTTURALE", tipologia usata quando falda possiede una rigidità significativa e quindi è possibile utilizzarla per avere una ripartizione delle forze più coerente con

la realtà, tenendo presente che in tal caso è necessario che nella mesh della struttura siano coinvolti tutti gli elementi strutturali della copertura.

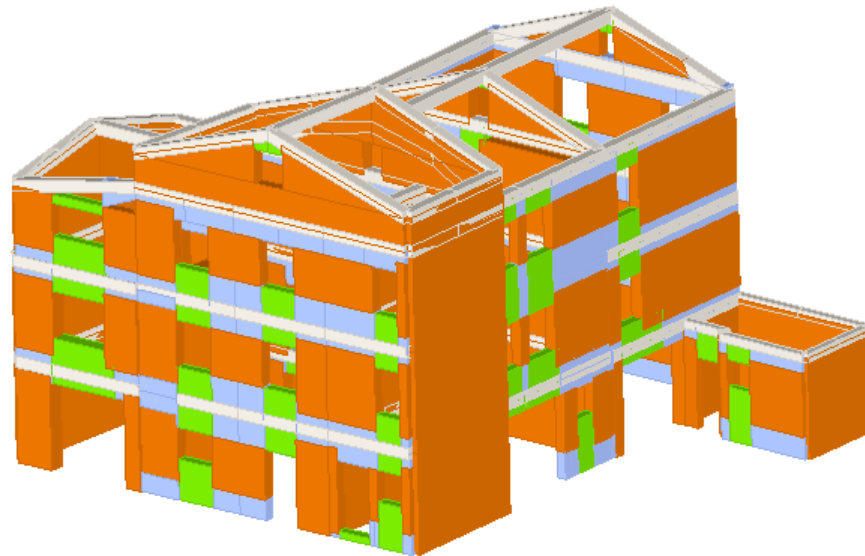


Figura 3.22 Visuale 3D Mesh.

Il passo successivo è stato quello di determinare le condizioni sismiche, ricordando che nelle Norme Tecniche del Gennaio 2008, gli spettri sismici dipendono non più dalla zona sismica, ma dalle coordinate geografiche del sito.

Parametri del sito

Città:

Longitudine:

Latitudine:

Vita nominale:

Classi d'uso:

Parametri di pericolosità sismica

	SLV	SLD	SLO
a_g	<input type="text" value="2,286"/>	<input type="text" value="0,792"/>	<input type="text" value="0,606"/>
F_0	<input type="text" value="2,42"/>	<input type="text" value="2,36"/>	<input type="text" value="2,4"/>
T^*_C	<input type="text" value="0,36"/>	<input type="text" value="0,31"/>	<input type="text" value="0,29"/>
T_R	<input type="text" value="475"/>	<input type="text" value="50"/>	<input type="text" value="30"/>

Figura 3.23 Parametri di pericolosità sismica.

Calcolati i parametri di pericolosità sismica relativi al sito dove è ubicato il fabbricato, è stata definita la classe del suolo, che nel caso in oggetto è la CLASSE C : *"depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)."* , e la categoria della superficie topografica, che nel caso studio è stata assunta la categoria T1: *"superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazioni media $i < 15^\circ$ ".*

Azione sismica

NT 08

Parametri di pericolosità sismica

Calcola

	SLV	SLD	SLO
a_g	2,286	0,792	0,606
F_0	2,42	2,36	2,40
T_C^*	0,36	0,31	0,29
T_R	475	50	30

Classe suolo

C

	SLV	SLD	SLO
S_S	1,36	1,50	1,50
T_B	0,18	0,16	0,15
T_C	0,53	0,48	0,46
T_D	2,53	1,92	1,85

Categoria topografica

T1 S_T 1

OK Annulla ?

Figura 3.24 Azione sismica.

Inseriti tutti i parametri necessari per effettuare l'analisi statica non lineare, il programma prevede 24 condizioni di carico e quindi 24 push-over per tener conto del sisma secondo X e Y nei due versi e delle eccentricità accidentali richieste da normativa. In questa fase viene eseguito il calcolo con la normativa scelta.

La curva di capacità portante può essere tracciata riferendosi allo spostamento di uno specifico nodo di controllo o allo spostamento medio di piano. Nel Caso oggetto di studio si è considerato lo spostamento di uno specifico nodo di controllo, scegliendo il NODO 32 del 3° LIVELLO.

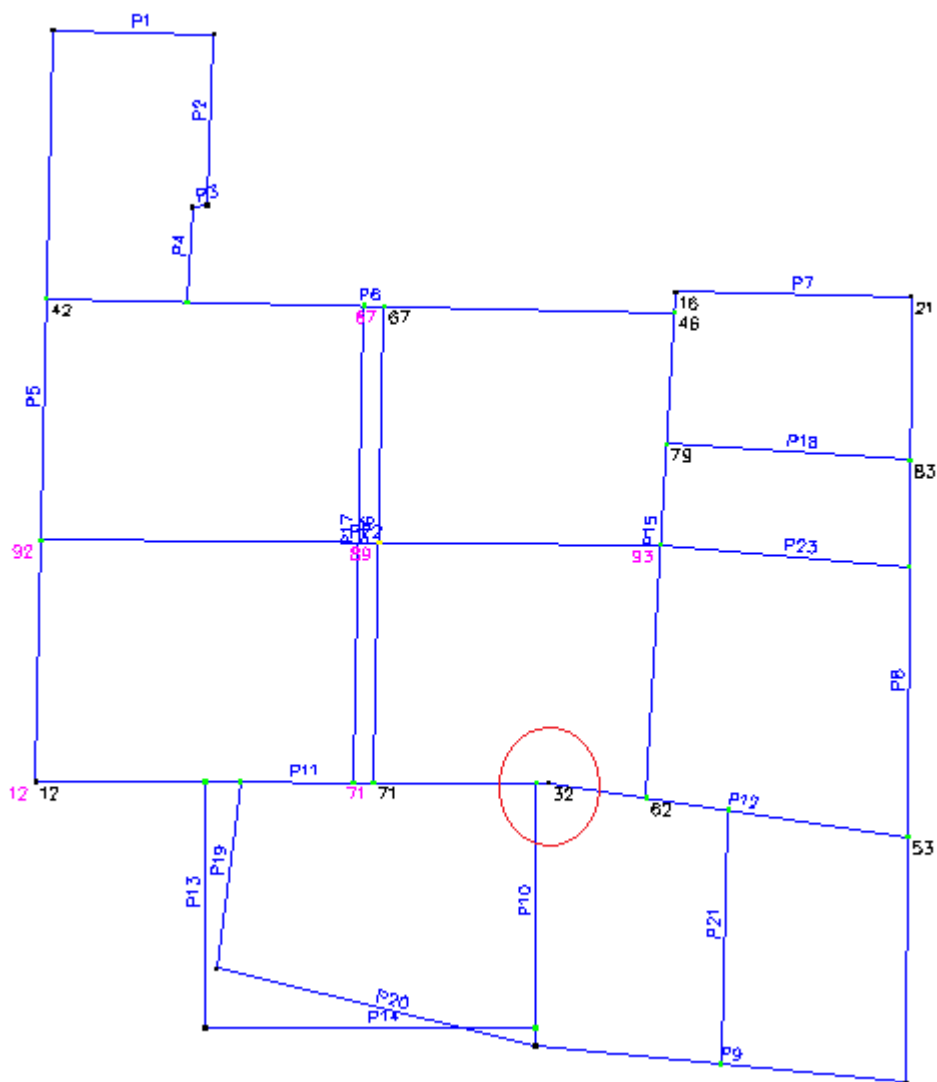


Figura 3.25 Scelta NODO di Controllo.

Analisi - Normativa : NT 08

Dati generali		Nodo di controllo		Abilita analisi	
Piano Campagna	0 [cm]	Livello	[3] Livello 3	Nodo	32
Step critico	500	<input type="radio"/> Spostamento del Nodo di controllo <input checked="" type="radio"/> Spostamenti medi del livello selezionato <input type="radio"/> Spostamenti Medi pesati		Dir. sisma	Tutte
Precisione p.p.	0,005			Carico sismico	Tutti
				Eccentricità	Tutte

N.	Calcola analisi	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Sottopassi	Precisione	Spost. max [cm]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	200	0,005	20,00
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	200	0,005	20,00
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	200	0,005	20,00
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	200	0,005	20,00
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	200	0,005	20,00
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	200	0,005	20,00
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	200	0,005	20,00
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	200	0,005	20,00
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	91,9	200	0,005	20,00
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-91,9	200	0,005	20,00
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	91,9	200	0,005	20,00
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-91,9	200	0,005	20,00
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	91,9	200	0,005	20,00
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-91,9	200	0,005	20,00
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	91,9	200	0,005	20,00
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-91,9	200	0,005	20,00
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	76,4	200	0,005	20,00
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-76,4	200	0,005	20,00
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	76,4	200	0,005	20,00
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-76,4	200	0,005	20,00
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	76,4	200	0,005	20,00
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-76,4	200	0,005	20,00
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	76,4	200	0,005	20,00
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-76,4	200	0,005	20,00

Modifica
Imposta dati comuni
Disabilita analisi
Disabilita tutte le analisi
OK
?

Figura 3.26 Le 24 analisi secondo le NTC08.

I risultati dell'analisi non lineare sono presentati in modo sintetico per le diverse analisi effettuate, e di dettaglio per ogni singola analisi. Ogni riga riporta il risultato dell'analisi in verde se verificata, altrimenti in rosso.

3.3 INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q° SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	1,83	7,81	2,002	0,45	1,84	0,35	1,84	1,498	2,838
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	2,08	1,62	2,549	0,49	1,42	0,38	1,42	0,820	2,090
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	1,78	6,50	2,229	0,41	1,04	0,32	1,04	1,346	1,894
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	2,03	4,25	2,391	0,48	1,21	0,37	1,21	1,255	1,897
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,23	1,13	1,695	0,25	0,81	0,20	0,71	0,950	2,146
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	1,65	0,92	2,152	0,32	0,81	0,25	0,81	0,689	1,774
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,34	1,51	1,637	0,29	0,90	0,23	0,90	1,077	2,203
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,80	1,62	2,091	0,38	0,90	0,29	0,90	0,929	1,771
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	91,9	2,06	8,17	2,155	0,51	6,83	0,40	6,21	1,392	3,737
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-91,9	1,60	1,92	1,778	0,39	1,73	0,30	1,73	1,139	2,973
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	91,9	2,23	1,67	2,583	0,54	1,28	0,42	1,28	0,795	1,828
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-91,9	1,99	1,57	2,533	0,46	1,37	0,36	1,37	0,831	2,115
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	91,9	2,00	7,23	2,367	0,47	2,62	0,37	2,11	1,267	3,401
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-91,9	1,66	3,83	2,089	0,37	1,07	0,29	1,07	1,436	2,062
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	91,9	2,15	6,61	2,536	0,52	2,61	0,40	2,02	1,183	3,175
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-91,9	1,89	3,26	2,196	0,45	1,34	0,35	1,34	1,366	2,167
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	76,4	1,34	1,13	1,818	0,27	0,82	0,21	0,71	0,899	2,057
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-76,4	1,07	1,02	1,515	0,24	0,91	0,19	0,71	0,972	2,437
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	76,4	1,74	0,93	2,282	0,33	0,82	0,26	0,82	0,662	1,700
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-76,4	1,56	1,03	2,044	0,30	0,91	0,24	0,81	0,766	1,984
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	76,4	1,43	1,52	1,733	0,30	0,90	0,24	0,90	1,037	2,109
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-76,4	1,24	1,31	1,526	0,28	0,90	0,22	0,90	1,033	2,319
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	76,4	1,90	1,63	2,241	0,39	0,80	0,30	0,80	0,895	1,578
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-76,4	1,69	1,41	1,940	0,36	0,90	0,28	0,90	0,886	1,862

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

Figura 3.27 Risultati Analisi Statica non Lineare.

Nella Fig. 3.27 è contenuto il riassunto delle analisi condotte per il modello in esame, specificando nelle prime colonne il tipo di analisi mentre nelle ultime sono mostrati gli indici di vulnerabilità per ciascuno dei tre stati limite.

Dai risultati ottenuti si evince come il fabbricato oggetto di studio non supera le verifiche secondo le NTC08, evidenziando in particolare che per 12 analisi, l'indice di vulnerabilità è al di sotto dell'unità.

Analizzando nello specifico ogni analisi effettuata si possono individuare le parti della struttura che necessitano di interventi di consolidamento, e quindi prevedere interventi di adeguamento sismico, individuando i maschi murari da consolidare e le tipologie di intervento da eseguire.

Si è scelto di partire dalle analisi più gravose sia in direzione X che in direzione Y, andando ad interrogare i risultati per capire quale parete, e quindi quali maschi murari non permettessero la riuscita della verifica.

Nell'Analisi 19 (analisi più gravosa direzione Y) la verifica non è soddisfatta perché vi è la rottura per taglio dei maschi murari nelle pareti 8, 15 e 16.

