



**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PALERMO**

**SCUOLA POLITECNICA**

**Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria dei Sistemi Edilizi**

**Dipartimento di Ingegneria**

**Analisi del comportamento sismico globale dell'Ex Ospedale  
Civile di Agrigento sito in via Atenea**

**TESI DI LAUREA DI**

**RAINERI GIOVANNI ALESSIO**

**RELATORE**

**PROF. LIDIA LA MENDOLA**

**CORRELATORE**

**PROF. CALOGERO CUCCHIARA**

**ANNO ACCADEMICO 2018-2019**

---

**MAGISTRALE**



# INDICE

INTRODUZIONE.....	1
CAPITOLO 1.....	3
DESCRIZIONE DELL'AGGREGATO EDILIZIO .....	3
CAPITOLO 2.....	7
STATO DI FATTO.....	7
2.1 Organismo strutturale.....	7
2.2 Pareti Murarie .....	7
2.3 Orizzontamenti.....	10
2.4 Architravi .....	12
2.4 Archi e Volte.....	12
2.5 Scala.....	13
2.6 Catene .....	13
2.7 Fondazioni.....	13
2.8 Coperture.....	13
CAPITOLO 3.....	17
CARATTERISTICHE DEI TERRENI E AZIONE SISMICA .....	17
3.1 Indagini Geognostiche .....	17
3.2 Parametri Simici.....	18
CAPITOLO 4.....	21
EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA.....	21
4.1 Livelli di conoscenza .....	23
4.2 Fattori di confidenza .....	26
4.4 Analisi strutturale.....	29
4.4 Tipologie di intervento per gli edifici esistenti in muratura.....	34
CAPITOLO 5.....	36
MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	36
5.1 Input Geometrici .....	39
5.2 Modellazione Parete.....	40
5.3 Modellazione Solaio .....	46
5.4 Modellazione Volte.....	48

5.5 Modellazione Colonne .....	49
5.5 Modellazione Archi .....	49
5.7 Modellazione Coperture.....	50
5.8 Generazione Mesh Modello Telaio Equivalente.....	52
5.9 Analisi Push – over e risultati .....	54
CAPITOLO 6.....	67
INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO SUGLI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA.....	67
CAPITOLO 7.....	71
CONCLUSIONI .....	71

## INTRODUZIONE

Gran parte del patrimonio edilizio nazionale è costituito da edifici storici in muratura portante, che sono stati realizzati nel corso degli anni secondo le tecniche dell'epoca e che oggi risultano inadeguati rispetto agli standard di sicurezza richiesti dalle normative vigenti. Gli eventi catastrofici che hanno colpito il territorio del centro Italia negli ultimi anni, hanno mostrato quanto questi edifici siano particolarmente vulnerabili se colpiti da eventi sismici. Pertanto il tema della vulnerabilità sismica è di attualità nella ricerca scientifica.

La presente tesi si inquadra in questo ambito essendo rivolta alla valutazione della vulnerabilità sismica di alcune porzioni del complesso edilizio dell'ex Ospedale Civile di Agrigento sito in via Atenea, analizzando il comportamento globale tramite analisi statica non lineare, con l'ausilio di un software di calcolo, basato sul metodo FME (Frame by Macro Elements), schematizzando la struttura come un insieme di telai equivalenti costituiti da macroelementi.

Ad oggi risulta che l'intero complesso edilizio, che è stato rilevato dal Consorzio Universitario di Agrigento, è stato già oggetto di interventi di rifunzionalizzazione e ristrutturazione negli anni 2008/2009, mentre in periodi più recenti è stato oggetto di tesi di laurea e studi da parte dell'Area Patrimoniale e Negoziale – Servizio Tecnico dell'Università degli Studi Palermo. Essendo un bene risalente al tredicesimo secolo, è vincolato ai sensi del D.lgs. 46/2004 – “Codice dei beni culturali e del paesaggio”.

La normativa a cui ci si riferisce nel presente studio è la seguente:

- Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 17.01.2018 [1];
- Circolare del 21 gennaio 2019, n.7 – Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 17.01.2018 – G.U. n.35 del 11.02.2018 [2];
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14.01.2008 (G.U. 26.02.2011) [3].