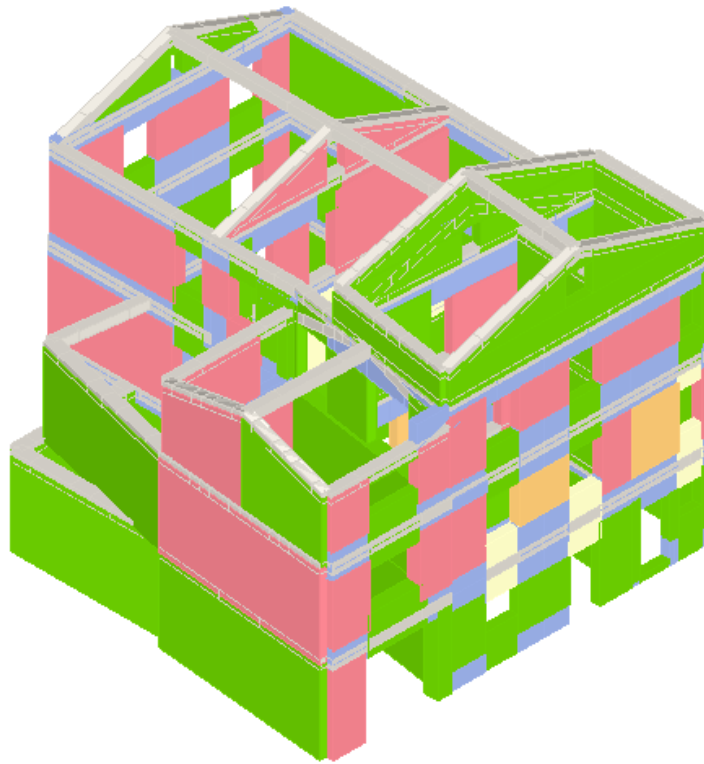


Figura 3.28 Analisi 19 la più gravosa in direzione Y.

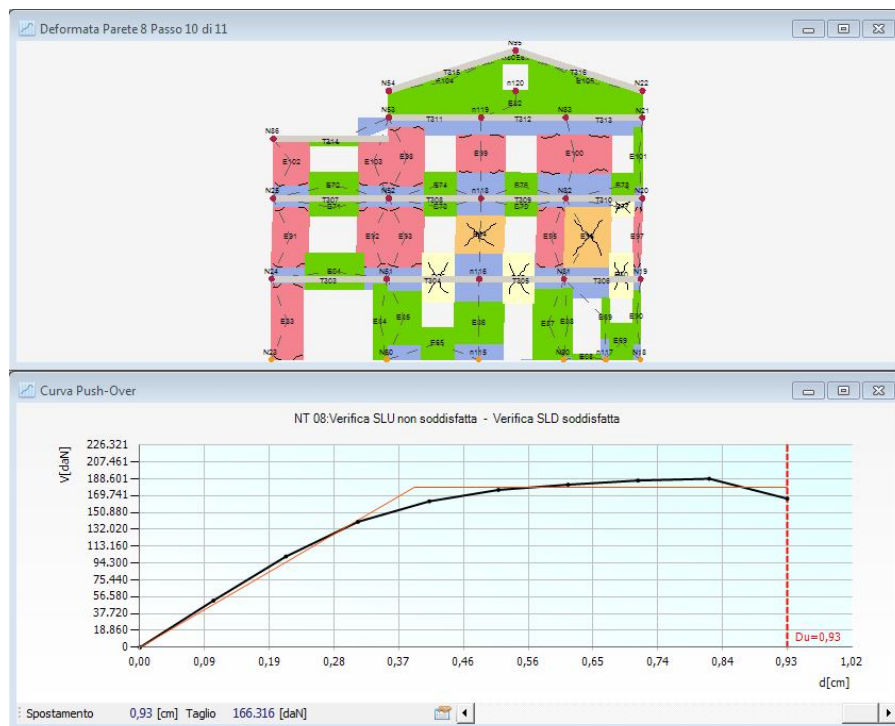


Figura 3.29 Parete 8 Analisi 19.

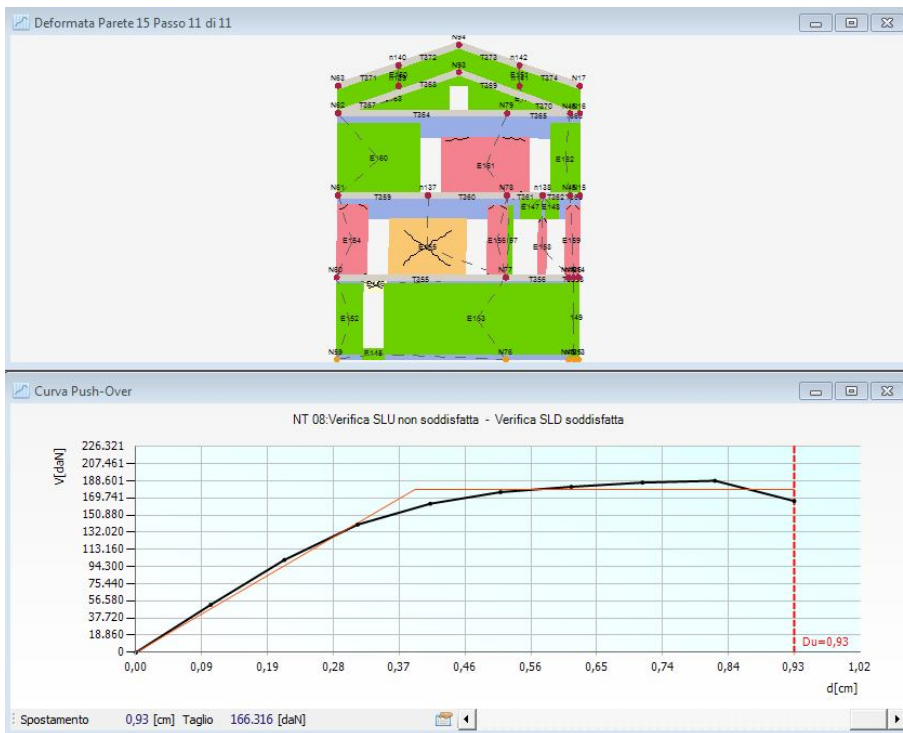


Figura 3.30 Parete 15 Analisi 19.

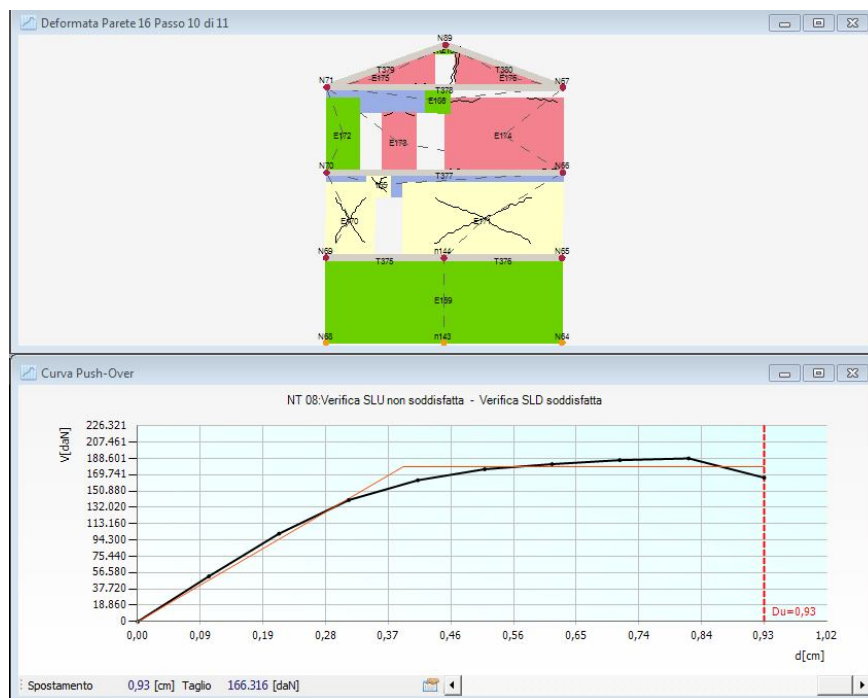


Figura 3.31 Parete 16 Analisi 19.

Nell'Analisi 11 (analisi più gravosa direzione X) la verifica non è soddisfatta perché vi è la rottura per pressoflessione dei maschi murari nella parete 11.

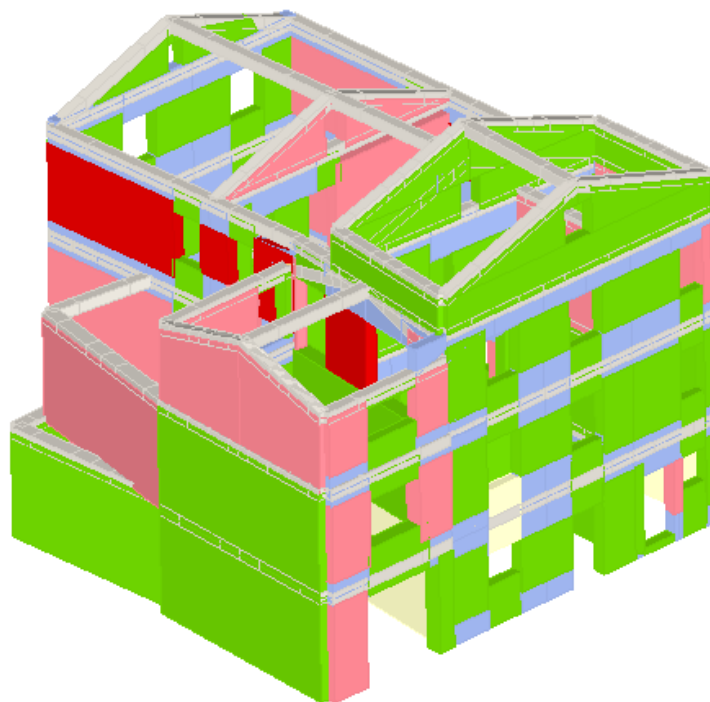


Figura 3.32 Analisi 11 la più gravosa in direzione X.

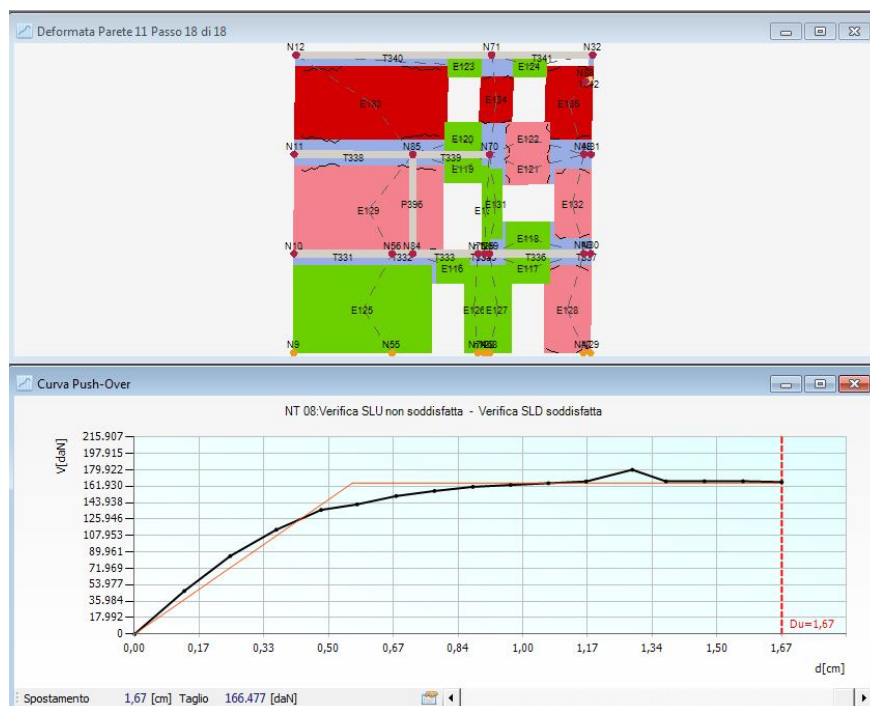


Figura 3.33 Parete 11 Analisi 11.

Per l'adeguamento sismico del fabbrico, si è pensato di intervenire andando ad applicare ai maschi murari soggetti a rottura per taglio rinforzi in FIBRA DI VETRO, mentre dove è presente la rottura per pressoflessione si è scelto di introdurre alle aperture una CERCHIATURA IN ACCIAIO.

I suddetti interventi saranno descritti nel capitolo 4, dove sono anche riportati i risultati dell'analisi statica non lineare effettuata dopo l'applicazione dei rinforzi strutturali.

CAPITOLO 4

INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO

4.1 FIBRE DI VETRO: DESCRIZIONE E CARATTERISTICHE

I compositi fibrorinforzati di cui si tratterà sono costituiti da una matrice polimerica di natura organica e da fibre di rinforzo dalle caratteristiche meccaniche particolarmente elevate. Si tratta di materiali molto efficienti dal punto di vista strutturale e che sono, generalmente, anisotropi.

Tranne che in rarissimi casi, fibre e matrice polimerica non possono essere messi in opera senza ulteriori processi necessari a realizzare fogli, lamine (con l'utilizzo di leganti chimici) o tessuti. Allo stesso modo, la matrice polimerica è spesso realizzata con una miscela di additivi necessari a ottimizzarne le caratteristiche meccaniche e la lavorabilità.

La fase delle fibre, in un composito FRP, è formata da centinaia di filamenti del diametro dell'ordine del micrometro, nella stragrande maggioranza dei compositi usati in ingegneria civile, queste fibre sono indefinitamente lunghe e denominate continue; esse costituiscono una parte rilevante (dal 20% fino al 60% in volume) del composito. Le proprietà meccaniche delle fibre sono di solito notevolmente più elevate di quelle della resina in cui sono immerse, d'altra parte, per la loro natura filamentosa, non possono essere usate da sole.

Le fibre di vetro sono usate in moltissimi campi dell'ingegneria delle strutture, per effettuare rinforzi agli elementi strutturali.