Per la stesura della tesi, sono stati consultati i seguenti elaborati, messi a disposizione dell'Ufficio Tecnico dell'Università degli Studi di Palermo:

- Consulenza tecnica e specialistica, corredata di elaborati grafici, risultati di prove sperimentali, condotte al fine di determinare proprietà meccaniche, tipologie strutturali, condizioni statiche e vulnerabilità sismica, a cura della Sering Ingegneria nel 2007 [4];
- Progetto di rifunzionalizzazione e restauro, Relazione Storica, redatti dall' Area Patrimoniale e Negoziale dell'Università degli Studi di Palermo [5];
- Relazione Tecnica sulle Indagini Geognostiche effettuate da Globalgeo S.r.l. nel 2017 [6];
- Tesi di Laurea dal titolo “Valutazione della Vulnerabilità sismica dell'ex Ospedale di Agrigento in via Atenea”, a cura dell'Ing. Isidoro Davide Maragliano, Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria dei Sistemi Edilizi, marzo 2019 [7].

Il presente lavoro di tesi è stato strutturato in modo da ottenere più informazioni possibili sulle condizioni dello stato di fatto, per favorire la messa a punto di un modello strutturale rispondente ai fini dell'analisi sismica. Infine verranno presentate le possibili tipologie di interventi di consolidamento per gli edifici esistenti in muratura in conformità alle Norme vigenti.

## CAPITOLO 1

### DESCRIZIONE DELL'AGGREGATO EDILIZIO

In questo paragrafo viene descritto il complesso edilizio in tutte le sue parti, al fine di un'identificazione architettonica generale. Come in precedenza accennato, il complesso edilizio dell'ex ospedale civile di Agrigento sorge in via Atenea, in pieno centro storico, su un versante collinare. Si presenta come un aggregato di più corpi di fabbrica e lo stato attuale è frutto degli interventi di restauro e ristrutturazione che si sono susseguiti nel corso dei tempi, gli ultimi dei quali hanno modificato sensibilmente molte parti strutturali. Attualmente l'aggregato edilizio è oggetto di nuovi studi ed in attesa dei nuovi interventi, versa in stato di abbandono ad eccezione del piano terra e del piano ammezzato del corpo prospiciente via Atenea, in quanto contengono locali adibiti ad uso commerciale. La Figura 1a) mostra la suddivisione in corpi di fabbrica del complesso edilizio, mentre la 2b) mostra l'inquadramento dello stesso rispetto al contesto urbano.