Il vetro è un solido amorfo costituito prevalentemente da ossidi metallici. La silice, SiO_2 , è la componente fondamentale arrivando fino al 70% in peso. La tecnologia di produzione delle fibre di vetro è basata sulla filatura di una miscela (batch) costituita principalmente da sabbia, allumina e calcare. I componenti sono miscelati a secco e portati a fusione (circa 1260 °C) in una fornace a refrattari (tank). Il vetro

fuso viene alimentato direttamente su filiere di platino (bushings) e fatto passare per gravità attraverso appositi fori praticati sul fondo.

I filamenti, prodotti per filatura da fuso, sono quindi raggruppati, con l'applicazione o meno di una legger a torsione, a formare una treccia o fibra (strand o end), tipicamente costituita da 204 filamenti.

Le fibre di vetro sono anche disponibili in forma di foglio sottile, che prende il nome di mat., il quale può essere costituito sia da fibre continue che fibre corte (ossia fibre discontinue di lunghezza tipica compresa tra 25 e 50 mm) disposte casualmente nel piano e tenute assieme da un legante chimico. La larghezza dei mat è variabile tra 5 cm e 2 m; la loro massa è dell'ordine di 0,5 kg/m².

Le fibre di vetro sono particolarmente sensibili all'umidità, soprattutto in compresenza di ambienti salini e ad elevata alcalinità, e necessitano di essere ben protette dalla fase resinosa del sistema composito. Altre problematiche di questo materiale sono la tendenza al degrado delle caratteristiche meccaniche sotto carichi ripetuti.

I vantaggi delle fibre di vetro sono le eccellenti proprietà isolanti (da cui il loro uso massiccio nell'industria elettrica) e la convenienza economica.

Esistono diverse tipologie di fibre di vetro, le più usate sono quelle di tipo E, altre fibre come il tipo A e C (resistenti alla corrosione) sono utilizzate in prodotti altamente specializzati dell'ingegneria, infine le fibre tipo S sono prevalentemente utilizzate nell'industria aerospaziale.

Tipo di fibra di vetro	Densità [g/cm ³]	Modulo di Young in trazione [GPa]	Resistenza a trazione [MPa]	Allungamento massimo [%]
E	2,57	72,5	3400	2,5
A	2,46	73	2760	2,5
C	2,46	74	2350	2,5
S	2,47	88	4600	3,0

Figura 4.1 Tipologie di fibre di vetro.

Le azioni orizzontali da sisma, sia che risultino direttamente applicate alle pareti e dirette normalmente alle stesse come conseguenza delle forze inerziali delle masse murarie, o che nascano in corrispondenza degli impalcati per effetto dei carichi che vi agiscono, vanno affidate, come visto, alla struttura nella sua globalità con funzionamento scatolare, fermo restando che gli impalcati siano abbastanza rigidi da ripartire le azioni sismiche tra le pareti verticali.

Il comportamento sotto sisma di un fabbricato in muratura è, quindi, strettamente legato alla risposta resistente dei singoli pannelli sottoposti all'azione di taglio nel proprio piano.

Le forze che nascono per effetto del terremoto, però, possono essere tali da superare la resistenza a taglio delle pareti, si generano così dei quadri fessurativi dall'andamento approssimativamente perpendicolare alle direzioni principali di trazione.

La tipologia di intervento più diffusa per l'incremento della resistenza a taglio di pannelli murari prevede l'incremento della superficie resistente aumentandone lo spessore con paretine in calcestruzzo armati in aderenza. L'intervento si realizza realizzando le paretine integrative, armate con rete elettrosaldata ed inserendo delle barre di collegamento tra le pareti (agganciate alla rete elettrosaldata), dimensionate e distribuite in funzione degli spessori e dei carichi in gioco, iniettando i fori con miscele compatibili col supporto.

Questo è un intervento molto efficace nei casi in cui la muratura sia particolarmente degradata oppure presenti diffuse lesioni, qualora le lesioni siano particolarmente gravi, l'intervento può essere preceduto da interventi di risarcitura con biacche da iniezione.

Con lo sviluppo dei materiali FRP, la modalità di ripristino, per certi versi più "ovvia" prevedendo l'utilizzo di tali materiali compositi, è quella di realizzare, sulla zona da rinforzare, delle paretine di intonaco armate con barre in fibra di carbonio o vetro in luogo dell'acciaio. La rete di rinforzo è solidarizzata alla muratura sottostante con elementi anch'essi in composito, distribuiti opportunamente sulla superficie.

Interventi ancor meno invasivi dalla rapidissima messa in opera possono essere realizzati utilizzando una rete in fibra di vetro o carbonio immersa in una miscela cementizia minerale (Fiber Reinforced Cementitious Matrix, FRCM) che funge da matrice del rinforzo e legante con la superficie di supporto. Il sistema è applicato attraverso uno strato di matrice cementizia nel cui piano medio è inserito il rinforzo, sotto forma di una o più reti in fibra di vetro.

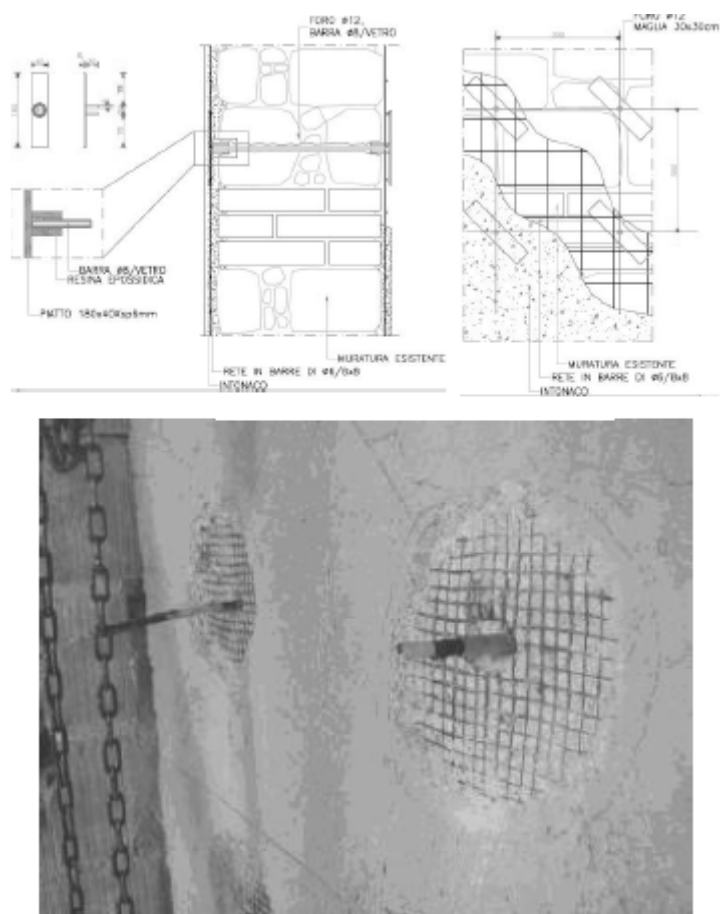


Figura 4.2 Messa in opera rinforzo in Fibra di Vetro.

4.2 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

Nel fabbricato oggetto di studio, per rinforzare i maschi murari soggetti a rottura per taglio, si è scelto di utilizzare la rete in fibra di vetro.

Dopo alcune ricerche tra i produttori di questo materiale, si è scelto di utilizzare la rete in fibra di vetro della MAPEI, la quale commercialmente è denominata MAPEGRID G220.



Figura 4.3 MAPEGRID G220.

Rete in fibra di vetro A.R. alcali resistente, pre-apprettata, da impiegare in abbinamento a Planitop HDM, Planitop HDM Maxi (malte cementizie premiscelate bicomponenti, a base di leganti a reattività pozzolanica, fibrorinforzata ad elevata duttilità, per il rinforzo strutturale "armato" di supporti in muratura) o Planitop HDM Restauro (malta premiscelata bicomponente, a base di calce idraulica (NHL) ed Eco-Pozzolana, fibrorinforzata ad elevata duttilità per il rinforzo strutturale "armato" di supporti in muratura) per il rinforzo strutturale di manufatti in muratura di pietra, mattoni, tufo e miste, al fine di migliorare la resistenza e la duttilità globale.

Mapegrid G 220 è una speciale rete a maglia quadrata, costituita da fibre di vetro A.R. alcali resistente, con contenuto di ossido di zirconio pari al 17%, pre-apprettata che grazie alla sua particolare tessitura, applicata sui manufatti in muratura, permette di sopperire alla carenza di resistenza a trazione degli stessi e di conferire maggiore duttilità al comportamento sollecitazioni.

Ne consegue che, il pacchetto così composto, in caso di movimento della struttura, è in grado di distribuire gli sforzi sull'intera superficie degli elementi rinforzati con la rete, facendo sì che la rottura si trasformi da fragile a duttile.

Il sistema aderisce perfettamente al supporto, con proprietà meccaniche tali che le sollecitazioni locali provocano sempre la crisi del supporto stesso e non all'interfaccia supporto-sistema di rinforzo.

Questo materiale ha i seguenti vantaggi:

- Ottima resistenza a trazione;
- Inalterabile e resistente alle aggressioni chimiche del cemento;
- Resistente agli agenti atmosferici;
- Elevata stabilità dimensionale;
- Alta durabilità e stabilità all'interno delle matrici inorganiche;
- Bassa invasività estetica;
- Non arrugginisce;
- Leggera e maneggevole;
- Facile da tagliare e adattare alla conformazione del supporto.

DATI TECNICI (valori tipici)	
DATI IDENTIFICATIVI DEL PRODOTTO	
Tipo di fibra:	fibre di vetro A.R.
Grammatura (g/m ²):	225
Dimensione delle maglie (mm):	25 x 25
Densità della fibra (g/cm ³):	2,50
DATI APPLICATIVI	
Resistenza a trazione (kN/m):	45
Modulo elastico (GPa):	72
Area resistente per unità di larghezza (mm ² /m):	35,27
Spessore equivalente di tessuto secco (mm):	0,035
Allungamento a rottura (%):	1,8

Figura 4.4 Dati Tecnici.

Le modalità di applicazione si suddividono in:

- Preparazione del sottofondo;
- Applicazione del primo strato di malta;
- Posa in opera di Mapegrid G 220;
- Applicazione del secondo strato di malta.

Preparazione del sottofondo

La superficie su cui applicare Mapegrid G 220 presuppone un'adeguata preparazione. Nel caso di rinforzi di maschi murari o intradossi di volte ed archi, è necessario procedere alla completa rimozione degli intonaci, manualmente o con attrezzi meccanici, e di tutte le eventuali parti inconsistenti o in fase di distacco, fino ad ottenere un supporto sano, compatto e meccanicamente resistente, che non porti al distacco delle successive applicazioni. L'operazione dovrà essere protratta fino alla muratura sottostante. Durante la rimozione degli intonaci, se necessario risarcire grossi vuoti, tramite l'utilizzo di nuove pietre, mattoni e/o tufo, di caratteristiche fisiche quanto più possibili corrispondenti ai materiali originari.

Nel caso di rinforzo estradossale di volte in muratura, è necessario procedere alla rimozione di pavimenti e rinfianchi e di tutte le parti inconsistenti, fino ad ottenere un supporto sano, compatto e meccanicamente resistente, che non porti al distacco delle successive applicazioni.

Si consiglia di procedere, al successivo idro-lavaggio della superficie a bassa pressione, l'eventuale acqua in eccesso dovrà essere lasciata evaporare in modo che la muratura da riparare sia satura di acqua ma a superficie asciutta (s.s.a.). Per accelerare questa operazione può essere utilizzata aria compressa.

Applicazione del primo strato di malta

Preparazione di Planitop HDM o Planitop HDM Maxi o Planitop HDM Restauro.

Applicazione con spatola metallica piana o a spruzzo di un primo strato uniforme di ca. 5-6 mm di Planitop HDM o Planitop HDM Maxi o Planitop HDM Restauro.

Regolarizzare l'intera parete in maniera tale da ottenere uno strato adeguatamente planare.

Posa in opera di Mapegrid G 220

Contestualmente all'applicazione del primo strato di malta ancora "fresco", posizionare in maniera diffusa la rete Mapegrid G 220 comprimendola dolcemente con una spatola piana in modo da farla aderire perfettamente alla malta applicata. Teli adiacenti di Mapegrid G 220 nei punti di giunzione, sia longitudinalmente che trasversalmente, dovranno essere sormontati per uno spessore di almeno 15 cm.

Applicazione del secondo strato di malta

Successivamente, si proceda all'applicazione del secondo strato uniforme di ca. 5-6 mm di Planitop HDM o Planitop HDM Maxi o Planitop HDM Restauro in modo tale da coprire completamente la rete.

In particolare, nel caso di rinforzo di archi o volte, estradossale o intradossale, si consiglia di risvoltare in corrispondenza delle imposte, il pacchetto di rinforzo per almeno 40 cm.



Figura 4.5 Intervento di adeguamento con fibra di vetro in località Villa Prospera.

Calcolo parametro di miglioramento

Avendo tutte le proprietà del materiale da utilizzare, posso calcolare la resistenza a taglio di progetto della muratura rinforzata, utilizzando la formula fornita dal C.N.R. DT200/R12013:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,m} + V_{Rd,f}; V_{Rd,max} \}$$

Dove:

$$V_{Rd,m} = x \cdot t \cdot f_{vd}$$

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.6 \cdot d \cdot (E_f \cdot \varepsilon_{fd}) \cdot 2 \cdot t_f \cdot \frac{b_f}{p_f}$$

Essendo:

- X la distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso;
- t lo spessore della parete;
- f_{vd} la resistenza di progetto a taglio della muratura valutata in accordo con la Normativa vigente in funzione della tensione normale media pari al rapporto tra il risultante degli sforzi di compressione e l'area, $x \cdot t$;
- E_f il modulo di elasticità del composito FRP nella direzione delle fibre;
- ε_{fd} la deformazione di progetto del rinforzo di FRP;
- t_f lo spessore del rinforzo di FRP;
- b_f e p_f , rispettivamente, la larghezza e il passo delle strisce, misurati ortogonalmente alla direzione delle fibre.