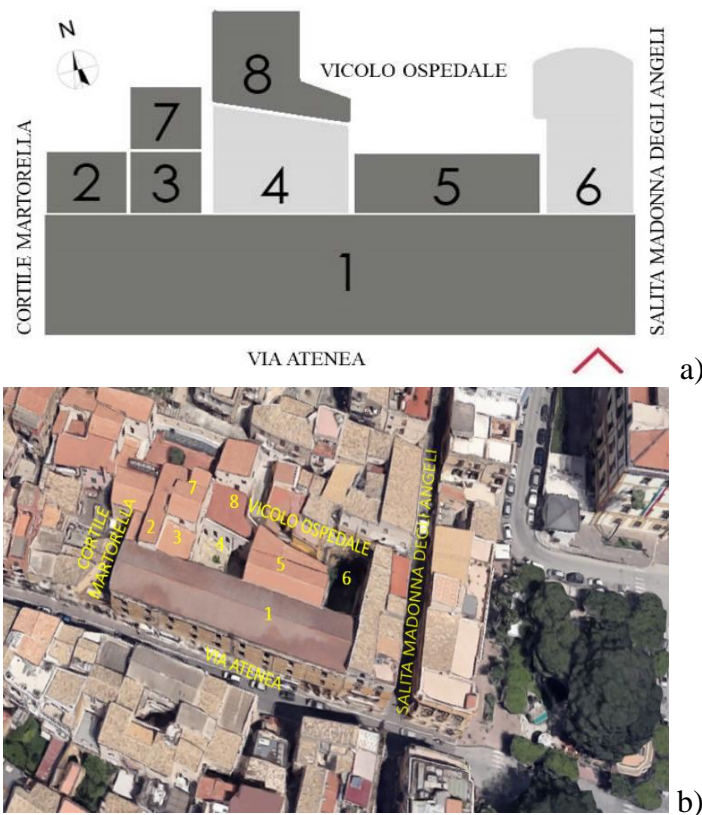


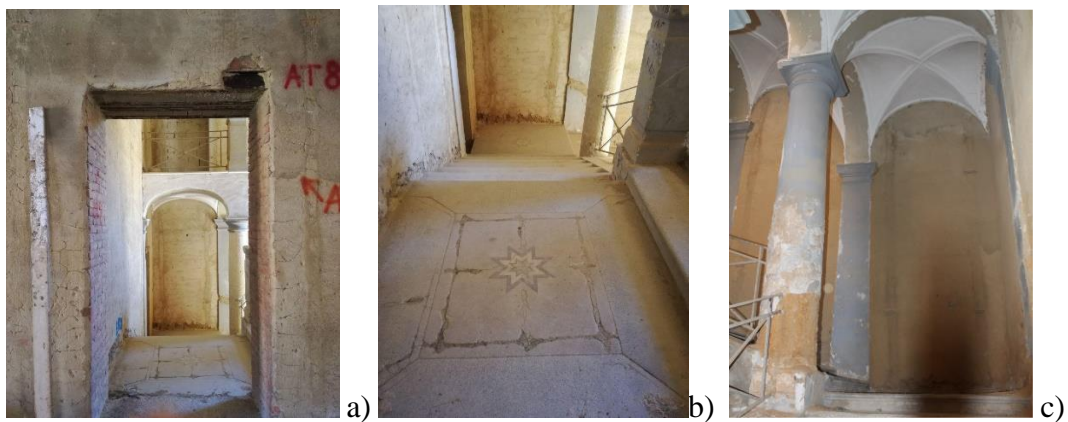
Figura 1. Stato di fatto del complesso edilizio: a) schema dei corpi dell'edificio; b) vista aerea estratta da Google Maps.

Entrando nel dettaglio, l'accesso al complesso è consentito sia da via Atenea, attraverso il portale monumentale caratterizzato da quattro colonne in muratura, sia da vicolo Ospedale. Il **Corpo 1** prospiciente via Atenea, si sviluppa su quattro elevazioni fuori terra (piano terra, piano ammezzato, primo piano e secondo piano) con altezza di colmo di circa 20 m, ha uno sviluppo planimetrico pressoché regolare dalle dimensioni 54 x 11 m. Durante l'ultimo intervento di ristrutturazione, nei piani terra sono stati ricavati dei piani ammezzati realizzando solai in acciaio e calcestruzzo. I locali commerciali sono divisi da muri di spina ortogonali ai paramenti di maggiore lunghezza e su di essi gravano le volte a botte. Mentre al primo e secondo piano si trovano ampi open space, privi di muri di spina; i solai, orditi secondo la dimensione minore comunque di luce elevata, di 9,6 m, sono stati realizzati con profilati in acciaio, tavelloni in laterizi e getto di calcestruzzo di riempimento. La nuova copertura è costituita da capriate metalliche e tavelloni interposti. Si nota anche la presenza di un cordolo in c.a. in sommità, su cui insiste la copertura ma è assente il vincolo sismico. Le foto in Figura 2, mostrano lo stato attuale del prospetto prospiciente via Atenea, del portale monumentale d'ingresso al Corpo 1 e del portale monumentale del cortile Martorella:



**Figura 2. Foto del Corpo 1: a) prospetto su Via Atenea; b) portale monumentale di ingresso; c) portale monumentale del cortile Martorella.**

I **Corpi 2, 3, 7** costituiscono un aggregato più complesso ed irregolare. Il vano scale indetificato dal Corpo 3, collega le quattro elevazioni fuori terra estendendosi su una superficie a pianta quadrata; la sua struttura è costituita da colonne portanti e archi rampanti. Nei restanti corpi, i solai sono stati realizzati con profilati in acciaio e tavelloni. La copertura a doppia falda è realizzata con capriate metalliche, arcarecci in acciaio, tavelloni in laterizio interposti, getto di calcestruzzo di riempimento e manto di copertura con tegole marsigliesi. Anche qui sono presenti cordoli sommitali di appoggio. In Figura 3, vengono mostrati alcuni elementi di pregio del vano scala in stile ottocentesco.