Calcolata così la resistenza a taglio di progetto della muratura rinforzata, la posso confrontare con la resistenza a taglio della muratura originaria, in modo da poter calcolare il parametro migliorativo del materiale da assegnare successivamente alla muratura nel programma di calcolo.

Parametri migliorativi

Materiale esistente

Tipo muratura: Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)

<input type="checkbox"/> Malta buona	<input type="text" value="-"/>	<input type="checkbox"/> Ricorsi o listature	<input type="text" value="-"/>
<input type="checkbox"/> Connessione trasversale Diatoni artificiali	<input type="text" value="-"/>	<input type="checkbox"/> Iniezioni di miscele leganti	<input type="text" value="-"/>
<input type="checkbox"/> Intonaco armato	<input type="text" value="-"/>	<input type="checkbox"/> Giunti sottili (< 10 mm)	<input type="text" value="-"/>
<input type="checkbox"/> Nucleo scadente e/o ampio	<input type="text" value="-"/>	<input checked="" type="checkbox"/> Altro	<input type="text" value="2,5"/>

Normativa Italiana

Figura 4.6 Parametro migliorativo della muratura rinforzata.

Nel caso oggetto di studio si introduce un parametro migliorativo pari a **2,5**, come si evince dalla fig. 4.6, avendo presente che tale coefficiente non sarà ridotto, in quanto si utilizzeranno delle connessioni trasversali nell'ordine di **8/mq**.

Si è scelto di utilizzare, per tali connessioni, MapeWrap Fiocco della MAPEI. Tale sistema garantisce l'annullamento di eventuali fenomeni di "debonding" andando inoltre ad incrementare l'efficienza statica del rinforzo applicato.



Figura 4.7 MAPEWRAP C/G FIOCCO.

Si è scelto di utilizzare anche le connessioni strutturali in modo da avere un aumento notevole della connessione tra i rinforzi utilizzati per gli elementi strutturali e i supporti esistenti, un'elevata durabilità dei materiali impiegati nella realizzazione o nel ripristino di strutture civili ed industriali che si trovano in ambienti aggressivi, dove è necessario realizzare delle "connessioni armate". Mapewrap Fiocco elimina, infatti, tutti i rischi connessi con la corrosione del rinforzo applicato, nel caso si utilizzi materiali in acciaio. Grazie alla loro estrema leggerezza, inoltre, possono essere messi in opera senza l'ausilio di attrezzature particolari di sollevamento, in tempi estremamente brevi e spesso senza che sia necessario interrompere l'esercizio della struttura.

DATI TECNICI (valori tipici)		
DATI IDENTIFICATIVI DEL PRODOTTO		
	MapeWrap C Fiocco	MapeWrap G Fiocco
Tipo di fibra:	carbonio ad alta resistenza	vetro Type E
Aspetto:	"corde" costituite da fibre unidirezionali tenute insieme da una garza protettiva	
Voce doganale:		
Massa volumica (g/cm³):	1,8	2,62
Resistenza meccanica a trazione (N/mm²):	4.830	2.560
Modulo elastico (N/mm²):	230.000	80.700
Allungamento a rottura (%):	2	> 3
Area equivalente di tessuto secco (mm²):		
- Ø 6:	15,70	16,34
- Ø 8:	21,24	21,45
- Ø 10:	26,79	27,58
- Ø 12:	31,40	32,69

Figura 4.8 Dati Tecnici.

Le modalità di applicazione si suddividono in:

- Preparazione del supporto;
- Realizzazione dei fori;

- Preparazione di MapeWrap Fiocco;
- Preparazione di MapeWrap Primer 1;
- Applicazione di MapeWrap Primer 1;
- Preparazione di MapeWrap 31;
- Applicazione di MapeWrap 31;
- Inserimento di MapeWrap Fiocco;

Preparazione del supporto

Nel caso in cui la struttura dove inserire i "fiocchi" e comunque da rinforzare risulti fortemente degradata, prima di posizionare MapeWrap Fiocco, procedere al risanamento dei vari elementi. Si consiglia dunque di rimuovere le parti ammalorate mediante martellinatura manuale o pneumatica oppure attraverso idroscarifica. In presenza di armature metalliche ripulirle da eventuali tracce di ruggine, proteggendole con Mapefer, malta cementizia anticorrosiva bicomponente o Mapefer 1K, malta cementizia anticorrosiva monocomponente.

Realizzazione dei fori

MapeWrap Fiocco possiede un diametro esterno variabile da 6, 8, 10 o 12 mm ed è, quindi, necessario predisporre dei fori nell'elemento da innestare del diametro di almeno 18/20 mm, aventi una profondità minima di 20 cm e comunque da valutare e calcolare in base allo spessore della muratura. Queste indicazioni, se adottate correttamente, garantiscono al prodotto che verrà iniettato, di inglobare completamente il MapeWrap Fiocco e quindi di ottenere un adeguato ancoraggio con il supporto.

Una volta realizzato il foro, eliminare completamente la polvere ed il materiale incoerente aspirandolo.

Preparazione di MapeWrap Fiocco

Taglio di porzioni di MapeWrap Fiocco aventi una lunghezza minima di 40 cm e comunque da valutare e calcolare in base allo spessore della muratura.

Arretrare la parte finale della garza protettiva per una lunghezza pari a quella della profondità del foro, successiva impregnazione di tale porzione con MapeWrap 21e riposizionamento della garza al di sopra della porzione appena impregnata.

Al fine di non compromettere l'adesione durante le fasi di inghisaggio nel foro, la superficie di detta porzione, una volta impregnata, dovrà essere necessariamente spagliata a rifiuto con della sabbia di quarzo asciutta in modo da renderla ruvida. Ad indurimento avvenuto sarà poi possibile applicare il "fiocco" appena creato.

Preparazione di MapeWrap Primer 1

I due componenti di cui è composto MapeWrap Primer 1 devono essere miscelati tra loro. Versare il componente B nel componente A e mescolare con trapano munito di agitatore, a basso numero di giri, fino a completa omogeneizzazione della resina fluida. Rapporto di miscelazione: 3 parti in peso di componente A e 1 parte in peso di componente B. Per non incorrere in accidentali errori di dosaggio impiegare l'intera confezione; nel caso le confezioni debbano essere impiegate parzialmente utilizzare una bilancia elettronica di precisione (questa procedura dovrà essere adottata anche per i prodotti successivi).

Dopo la preparazione MapeWrap Primer 1 ha un tempo di lavorabilità di circa 90 minuti a +23°C.

Applicazione di MapeWrap Primer 1

Una volta preparati i fori, come descritto in precedenza, applicare MapeWrap Primer 1 al loro interno, mediante l'utilizzo di uno scovolino.

Nel caso in cui il supporto sia fortemente assorbente, applicare una seconda mano di MapeWrap Primer 1, dopo che la prima sia stata assorbita completamente.

Effettuare successivamente, l'applicazione di MapeWrap 31 sul prodotto sottostante ancora "fresco".

Preparazione di MapeWrap 31

La scelta del prodotto da utilizzare è in funzione della tipologia del foro da riempire.

Nel caso in cui i fori siano stati eseguiti orizzontalmente, a soffitto e comunque su di un supporto molto poroso, è preferibile utilizzare MapeWrap 11o MapeWrap 12 in quanto stucchi epossidici, invece per fori realizzati a pavimento, leggermente inclinati o su supporti molto compatti esenti da possibili fessure interne (per es. calcestruzzo), preferire MapeWrap 31 poiché resina epossidica di media viscosità.

Applicazione di MapeWrap 31

Riempire per tutta la loro altezza le cavità predisposte precedentemente trattate con MapeWrap Primer 1 quando questo risulta essere ancora "fresco".

Inserimento di MapeWrap Fiocco

Una volta terminate le operazioni di riempimento dei fori, inserire MapeWrap Fiocco preventivamente preparato, lentamente e con precisione, in modo da favorire la fuoriuscita del prodotto in eccesso. Eliminazione di tale materiale con una spatola metallica. Allo scopo di limitare il ringrosso della sezione su di cui andrà applicato MapeWrap Fiocco di aumentarne l'adesione, la restante parte dei "fiocchi" (non inserita nei fori), deve essere disposta "a ventaglio", al di sopra della struttura da collegare, utilizzando MapeWrap 31, facendo attenzione ad impregnare completamente le fibre e applicando una prima mano sul supporto prima di applicare il "fiocco".

Sebbene la resina epossidica sia un materiale isolante, nel caso in cui si debbano collegare elementi in ferro utilizzando MapeWrap C Fiocco, è consigliabile interporre tra questi due elementi uno strato "isolante" costituito da un tessuto in fibra di vetro.

In caso contrario si potrebbero generare delle "correnti galvaniche" dovute al differente potenziale elettrochimico tra il materiale metallico e le fibre in carbonio, creando così eventuali fenomeni corrosivi. Stendere in modo uniforme, a pennello o a rullo a pelo corto, sul primo strato dello stucco utilizzato in precedenza quando

ancora "fresco", un primo strato di MapeWrap 31. Sullo strato di MapeWrap 31 ancora "fresco", porre in opera immediatamente il tessuto MapeWrap G UNI-AX avendo cura di stenderlo senza lasciare alcuna grinza.

Applicare una seconda mano di MapeWrap 31 e quindi ripassarlo più volte utilizzando il Rullino per MapeWrapper permettere all'adesivo di penetrare completamente attraverso le fibre del tessuto ed eliminare eventuali bolle d'aria occluse durante le lavorazioni. A questo punto è possibile procedere con l'applicazione a ventaglio del "fiocco" in carbonio.

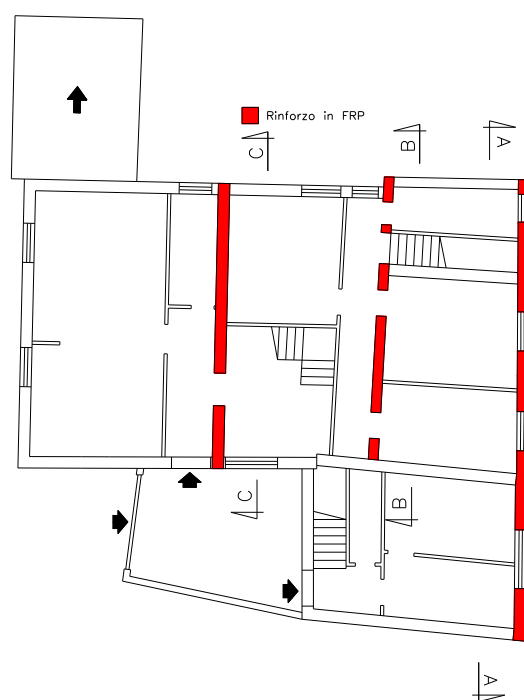


Figura 4.9 Maschi murari dove effettuare il rinforzo in FRP.

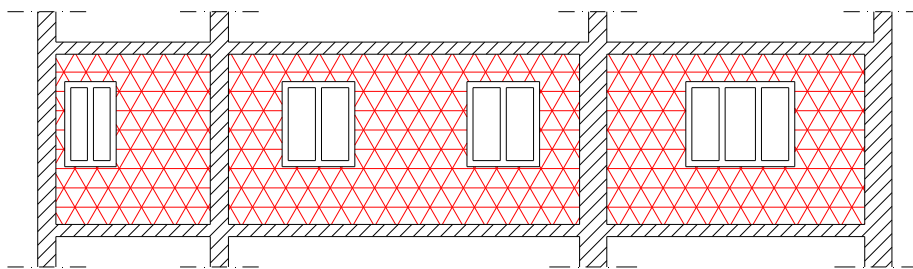


Figura 4.10 Sezione A-A.

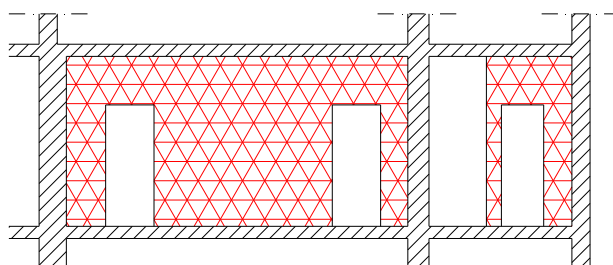


Figura 4.11 Sezione B-B.

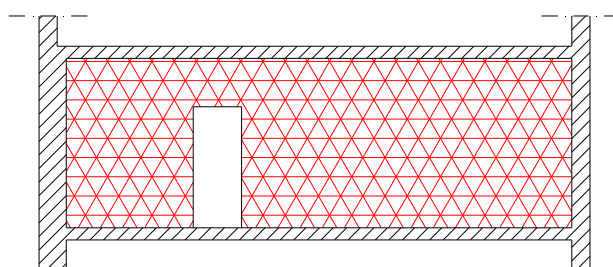


Figura 4.12 Sezione C-C.

4.3 CERCHIATURE IN ACCIAIO: DESCRIZIONE E CARATTERISTICHE

Le cerchiature costituiscono una tipologia di rinforzo applicabile direttamente alle aperture della struttura.

L'intervento consiste nell'inserire nell'apertura esistente un telaio di acciaio, in modo da aumentare, ma non in maniera eccessiva la rigidezza e la resistenza del pannello murario.