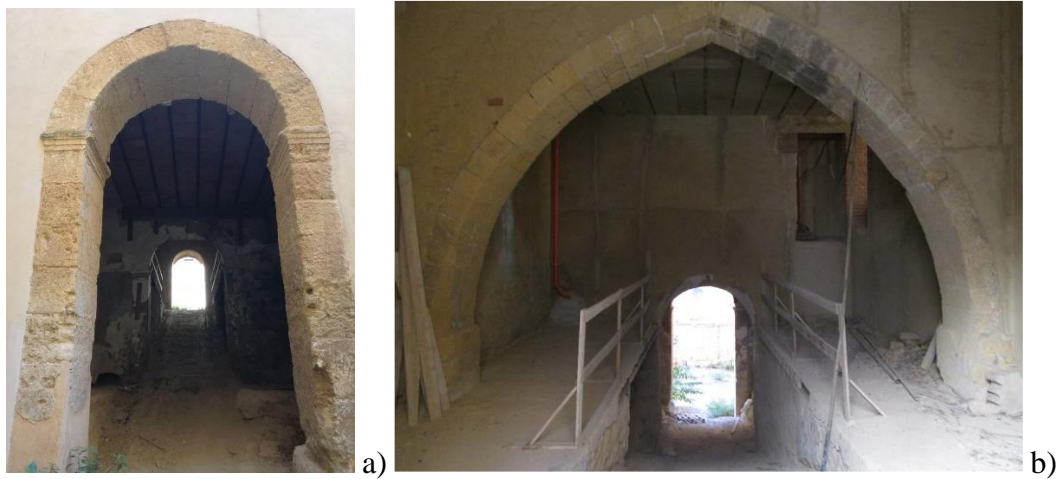


**Figura 3. Foto del vano scala: a) ingresso al primo piano del Corpo 1; b) pianerottolo di arrivo con elementi di pregio; c) volta a crociera [5].**

Il **Corpo 4**, costituisce la corte interna e si presenta a pianta trapezoidale racchiusa sui quattro lati.

Il **Corpo 5**, soprastante la rampa di accesso al cortile interno, si presenta a pianta trapezoidale, avente dimensioni mediamente 18 x 12 m, sviluppata su tre elevazioni fuori terra con altezza massima di 15,50 m. Il piano superiore a quota +9,00 m, è stato edificato in epoca diversa, come dimostra la diversa composizione della muratura. Anche in questo corpo la copertura è costituita da capriate metalliche ed i solai di interpiano realizzati con profilati metallici e tavelloni interposti. Si evidenziano alcuni elementi di pregio, tra i quali i due archi prospicienti i due cortili interni, uno a tutto sesto e uno a sesto acuto (v. Figura 4).





**Figura 4. Elementi di pregio del Corpo 5: a) Arco d'ingresso; b) Arco a sesto acuto sulla rampa interna che conduce alla corte interna.**

La corte principale, **Corpo 6** è la parte più antica dell'intero complesso, essa costituisce i resti della vecchia chiesa. È confinata da tre corpi di fabbrica e la parete curva controterra costituisce il muro della vecchia abside.

Il **Corpo 8**, a due elevazioni fuori terra prospiciente il cortile interno, è un edificio di recente costruzione a piante poligonale.

## **CAPITOLO 2**

### **STATO DI FATTO**

#### **2.1 Organismo strutturale**

Tutti gli edifici del complesso edilizio presentano più o meno la stessa concezione strutturale, cioè struttura portante in muratura e solai piani in acciaio e laterizio, uniformità strutturale dovuta anche agli interventi realizzati circa venti anni fa, i quali hanno unificato ad esempio la tipologia costruttiva dei solai, a seguito delle demolizioni di alcune volte presenti al piano terra del Corpo 1.