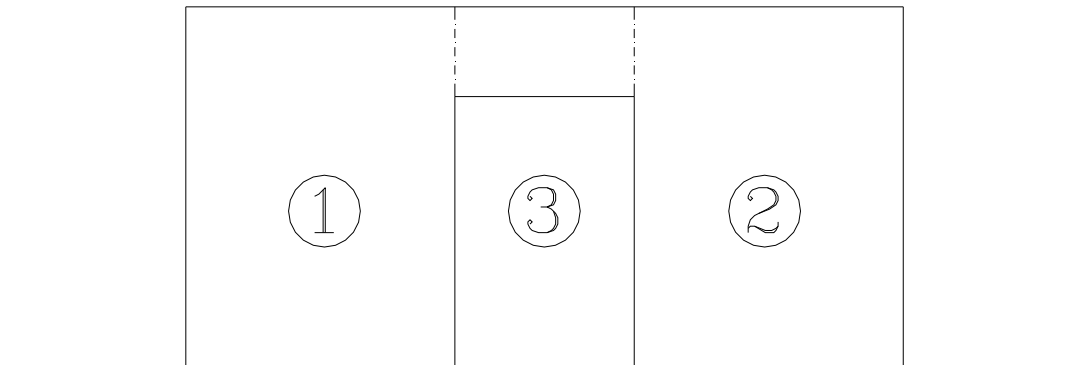


Figura 4.9 Pannello murario con apertura.

Con riferimento alla fig. 4.9, quando l'apertura è sprovvista di cerchiatura in acciaio, la rigidezza del pannello murario è data da:

$$K_{Tot} = K_1 + K_2$$

Mentre la resistenza è data da:

$$V_{RdTot} = V_{Rd1} + V_{Rd2}$$

Nel momento in cui si introduce una cerchiatura in acciaio, bisogna tener conto del contributo di quest'ultima, in termini di rigidezza e resistenza, e quindi si avrà:

$$K_{Tot} = K_1 + K_2 + K_3$$

$$V_{RdTot} = V_{Rd1} + V_{Rd2} + V_{Rd3}$$

4.4 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

Nell'edificio oggetto di studio si sono introdotte delle cerchiature in acciaio alle due aperture al terzo livello della parete 11, la quale presentava una rottura per presso flessione.

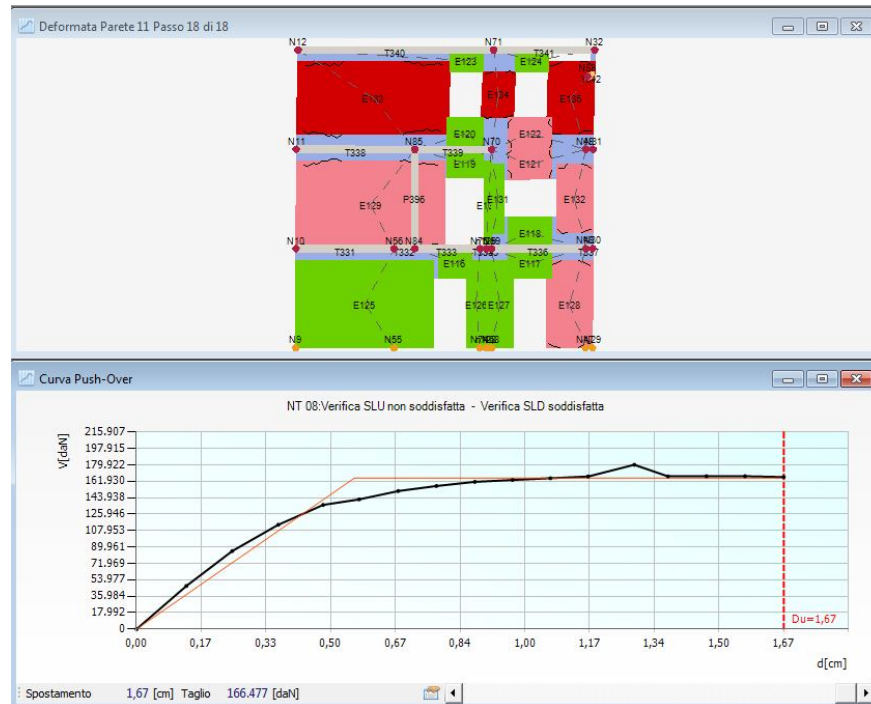


Figura 4.10 Parete 11 Analisi 11.

Per scegliere il profilo da effettuare per la cerchiatura si è effettuato il calcolo del telaio in acciaio sia in rigidezza che in resistenza.

Si è scelto di utilizzare il profilo in acciaio **IPE 200** che possiede le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

$$\text{Area} = 28,48 \text{ cm}^2$$

$$J = 1943,00 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{plastico}} = 220,60 \text{ cm}^3$$

Materiale = Acciaio S235

Inserendo la cerchiatura in acciaio, si è andata a migliorare la risposta del pannello murario in termini di rigidezza e resistenza, senza però modificare, queste ultime, in modo eccessivo rispetto al pannello originario.

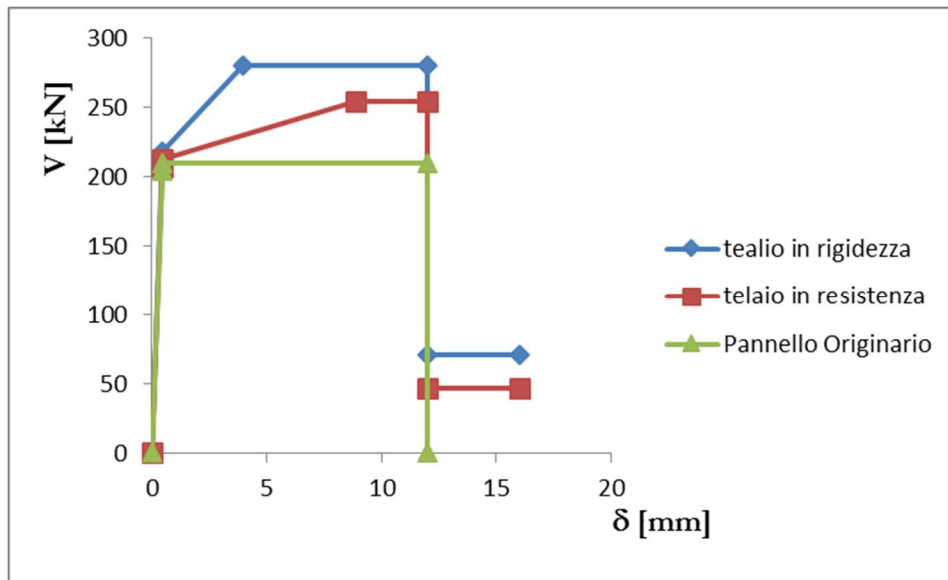


Figura 4.11 Telaio calcolato in rigidezza e resistenza.

Il telaio sarà incastonato nella muratura e collegato ad essa mediante ancoraggi e malta cementizia.

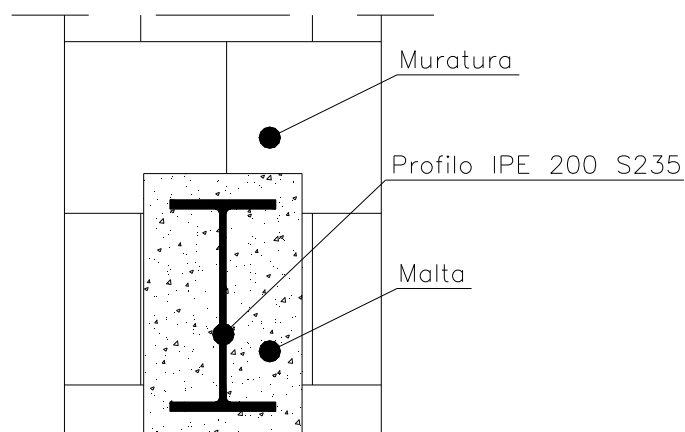


Figura 4.12 Particolare Telaio incastonato nella muratura.

4.5 RISPOSTA DELL'EDIFICIO IN SEGUITO ALL'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO

Definiti i rinforzi strutturali da eseguire all'edificio oggetto di studio, si ritorna sul programma 3Muri per inserire le caratteristiche dei rinforzi.

Al maschi murari, dove è stato applicato il rinforzo in fibra di vetro, viene aggiunto il parametro migliorativo 2,5 nella sezione riguardante i materiali.

Parametri migliorativi

Materiale esistente

Tipo muratura: Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)

Malta buona

Connessione trasversale Diatoni artificiali

Intonaco armato

Nucleo scadente e/o ampio

Ricorsi o listature

Iniezioni di miscele leganti

Giunti sottili (< 10 mm)

Altro: 2,5

Nessuno

Normativa Italiana

OK Annulla ?

Figura 4.13 Parametro migliorativo della muratura rinforzata.

Le cerchiature in acciaio si introducono nella parte riguardante le aperture, dove si seleziona il numero ed il tipo dei profili da adoperare.

Cerchiature

C.A. Acciaio Modifica

Acciaio

Montanti

Traverse

Rigidezza assiale

Solo superiore

Geometria

Area: 28,48 [cm2]

J: 1.943,00 [cm4]

W plastico: 220,60 [cm3]

Materiale: S 235

OK Annulla ?

Figura 4.14 Parametro migliorativo della muratura rinforzata.

Inseriti tutti i parametri riguardanti i rinforzi, si procede nuovamente con l'analisi statica non lineare, e quindi si fanno calcolare al programma le 24 analisi, sempre imponendo come nodo di controllo il NODO 32 del terzo livello.

I nuovi risultati, riguardanti la struttura presa in esame con gli interventi di rinforzo sono quelli illustrati nella Fig. 4.15.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q° SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	1,78	7,06	2,035	0,42	5,81	0,33	5,16	1,474	3,956
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	1,93	2,04	2,074	0,48	1,63	0,37	1,43	1,044	2,476
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	1,75	6,08	2,254	0,39	0,92	0,31	0,92	1,331	1,776
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	2,00	3,89	2,379	0,47	1,14	0,37	1,14	1,261	1,838
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,24	1,74	1,557	0,27	1,12	0,21	0,81	1,237	2,620
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	1,66	1,84	2,045	0,34	1,22	0,26	0,81	1,076	2,277
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,23	1,93	1,378	0,31	1,20	0,24	1,00	1,301	2,721
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,72	2,13	1,758	0,40	1,20	0,31	1,00	1,158	2,213
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	91,9	2,04	8,02	2,116	0,51	6,99	0,40	6,21	1,418	3,804
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-91,9	1,62	6,28	1,886	0,38	1,63	0,30	1,21	1,591	2,829
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	91,9	2,06	2,14	2,028	0,53	1,83	0,41	1,73	1,028	2,566
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-91,9	1,84	1,97	2,090	0,44	1,45	0,34	1,25	1,052	2,357
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	91,9	1,95	6,83	2,373	0,46	2,55	0,35	2,17	1,284	3,392
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-91,9	1,64	3,72	2,084	0,37	1,09	0,29	1,09	1,440	2,103
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	91,9	2,13	6,10	2,549	0,51	1,10	0,40	1,10	1,177	1,686
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-91,9	1,85	2,36	2,096	0,44	1,28	0,34	1,28	1,209	2,142
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	76,4	1,35	1,75	1,653	0,29	1,13	0,23	0,82	1,180	2,496
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-76,4	1,10	1,74	1,457	0,25	1,12	0,20	0,81	1,314	2,737
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	76,4	1,76	1,85	2,155	0,36	1,12	0,28	0,82	1,036	2,061
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-76,4	1,55	1,84	1,937	0,31	1,21	0,24	0,81	1,123	2,384
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	76,4	1,33	1,94	1,436	0,33	1,21	0,25	1,00	1,259	2,620
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-76,4	1,14	1,72	1,329	0,29	1,31	0,23	1,00	1,259	2,974
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	76,4	1,81	2,04	1,825	0,41	1,21	0,32	1,00	1,087	2,137
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-76,4	1,62	1,82	1,703	0,37	1,20	0,29	1,00	1,077	2,301

Figura 4.15 Parametro migliorativo della muratura rinforzata.

Dai risultati ottenuti si evince come gli interventi di rinforzo effettuati alla struttura garantiscono l'adeguamento sismico secondo la normativa vigente, infatti la struttura è completamente verificata.

CAPITOLO 5

CONFRONTO TRA I METODI P.O.R. E F.M.E.

5.1 DESCRIZIONE DEL METODO P.O.R. E DEL METODO F.M.E.

Il **metodo POR** è stato sviluppato negli anni 80, cioè in un periodo di ancora scarsa diffusione dei computer.

Uno degli obiettivi di questo metodo era infatti rendere possibile, nonostante le difficoltà connesse all'analisi incrementale a collasso, l'applicazione attraverso procedimenti di calcolo manuale.

Per questo il metodo POR schematizza la struttura in modo molto semplificato, tenendo conto del contributo resistente dei soli elementi murari disposti verticalmente (1), (2), (3) riportati della figura 5.1 sotto senza prendere in esame la rigidezza reale delle fasce orizzontali di muratura.

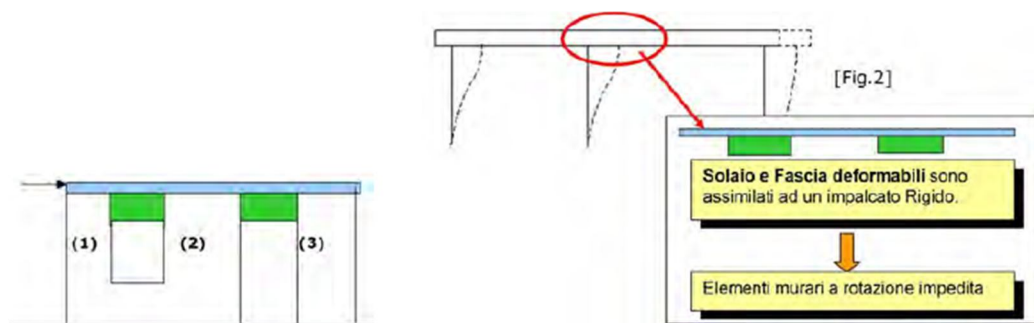


Figura 5.1 Schema del metodo POR.