In generale l'organismo strutturale in muratura è costituito da diversi elementi costruttivi, distinti dal punto di vista del comportamento statico. Nello specifico possono distinguersi:

- pareti murarie, soggette sia ad azioni verticali, che includono il peso proprio e i pesi delle strutture in elevazione sovrastanti, sia ad azioni orizzontali agenti sia nel piano che fuori piano; i muri di spina o di controvento sono sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali;
- orizzontamenti, impegnati a sopportare i carichi verticali dovuti al peso proprio, ai carichi e ai sovraccarichi in funzione della destinazione d'uso. Tali elementi hanno la funzione di ripartire i carichi alle pareti perimetrali e distribuire le forze orizzontali alle pareti d'incidenza.

Per la stesura di questo capitolo, vengono consultati i Risultati delle Indagini e la Relazione Tecnica Illustrativa redatta da Sering Ingegneria [4] e la Tesi di Laurea Magistrale dell'Ing. Isidoro Davide Maragliano [7].

#### **2.2 Pareti Murarie**

Sulle pareti murarie, sono state svolte delle indagini in situ ed in laboratorio, ma per la descrizione della tipologia costruttiva, sono state presi in considerazione i risultati ottenuti da rilievo geometrico, saggi a parete ed endoscopie.

I saggi a parete e le endoscopie sono delle indagini debolmente distruttive, regolamentate dalle Linee Guida Reluis e dalle Norme UNI EN 12504-1:2009, definite come segue:

- **saggi a parete:** sono indagini visive tramite le quali, a seguito della rimozione dell'intonaco superficiale per un'area di circa 1 mq, è possibile indagare il paramento murario per la determinazione della tessitura, della geometria dei conci e della tipologia costruttiva;
- **endoscopie:** consentono un'ispezione visiva all'interno dello spessore murario, mediante l'inserimento di una sonda endoscopica nelle cavità o nei fori lasciati dai carotaggi.

Dalle indagini effettuate [4], si evidenzia una certa uniformità del materiale costituente i paramenti murari, ma risulta invece molto disomogenea la geometria e la tessitura dei blocchi. Dalle indagini visive e materiche si evidenzia che la parete sud del Corpo 1 (v. Figura 1a e Figura 2a), prospiciente via Atenea, presenta uno spessore variabile: a piano terra è di circa 120 cm, all'ultimo piano si riduce a 90 cm, con una risega di circa 15 cm nei piani intermedi. La stessa parete è essenzialmente costituita da una muratura avente tessitura regolare con conci di calcarenite compatta di dimensioni variabili tra 90x50 a 50x40 cm e giunti di malta di spessore variabile tra 5 e 7 mm di colore nocciola; la calcarenite a grana media è di color giallo e giallo ocra, quella a grana grossa è rossastra e presenta inclusioni conchiliari. La parete nord dello stesso corpo, cioè quella che si affaccia sul cortile interno, presenta più o meno le stesse caratteristiche geometriche, ma matericamente è costituita al piano terra da muratura con tessitura parzialmente regolare con blocchi sbozzati di calcarenite poco compatta con inserti conchiliari, di colore giallo – rossastro e giunti di malta caratterizzati da erosione. Si presume che questa parete presenti una muratura realizzata in tempi diversi e questo è testimoniato dalla presenza di diversi archi a sesto acuto, che sono stati successivamente riempiti con della calcarenite di colore giallo ocra di dimensioni più modeste (10 – 20 cm); in altre zone della stessa parete è presente una muratura caotica in conci di calcarenite privi di tessitura con giunti di malta a base di calce dallo spessore variabile. La parete ovest, cioè quella prospiciente la scalinata esterna di cortile Martorella, presenta una tessitura regolare con blocchi di calcarenite

compatta a grana fine dalle dimensioni medie di 80x70 cm con giunti di malta di calce avente spessore pressoché costante di circa 1 cm. La parete est e i muri di controvento presenti al piano terra, sono dalla stessa tipologia muraria della parete sud.

La parete nord del Corpo 3, comprendente il corpo scala, ha una tessitura irregolare costituita da blocchi di calcarenite mediamente compatta, a grana medio – fine, della dimensione 30x15 cm con giunti di malta di calce di spessore 1 cm, di color giallo ocra con presenza di rinzeppature realizzate con piccoli elementi di calcarenite. La parete prospiciente la corte interna, invece è costituita da una muratura avente tessitura regolare con conci di calcarenite compatta a grana fine di dimensioni 30x40x14 cm.

Il Corpo 5 al piano primo, presenta una muratura con tessitura regolare realizzata con blocchi di calcarenite e giunti di malta cementizia. I blocchi hanno dimensioni di 40x30x14 cm e sono costituiti da calcarenite di colore grigio-giallastro, mediamente compatta a grana medio - grossa. I giunti di malta di cemento hanno spessore alquanto costante di 1 cm.

In definitiva si possono sintetizzare quattro tipologia murarie, così definite:

- **TIPOLOGIA 1:** muratura con tessitura regolare costituita da blocchi di calcarenite di dimensioni variabili tra 90x50 a 50x40 cm e giunti di malta di colore nocciola. La calcarenite dei blocchi è in prevalenza di colore giallastro, da consistente a mediamente consistente, a grana molto fina. I giunti hanno andamento regolare con spessori variabili tra i 5 e i 7 mm;
- **TIPOLOGIA 2:** muratura a tessitura irregolare o caotica costituita da blocchi spesso informi di calcarenite e da giunti di malta di calce di colore nocciola o biancastra. Spesso tale muratura assume forma caotica in quanto realizzata in tempi diversi, riempiendo originari vuoti con materiale di diversa tipologia. In questa muratura sono presenti vuoti e zone molto ricche di malta. I blocchi sono di calcarenite di colore giallastro-ocra e giallo-rossastro. Le dimensioni sono assai variabili fra 40x30 cm e 10x10 cm. I giunti hanno andamento irregolare e spessore di qualche centimetro.
- **TIPOLOGIA 3:** muratura con tessitura regolare realizzata con blocchi di calcarenite e giunti di malta cementizia. I blocchi sono delle dimensioni di 40x30x14 cm e sono costituiti da calcarenite di colore grigio-giallastro,

mediamente compatta a grana medio - grossa. I giunti di malta di cemento hanno spessore alquanto costante di 1 cm;

- **TIPOLOGIA 4:** Muratura con tessitura parzialmente regolare con blocchi sbazzati di calcarenite a grana fine poco compatta, con inserti conchiliari, di colore giallo – rossastro e giunti caratterizzata da erosione.

Oltre alla definizione della tipologia muraria, le indagini endoscopiche hanno permesso il controllo dell'effettivo stato di ammorsamento degli incroci tra pareti ortogonali fra loro. Al primo piano del Corpo 1, tra la parete sud e la parete est non è presente un efficace ammorsamento; l'intersezione tra la parete sud e la parete ovest invece presenta un ammorsamento efficace realizzato con mattoni pieni e giunti a pettine; la parete nord è ben ammorsata alla parte ovest, tramite la realizzazione di innesti con mattoni pieni del tipo UNI allettati con malta di calce, mentre non è efficace l'intersezione con la parete est per la mancanza di giunto a pettine. Al secondo piano dello stesso corpo, vi è un'intersezione efficace, tra la parete nord e la parete est e tra la parete sud e la parete ovest, dovuta alla presenza di giunti a pettine e mattoni pieni.

Le pareti del Corpo 3, confinanti con il Corpo 1 e il vano scala, presentano un'efficace connessione, realizzata in epoca recente con mattoni in laterizio pieni e giunti a pettine; al contrario, le altre pareti non presentano un ammorsamento efficace.

I saggi effettuati nel Corpo 5 hanno evidenziato intersezioni a martello fra le pareti, ben connesse fra loro tramite la realizzazione di giunti a pettine formati da mattoni pieni.