Ipotesi vincolante per il metodo POR è la rigidezza infinita del solaio nel piano orizzontale come sistema di collegamento tra le diverse pareti murarie in sostituzione dell'effettiva rigidezza del sistema solaio e fascia; ciò equivale ad utilizzare un modello di calcolo in cui gli elementi murari verticali sono da considerarsi a rotazioni impedita all'estremità.

Questa ipotesi comporta una resistenza massima maggiore rispetto a quella ottenuta con l'ipotesi di solaio e cordolo flessibile, ma si penalizza fortemente la duttilità, parametro considerato molto più significativo della resistenza e che si ottiene proprio grazie alla rotazione delle fasce.

Le principali caratteristiche del metodo POR sono le seguenti:

- Modello semplificato, di facile implementazione numerica e usabile anche manualmente;
- Solai infinitamente rigidi;
- Non sono previsti meccanismi di danneggiamento delle fasce;
- Rigidezza strutturale sovrastimata;
- Duttilità strutturale fortemente sottostimata.

La Norma fornisce alcune considerazioni generali sulle modalità di modellazione delle strutture con la finalità dell'analisi sismica globale con il **metodo FME**.

Per gli edifici esistenti in muratura ordinaria vengono inoltre precisate alcune particolarità e suggeriti i relativi concetti per la loro modellazione.

Il modello di riferimento è quello a telaio equivalente tridimensionale, in cui le pareti sono interconnesse da diaframmi orizzontali di piano (solai).

Nello specifico degli edifici in muratura, la parete potrà essere adeguatamente schematizzata come telaio, in cui vengono assemblati gli elementi resistenti (maschi e fasce) ed i nodi rigidi.

Le travi di accoppiamento in muratura ordinaria, o fasce, saranno modellate solo se il progettista le riterrà adeguatamente ammorsate alle pareti.

Dividendo la parete in tratti verticali corrispondenti ai vari piani e nota l'ubicazione delle aperture, vengono automaticamente determinate le porzioni di muratura, maschi murari e fasce di piano in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento (come è verificabile dalle osservazioni dei danni da sismi reali, da simulazioni sperimentali e numeriche).

Quindi maschi e fasce sono modellate con i macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi di pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo (u_x , u_z , rot_y).

Le restanti porzioni di parete vengono dunque considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi; questi ultimi trasmettono, ad ognuno dei nodi incidenti, le azioni lungo i tre gradi di libertà del piano.

Nella descrizione di una singola parete i nodi sono individuati da una coppia di coordinate (x , z) nel piano della parete; i gradi di libertà di cui disporranno saranno unicamente u_x , u_z , rot_y (nodi bidimensionali).

Grazie a questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene quindi del tutto assimilabile a quello di un telaio piano.

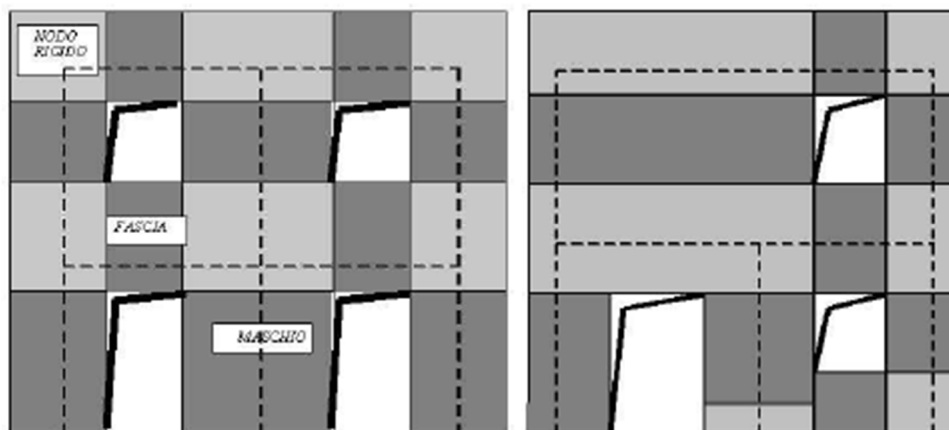


Figura 5.4 Esempio modellazione FME.

La modellazione strutturale richiede inoltre la possibilità di inserire travi, individuate nel piano dalla posizione dei due nodi di estremità.

Oltre alla presenza di vere e proprie travi (architravi o cordoli in c.a.) il modello prevede la presenza di dispositivi catena: queste strutture metalliche, sono sprovviste di rigidità flessionale e perdono ogni efficacia nel caso divengano compresse. Questa loro peculiarità comporta un ulteriore elemento di non linearità nel modello.

La Norma ha, tra i suoi presupposti, il carattere prestazionale: le indicazioni sulle modalità di modellazione e verifica degli elementi costituiscono un riferimento per un'affidabile modellazione non lineare.

La Norma richiede la formulazione di meccanismi che considerino sia la risposta flessionale, sia la risposta a taglio: il meccanismo di pressoflessione è affrontato, in modo rigoroso, considerando l'effettiva redistribuzione delle compressioni dovute sia alla parzializzazione della sezione, sia al raggiungimento della resistenza massima a compressione. Lo spostamento ultimo associato al meccanismo di pressoflessione è determinato sulla base del valore massimo di drift previsto per questo meccanismo: 0.6 %.

Il meccanismo di taglio, descritto secondo il legame sviluppato da Gambarotta-Lagomarsino, riesce a cogliere il progressivo degrado di resistenza e rigidità dell'elemento, attraverso le grandezze descrittive del danneggiamento.

La deformazione ultima a taglio è determinata sulla base del valore massimo di drift previsto dalla normativa: 0.4 %.

La struttura risulta così modellata dall'assemblaggio di strutture piane: le pareti e gli orizzontamenti, entrambi privi di rigidità flessionale fuori dal piano.

Il modello così realizzato mette in luce il comportamento spaziale della struttura. Per questo masse e rigidità sono distribuite su tutti i gradi di libertà tridimensionali tenendo conto però, localmente, dei soli g.d.l. nel piano (nodi bidimensionali).

I nodi di connessione, appartenenti ad una sola parete, mantengono i propri gradi di libertà nel piano di riferimento locale, mentre i nodi che appartengono a più pareti (localizzati nelle incidenze di queste ultime) debbono necessariamente disporre di gradi di libertà nel riferimento globale (nodi tridimensionali).

5.2 CONFRONTO TRA IL METODO POR E IL METODO FME

Calcolare un edificio con elementi a rotazione impedita e piano infinitamente rigido (Metodo POR) equivale solitamente a sovrastimare la rigidezza e a sottostimare la duttilità strutturale.

Si consideri ad esempio un edificio in muratura a 3 piani, senza cordoli a livello dei piani, rappresentativo quindi di molti edifici esistenti.

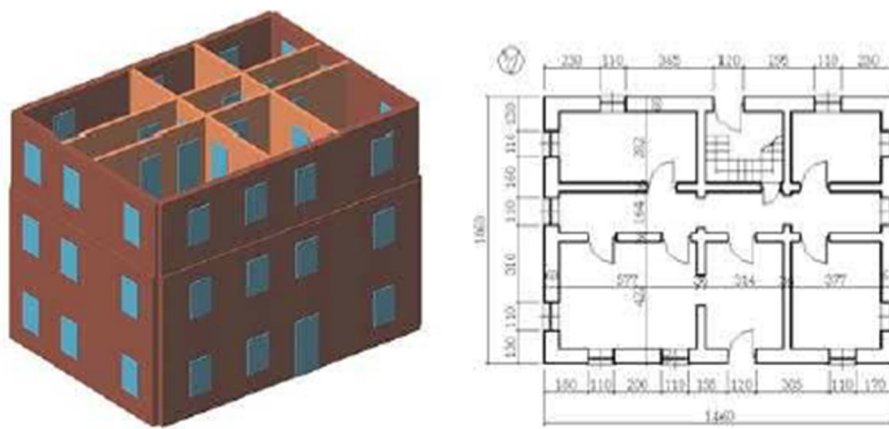


Figura 5.5 Esempio di edificio analizzato con il metodo P.O.R..

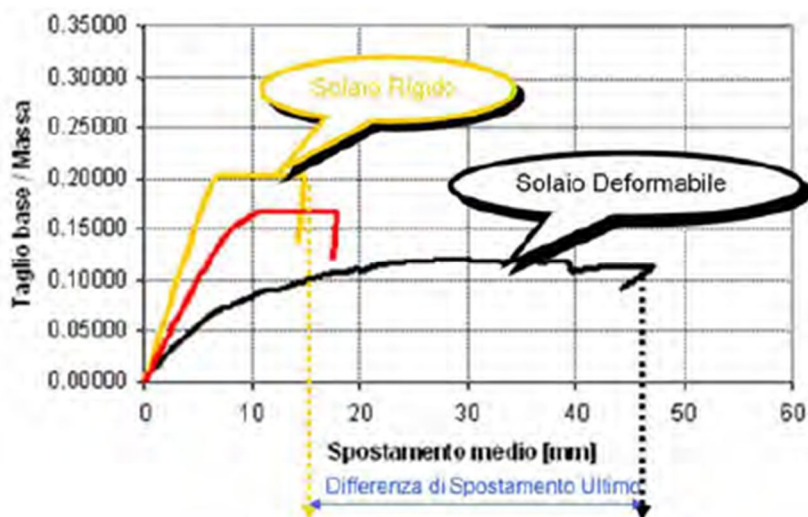


Figura 5.6 Diagramma Taglio base/Massa e Spostamento medio (mm) relativo al solaio rigido e al solaio deformabile.

Il confronto tra i modelli non è esattamente un confronto tra il metodo POR e i metodi a telaio equivalente: il POR analizza separatamente i singoli piani e poi va a "sovrapporne" la risposta.

Il diagramma di fig. 5.6 mette in luce, oltre alla maggiore rigidezza del modello ad impalcato rigido con rotazioni bloccate, rispetto a quello reale (deformabile e valutato con 3Muri), anche valori di duttilità decisamente inferiori.

La curva di colore rosso (intermedia alle altre due), corrisponde ad una struttura il cui piano è stato irrigidito dalla presenza di cordoli, il cui comportamento è intermedio tra i due casi estremi precedentemente illustrati.

Da quanto qui descritto emerge il seguente confronto tra le due normative:

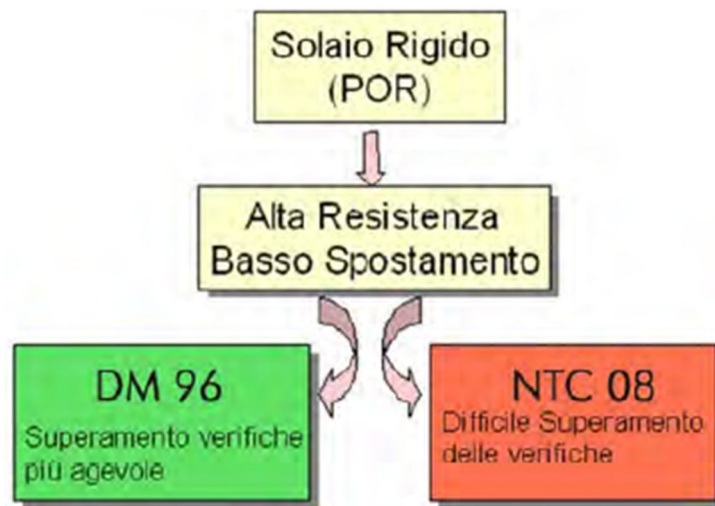


Figura 5.7 Confronto tra il DM 96 e le NTC 08 relativo al *solaio rigido* (POR).

VERIFICA SECONDO NTC 08

N	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLU [cm]	Du SLU [cm]	q* SLU	Dmax SLD [cm]	Del SLD [cm]	Alfa u	
1	<input type="checkbox"/>	+X	Masse	0	0.818	1.122	1.197	0.284	0.774	1.224	
2	<input type="checkbox"/>	+X	1* modo	0	0.648	1.435	1.186	0.336	1.368	1.328	
3	<input type="checkbox"/>	-X	Masse	0	0.818	1.122	1.197	0.284	0.774	1.224	
4	<input type="checkbox"/>	-X	1* modo	0	0.978	1.316	1.251	0.339	1.229	1.229	
5	<input type="checkbox"/>	+Y	Masse	0	1.208	0.973	1.585	0.393	0.942	1.854	
6	<input type="checkbox"/>	+Y	1* modo	0	1.455	1.576	1.846	0.475	0.945	1.705	
7	<input type="checkbox"/>	-Y	Masse	0	1.208	0.973	1.585	0.393	0.942	0.83	
8	<input type="checkbox"/>	-Y	1* modo	0	1.453	1.735	1.837	0.475	1.005	1.160	
9	<input type="checkbox"/>	+X	Masse	-50	0.811	1.120	1.103				
10	<input type="checkbox"/>	+X	Masse	-50	0.620	1.057	1.200				
11	<input type="checkbox"/>	+X	1* modo	50	0.947	1.382	1.186				
12	<input type="checkbox"/>	+X	1* modh	-50	0.648	1.435	1.186				
13	<input type="checkbox"/>	-X	Masse								
14	<input type="checkbox"/>	-X	Masse								
15	<input type="checkbox"/>	-X	1* mod								
16	<input type="checkbox"/>	-X	1* mod								
17	<input type="checkbox"/>	+Y	Masse	1			1.4	1.5	0	241.616.10	356.687.10
18	<input type="checkbox"/>	+Y	Masse	2			1.4	1.5	0	241.616.10	356.692.20
19	<input type="checkbox"/>	+Y	1* mod	3			1.4	1.5	0	241.616.10	249.419.80
20	<input type="checkbox"/>	+Y	1* mod	4			1.4	1.5	0	241.616.10	250.765.00
21	<input type="checkbox"/>	-Y	Masse	5			1	0	0	157.494.20	292.974.80
22	<input type="checkbox"/>	-Y	Masse	6			1	0	0	157.494.20	281.055.70
23	<input type="checkbox"/>	-Y	1* mod	7			1	0	0	157.494.20	194.534.70
24	<input type="checkbox"/>	-Y	1* mod	8			1	0	0	157.494.20	193.305.10

verifica secondo DM 96

N	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Moltiplicatore Gk	Moltiplicatore Qk	Ecc. [cm]	Fh [daN]	Fu [daN]
1	<input type="checkbox"/>	+X	1.4	1.5	0	241.616.10	356.687.10
2	<input type="checkbox"/>	-X	1.4	1.5	0	241.616.10	356.692.20
3	<input type="checkbox"/>	+Y	1.4	1.5	0	241.616.10	249.419.80
4	<input type="checkbox"/>	-Y	1.4	1.5	0	241.616.10	250.765.00
5	<input type="checkbox"/>	+X	1	0	0	157.494.20	292.974.80
6	<input type="checkbox"/>	-X	1	0	0	157.494.20	281.055.70
7	<input type="checkbox"/>	+Y	1	0	0	157.494.20	194.534.70
8	<input type="checkbox"/>	-Y	1	0	0	157.494.20	193.305.10

NTC08 NON VERIFICATA
DM 96 VERIFICATA

Figura 5.8 Esempio pratico di verifica secondo NTC 08 e DM 96.

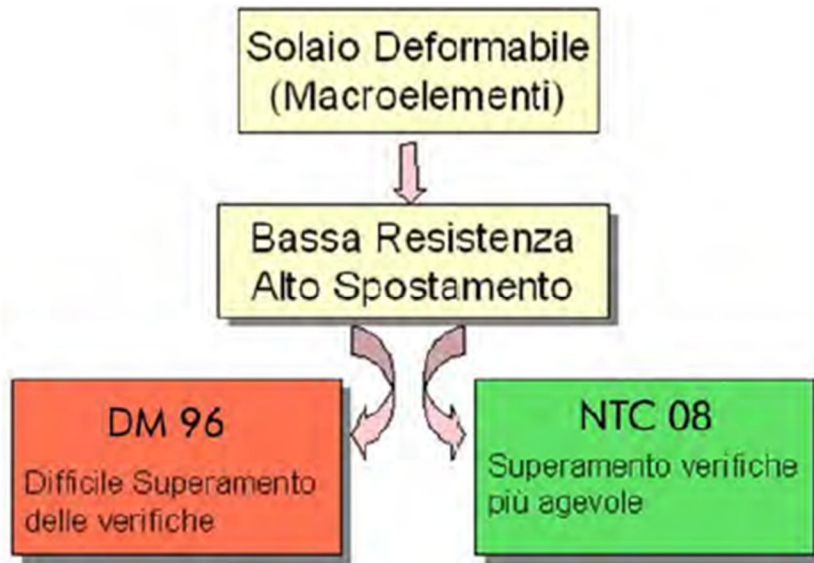


Figura 5.10 Confronto tra il DM 96 e le NTC 08 relativo al *solaio deformabile* (Macroelementi).

5.3 COMPARAZIONE DEI RISULTATI OTTENUTI UTILIZZANDO I DUE METODI.

Quando è stato realizzato l'ultimo ampliamento del fabbricato oggetto di studio, nel 1990, il tecnico che ha redatto il progetto ha effettuato la verifica dell'edificio con il metodo P.O.R., così come previsto dalla Circolare 30/07/1981 e dal DT2.

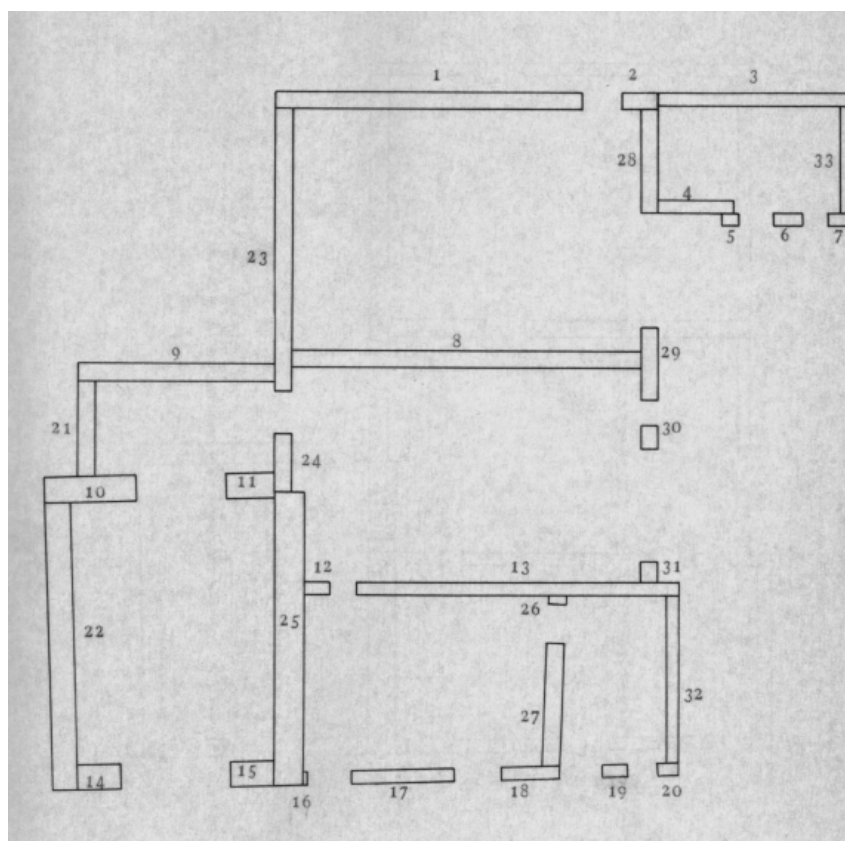


Figura 5.11 Maschi murari primo livello.

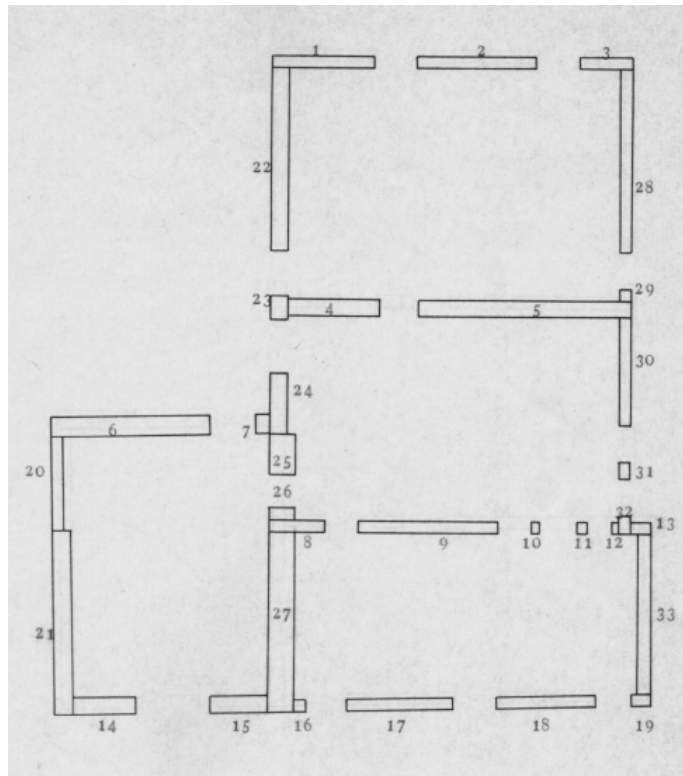


Figura 5.12 Maschi murari secondo livello.

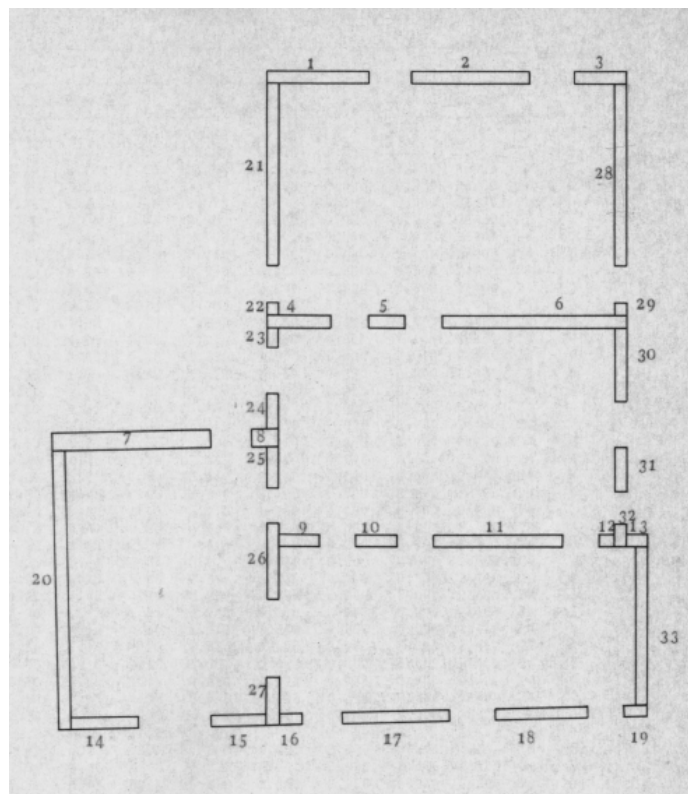


Figura 5.13 Maschi murari terzo livello.

ELI LUCIA.

ORI AL LIMITE ULTIMO

N.	DIREZIONE Y				DIREZIONE X				
	HY	DY	KY	FI	HX	DX	KX	FI	
1	10.43	5.92E-03	1742	1.41E-01	** 73.84	7.20E-03	10261	1.89E+00	
2	1.39	7.38E-03	209	1.27E-01	** 5.20	7.20E-03	722	4.16E-01	
3	4.23	8.50E-03	497	1.22E-01	** 34.63	7.19E-03	4813	1.86E+00	
4	1.36	8.03E-03	193	8.76E-02	** 17.43	7.33E-03	2377	1.05E+00	
5	0.36	8.30E-03	43	4.80E-02	** 0.54	7.35E-03	74	7.27E-02	
6	0.66	8.75E-03	76	6.39E-02	** 2.46	7.35E-03	335	2.37E-01	
7	0.60	9.17E-03	65	9.34E-02	** 1.65	7.35E-03	225	2.59E-01	
8	12.41	6.22E-03	1996	1.48E-01	** 83.80	7.51E-03	11156	1.98E+00	
9	4.46	3.94E-03	1134	9.32E-02	** 47.88	7.53E-03	6361	1.87E+00	
10	5.26	3.25E-03	1617	1.62E-01	** 32.46	7.67E-03	4233	1.57E+00	
11	3.72	4.51E-03	825	1.88E-01	** 14.93	7.67E-03	1946	7.56E-01	
12	0.33	5.05E-03	65	5.40E-02	** 1.75	7.79E-03	225	2.99E-01	
13	5.37	6.62E-03	811	9.23E-02	** 59.20	7.79E-03	7468	2.04E+00	
14	2.50	3.33E-03	750	1.55E-01	** 12.66	8.02E-03	1578	7.88E-01	
15	3.41	4.54E-03	750	2.14E-01	** 12.64	8.01E-03	1578	7.94E-01	
16	0.05	4.97E-03	11	3.43E-02	** 0.01	8.02E-03	1	6.89E-03	
17	1.51	5.73E-03	264	7.23E-02	** 20.91	8.02E-03	2608	1.50E+00	
18	0.95	6.69E-03	142	7.59E-02	** 11.02	8.02E-03	1375	8.81E-01	
19	0.48	7.35E-03	65	8.73E-02	** 1.80	8.02E-03	225	3.28E-01	
20	0.42	7.77E-03	54	5.23E-02	** 1.10	8.01E-03	137	1.37E-01	
21	14.76	3.23E-03	4581	5.58E-01	** 4.12	7.60E-03	542	1.55E-01	
22	81.79	3.02E-03	27032	8.28E-01	** 39.67	7.86E-03	5046	4.02E-01	
23	61.86	4.78E-03	12939	1.36E+00	** 11.91	7.38E-03	1614	1.93E-01	
24	9.45	4.78E-03	1977	6.56E-01	** 2.54	7.64E-03	333	1.76E-01	
25	116.91	4.83E-03	24116	1.33E+00	** 59.67	7.65E-03	7599	3.12E-01	
26	0.09	6.84E-03	13	2.47E-02	** 0.38	7.81E-03	49	1.05E-01	
27	33.13	6.83E-03	4854	1.39E+00	** 5.73	7.93E-03	722	1.73E-01	
28	27.30	7.65E-03	3567	1.55E+00	** 4.48	7.27E-03	616	1.64E-01	
29	15.52	7.65E-03	2028	1.34E+00	** 2.96	7.51E-03	394	1.91E-01	
30	1.82	7.65E-03	238	2.66E-01	** 1.03	7.61E-03	136	1.51E-01	
31	1.40	7.65E-03	183	2.54E-01	** 0.96	7.77E-03	123	1.73E-01	
32	37.27	7.81E-03	4775	2.66E+00	** 7.60	7.90E-03	961	2.04E-01	
33	20.94	9.23E-03	2270	1.82E+00	** 1.96	7.27E-03	270	9.38E-02	
				482.16		577.92			
EFFICIENTE DI SICUREZZA IN DIREZIONE Y = 2.396									
EFFICIENTE DI SICUREZZA IN DIREZIONE X = 2.871									

Figura 5.14 Risultati limite ultimo metodo P.O.R. primo livello.

ELI LUCIA.

ORI AL LIMITE ULTIMO

N.	DIREZIONE Y				DIREZIONE X				
	HY	DY	KY	FI	HX	DX	KX	FI	
1	2.36	5.80E-03	408	1.14E-01	** 20.80	6.83E-03	3043	1.68E+00	
2	2.99	6.23E-03	480	1.23E-01	** 24.36	6.83E-03	3564	1.77E+00	
3	1.37	6.60E-03	208	1.27E-01	** 10.80	6.83E-03	1580	1.13E+00	
4	4.83	5.83E-03	829	1.91E-01	** 25.26	7.00E-03	3606	1.65E+00	
5	12.17	6.37E-03	1910	2.25E-01	** 54.14	7.00E-03	7730	2.10E+00	
6	10.42	5.26E-03	1982	2.24E-01	** 46.59	7.08E-03	6585	2.00E+00	
7	0.98	5.63E-03	174	1.77E-01	** 0.79	7.08E-03	112	1.43E-01	
8	1.28	5.72E-03	224	1.14E-01	** 11.25	7.14E-03	1576	1.30E+00	
9	3.36	6.09E-03	552	1.23E-01	** 27.37	7.14E-03	3832	1.95E+00	
10	0.26	6.40E-03	40	8.23E-02	** 0.20	7.14E-03	28	6.51E-02	
11	0.26	6.53E-03	40	6.11E-02	** 0.20	7.14E-03	28	4.74E-02	
12	0.16	6.62E-03	24	8.36E-02	** 0.05	7.14E-03	6	2.37E-02	
13	0.54	6.70E-03	80	1.27E-01	** 1.42	7.14E-03	199	3.35E-01	
14	4.03	5.19E-03	776	2.39E-01	** 16.81	7.26E-03	2315	1.58E+00	
15	4.04	5.57E-03	726	2.58E-01	** 15.68	7.26E-03	2161	1.51E+00	
16	0.28	5.74E-03	48	9.76E-02	** 0.35	7.26E-03	48	1.23E-01	
17	2.54	6.02E-03	422	1.24E-01	** 20.51	7.26E-03	2826	1.86E+00	
18	2.50	6.43E-03	389	1.32E-01	** 18.95	7.25E-03	2612	1.81E+00	
19	0.48	6.69E-03	72	1.23E-01	** 1.08	7.25E-03	149	2.76E-01	
20	21.27	5.05E-03	4210	1.06E+00	** 2.65	7.11E-03	373	1.25E-01	
21	50.19	5.06E-03	9918	1.56E+00	** 16.45	7.21E-03	2283	3.28E-01	
22	43.72	5.67E-03	7707	1.87E+00	** 11.82	6.90E-03	1712	2.70E-01	
23	2.42	5.67E-03	427	4.09E-01	** 1.51	7.00E-03	216	2.56E-01	
24	12.48	5.67E-03	2199	1.08E+00	** 3.31	7.06E-03	469	2.65E-01	
25	14.49	5.69E-03	2548	8.27E-01	** 9.73	7.10E-03	1371	5.55E-01	
26	0.59	5.69E-03	104	9.25E-02	** 2.79	7.13E-03	392	4.37E-01	
27	68.54	5.69E-03	12051	1.78E+00	** 41.39	7.21E-03	5744	6.04E-01	
28	32.50	6.66E-03	4883	2.08E+00	** 4.97	6.90E-03	720	1.53E-01	
29	0.32	6.66E-03	48	1.36E-01	** 0.34	6.99E-03	48	1.43E-01	
30	18.96	6.66E-03	2848	1.89E+00	** 2.99	7.05E-03	424	1.58E-01	
31	0.72	6.66E-03	108	2.20E-01	** 0.45	7.10E-03	64	1.39E-01	
32	0.99	6.66E-03	149	2.68E-01	** 0.51	7.14E-03	72	1.38E-01	
33	28.19	6.71E-03	4204	2.06E+00	** 4.49	7.20E-03	624	1.59E-01	
				350.21		400.00			
EFFICIENTE DI SICUREZZA IN DIREZIONE Y = 2.383									
EFFICIENTE DI SICUREZZA IN DIREZIONE X = 2.722									

Figura 5.15 Risultati limite ultimo metodo P.O.R. secondo livello.

ELI LUCIA.

ORI AL LIMITE ULTIMO

N.	DIREZIONE Y				DIREZIONE X				
	HY	DY	KY	FI	** HX	DX	KX	FI	
1	2.39	5.57E-03	430	1.27E-01	** 18.88	5.90E-03	3198	1.64E+00	
2	2.87	5.77E-03	497	1.32E-01	** 21.81	5.90E-03	3693	1.71E+00	
3	1.30	5.95E-03	219	1.34E-01	** 9.74	5.90E-03	1649	1.12E+00	
4	1.49	5.54E-03	270	1.18E-01	** 12.68	6.17E-03	2056	1.29E+00	
5	0.86	5.66E-03	152	1.18E-01	** 5.43	6.17E-03	880	7.46E-01	
6	4.55	5.86E-03	775	1.27E-01	** 35.83	6.17E-03	5811	1.83E+00	
7	11.19	5.31E-03	2109	2.71E-01	** 41.24	6.30E-03	6550	2.08E+00	
8	2.02	5.49E-03	367	2.72E-01	** 4.64	6.29E-03	737	6.26E-01	
9	0.93	5.54E-03	169	1.18E-01	** 7.06	6.40E-03	1104	8.95E-01	
10	0.95	5.65E-03	169	1.21E-01	** 7.06	6.40E-03	1104	8.95E-01	
11	3.14	5.81E-03	539	1.27E-01	** 24.60	6.40E-03	3842	1.82E+00	
12	0.40	5.96E-03	67	1.21E-01	** 0.73	6.40E-03	114	2.19E-01	
13	0.51	6.00E-03	84	1.34E-01	** 1.34	6.40E-03	209	3.53E-01	
14	1.53	5.27E-03	290	1.30E-01	** 11.72	6.60E-03	1777	1.65E+00	
15	1.30	5.46E-03	238	1.34E-01	** 9.67	6.60E-03	1466	1.44E+00	
16	0.56	5.53E-03	101	1.25E-01	** 2.21	6.59E-03	335	4.90E-01	
17	2.42	5.67E-03	427	1.33E-01	** 18.15	6.59E-03	2755	1.86E+00	
18	2.30	5.86E-03	393	1.38E-01	** 16.72	6.59E-03	2538	1.80E+00	
19	0.61	6.00E-03	101	1.35E-01	** 2.21	6.58E-03	335	4.90E-01	
20	49.86	5.21E-03	9576	1.70E+00	** 7.57	6.46E-03	1173	1.52E-01	
21	30.86	5.50E-03	5607	1.85E+00	** 4.56	6.01E-03	759	1.48E-01	
22	0.28	5.50E-03	51	1.29E-01	** 0.31	6.15E-03	51	1.45E-01	
23	1.15	5.50E-03	209	3.26E-01	** 0.52	6.18E-03	84	1.48E-01	
24	6.07	5.50E-03	1104	8.76E-01	** 1.06	6.26E-03	169	1.52E-01	
25	6.07	5.50E-03	1104	8.14E-01	** 1.07	6.33E-03	169	1.43E-01	
26	13.99	5.50E-03	2541	1.37E+00	** 2.06	6.43E-03	320	1.47E-01	
27	8.76	5.50E-03	1591	9.83E-01	** 1.33	6.58E-03	202	1.49E-01	
28	30.86	5.98E-03	5160	2.01E+00	** 4.56	6.01E-03	759	1.48E-01	
29	0.30	5.98E-03	51	1.41E-01	** 0.31	6.15E-03	51	1.45E-01	
30	12.75	5.98E-03	2131	1.57E+00	** 1.94	6.21E-03	312	1.52E-01	
31	7.62	5.98E-03	1274	1.05E+00	** 1.17	6.33E-03	185	1.54E-01	
32	1.60	5.98E-03	268	3.87E-01	** 0.59	6.40E-03	93	1.43E-01	
33	26.76	6.01E-03	4451	1.98E+00	** 4.27	6.49E-03	657	1.60E-01	
238.25				283.02					
EFFICIENTE DI SICUREZZA IN DIREZIONE Y = 2.808									
EFFICIENTE DI SICUREZZA IN DIREZIONE X = 3.335									

Figura 5.16 Risultati limite ultimo metodo P.O.R. terzo livello.

Interpretando i risulta si ottiene che il Taglio alla base considerato dal tecnico redattore del progetto è uguale a **201268 daN**;

Calcolando l'azione sismica secondo la normativa vigente si ottiene:

a_g	0,706
F_0	2,420
T_c^*	0,360
S_s	1,800
C_c	2,083
S_T	1,000
T_B	0,2500
T_C	0,7500
T_D	1,8879
ξ	5

Figura 5.17 Parametri azione sismica.

C_1	0,05	W	7861,00	kN
H	10,50	F_h	2092,598	kN
T_1	0,29			
λ	1,00			
$S_d(T_1)$	2,611			

Figura 5.18 Calcolo azione sismica.

In conclusione si ha un azione sismica pari a **209598 daN**

Le due forzanti sono uguali, però bisogna considerare che il metodo P.O.R. effettua il controllo sul massimo taglio mentre nell'Analisi Statica Non Lineare il controllo viene effettuato sulla capacità di spostamento, quindi prendendo un elemento fragile sarà verificato con il P.O.R. ma non la Pushover.

Inoltre, secondo l'OPCM 3431 del 3/5/05, "per edifici fino a due piani in muratura è ammesso analizzare separatamente ciascun interpiano", mentre "per edifici con numero di piani superiore a due, il modello dovrà tenere conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica e dovrà garantire gli equilibri locali e globali".

È quindi evidente che l'edificio in esame, avendo tre piani, più un sottotetto, non può essere studiato in maniera efficace con il metodo Por, ma risulta necessario compiere un'analisi globale di tipo Pushover.

CONCLUSIONI

Il lavoro di tesi proposto mette in evidenza come i fabbricati edificati con normative precedenti alle NTC08 non rispondano al meglio alle azioni sismiche. La popolazione italiana ha di fronte a se uno scenario composto principalmente da "case vecchie", e pertanto bisognerebbe cambiare la mentalità degli italiani nei confronti delle strutture, e quindi non aspettare la catastrofe per poi intervenire, ma adeguarsi in modo tale da limitare i danni. Purtroppo come si evince dalla classificazione sismica italiana, l'Italia è quasi completamente sismica, quindi un terremoto può verificarsi in qualsiasi posto in qualsiasi momento.

Lo Stato Italiano ha previsto, nel corso degli ultimi anni, incentivi e sgravi fiscali per colui che effettua interventi di miglioramento o adeguamento sismico, ma non obbliga nessun privato a mettere in sicurezza la propria abitazione.

Con il passare degli anni si sono sviluppate nuove tecnologie in grado di dare anche a costi vantaggiosi la possibilità di intervenire sul proprio edificio a livello sismico in modo da salvare e migliorare la vita dell'abitazione e di coloro vivono al loro interno.

BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

- Biagio Furiozzi, Claudio Messina, Leonardo Paolini “Prontuario per il calcolo di elementi strutturali”. Le Monnier Scuola.
- Podestà Stefano “Verifica sismica di edifici in muratura. Aggiornato a NTC e Linee guida per la valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica”. Flaccovio Dario.
- Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14 Gennaio 2008.
- Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 40 del 03 Marzo 1975.
- Istruzioni CNR-DT200 – R1/2013.
- www.stadata.com
- www.mapei.it
- www.ingv.it
- www.reluis.it

RINGRAZIAMENTI

“Desidero innanzitutto ringraziare il Professor Franco Di Fabio per i preziosi insegnamenti, per la sua immensa disponibilità e per le numerose ore dedicate alla mia tesi. Ringrazio la S.T.A. DATA S.r.l. con tutti i suoi tecnici, per il supporto che mi hanno garantito nell'utilizzo del loro software 3Muri.

Un ringraziamento di vero cuore è per i miei GENITORI, per tutto l'aiuto morale ed economico e l'amore che mi hanno dato, senza i quali non avrei mai potuto intraprendere la mia meravigliosa carriera universitaria; così come voglio ringraziare mia SORELLA e mio COGNATO per l'affetto che mi hanno sempre dimostrato, il mio caro COMPARE che mi ha sempre spronato ad andare avanti dandomi un forte aiuto anche nel lavoro, i mie NONNI, tutti gli ZII e i CUGINI per essermi stati sempre vicini.

Un grazie speciale ai miei AMICI che mi hanno supportato e sopportato in ogni momento durante il mio percorso formativo, dimostrandomi i veri valori dell'amicizia.

Voglio ringraziare anche tutti i docenti che ho incontrato lungo il mio cammino di studi, sia quelli che oltre ad insegnarmi la propria materia mi hanno impartito anche lezioni di vita, sia quelli che cercando di mettermi in difficoltà con le loro manie di grandezza mi hanno fatto scoprire la mia immensa volontà.

In conclusione voglio ringraziare la persona più importante della mia vita, la quale con il suo amore, la sua dolcezza e la sua intelligenza, mi è stata sempre accanto, dandomi la forza di andare avanti in qualsiasi situazione ed un immenso aiuto nel concludere la mia carriera universitaria; TI AMO ROBERTA.”