### **2.3 Orizzontamenti**

Sono state effettuate delle indagini di tipo visivo attraverso dei pozzetti ispettivi ed endoscopie, con lo scopo di verificare le caratteristiche geometrico - costruttive. Dai risultati si evince che tutti i solai sono stati realizzati con la medesima tecnica costruttiva, con differenti sezioni resistenti del profilato in acciaio, in funzione della luce. In particolare i solai del Corpo 1 del primo e del secondo piano, aventi luce 9,60 m, sono realizzati con IPN 200 ad interasse di 52 cm, tavelloni interposti aventi dimensioni 20x50x6 cm, riempimento in calcestruzzo e soletta con rete

elettrosaldato  $\phi 8$  mm. Il solaio del primo piano avente luce 5,5 m, gravante sulla parete ovest e sul primo muro di spina, è realizzato con profilati in acciaio IPN 140 mentre il resto della tipologia costruttiva rimane invariato. I solai del Corpo 3 e del Corpo 5, sono della stessa tipologia dei solai precedenti, con la differenza della sezione dei profilati in acciaio, essendo rispettivamente IPN 160 e IPN 140.

Oltre le indagini visive, sono state svolte delle prove di carico con sacco d'acqua, per la misura della freccia che è stata poi confrontata con quella teorica, adottando il modello statico di solaio incastrato caricato parzialmente in mezzera, ipotizzando che la sezione acciaio – calcestruzzo sia interamente reagente [4]. I risultati mostrano la mancanza di efficacia delle sezioni resistenti degli orizzontamenti, i quali presentano dei valori di rigidità molto inferiori rispetto ai valori consentiti dai materiali utilizzati.

In Figura 5 sono riportate le sezioni dei solai con le misure espresse in centimetri:

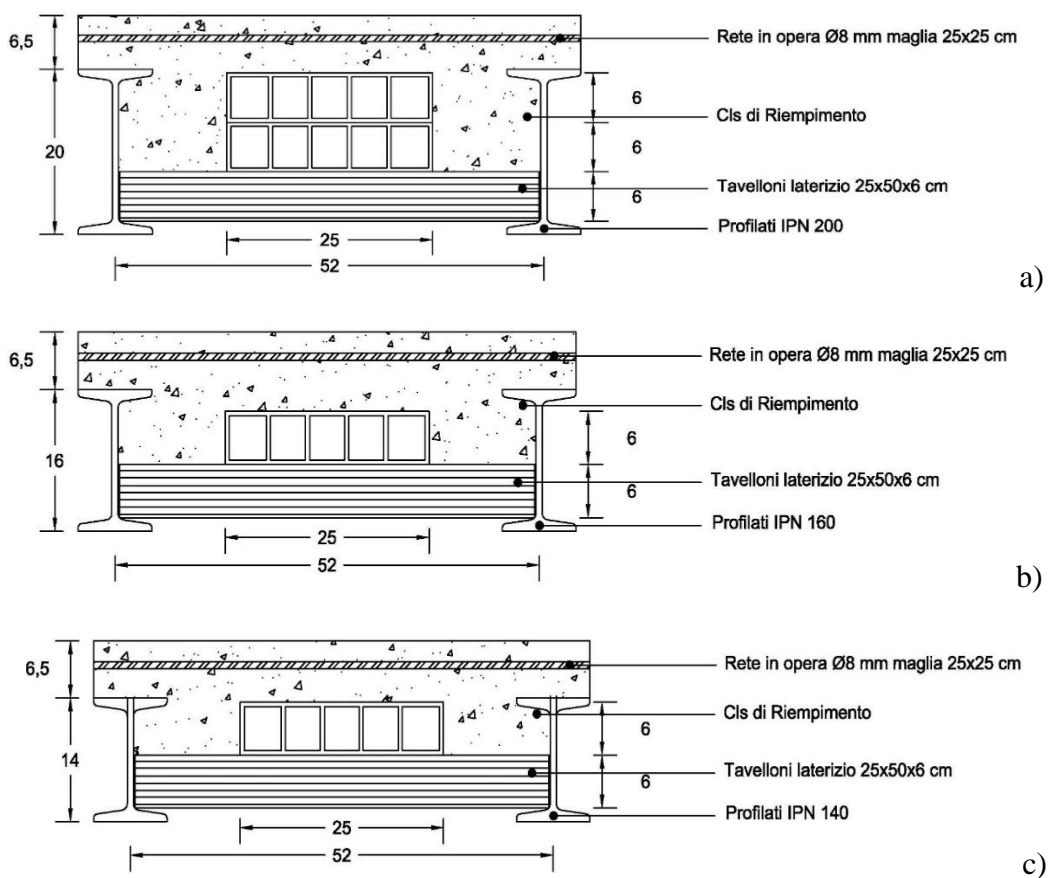


Figura 5. Sezioni tipo solaio: a) Sezione con IPN 200; b) Sezione con IPN 160; c) Sezione con IPN 140.

Inoltre dalle indagini ispettive si evince è che le travi dei solai si appoggiano all'interno della muratura almeno per 25 cm e non vi è nessuna presenza di cordolo di piano. Grazie alla documentazione raccolta [4] è stato possibile determinare i carichi di esercizio gravanti sui solai, i cui valori sono riportati al Capitolo 5.

## 2.4 Architravi

Dai risultati dei saggi su architrave è emerso che alcuni sono realizzati secondo le caratteristiche originarie, ovvero con conci di calcarenite compatta di dimensione 35 x 50 cm ed allettati con giunti di malta di calce; da altri saggi invece risulta che la maggior parte degli architravi originari è stata sostituita con putrelle in acciaio IPN 120 e laterizi forati interposti, aventi un appoggio sulla muratura che varia dai 25 a 35 cm. Si nota che alcuni manifestano degrado da corrosione. In Figura 6 sono riportate le foto degli in putrella d'acciaio del Corpo 1.



**Figura 6. Tipologia di architrave con putrelle presenti nel Corpo 1: a) Architrave finestra; b) Architrave porta.**

È importante precisare che in fase di input del modello, è possibile specificare le caratteristiche degli architravi secondo le normative vigenti.

## 2.4 Archi e Volte

Le volte sono state ispezionate tramite pozzetti. Nei piani ammezzati del Corpo 1, sono rimaste le volte a botte che insistono sui muri di spina ma non assolvono più compito strutturale, bensì sono da considerare come delle masse ai fini dell'analisi. Sono realizzate in muratura e, a seguito degli interventi precedenti, è stato asportato il materiale di riempimento e lasciata un'intercapedine rispetto al solaio del primo

piano. Dal rilievo geometrico è emerso che in due locali commerciali, la volta è stata demolita.

Si trovano degli archi a tutto sesto all'ingresso del Corpo 5, prospiciente la corte interna e diversi archi a sesto a acuto nei piani ammezzati dei locali commerciali e all'uscita del Corpo 5. Molti archi, in seguito agli interventi precedenti, sono stati murati e nascosti all'interno delle murature.

### **2.5 Scala**

Al Corpo 3, sono presenti le scale le cui rampe sono costituite da voltine in conglomerato con inserti conchiliari e matrice cementizia. Esse poggiano da un lato sulla muratura perimetrale e dall'altro su archi rampanti in mattoni pieni che scaricano su colonne portanti a forma tronco conica con capitelli realizzate con blocchi di calcarenite.

Le pedate delle rampe e i pianerottoli di arrivo sono realizzati in graniglia e cemento armato con barre lisce di diametro 16 mm.

### **2.6 Catene**

Al piano secondo del Corpo 1, sono presenti quattro catene ortogonali alla parete sud prospiciente via Atenea. Per verificarne il tiro e l'efficacia sono state svolte delle prove dinamiche attraverso le quali è emerso che tutte e quattro le catene non sono in tiro.

### **2.7 Fondazioni**

Sono state effettuate delle indagini ispettive tramite pozzetti. È emerso che il piano di posa delle fondazioni si trova a circa un 1 metro dal piano di calpestio e che queste non presentano un ispessimento rispetto le strutture in elazione. In alcuni casi sono presenti opere di sottofondazione in mattoni pieni.

### **2.8 Coperture**

Per l'identificazione delle tipologie costruttive e per la verifica dello stato conservativo, oltre al rilievo geometrico, sono state svolte delle endoscopie verticali all'estradosso del manto di copertura.



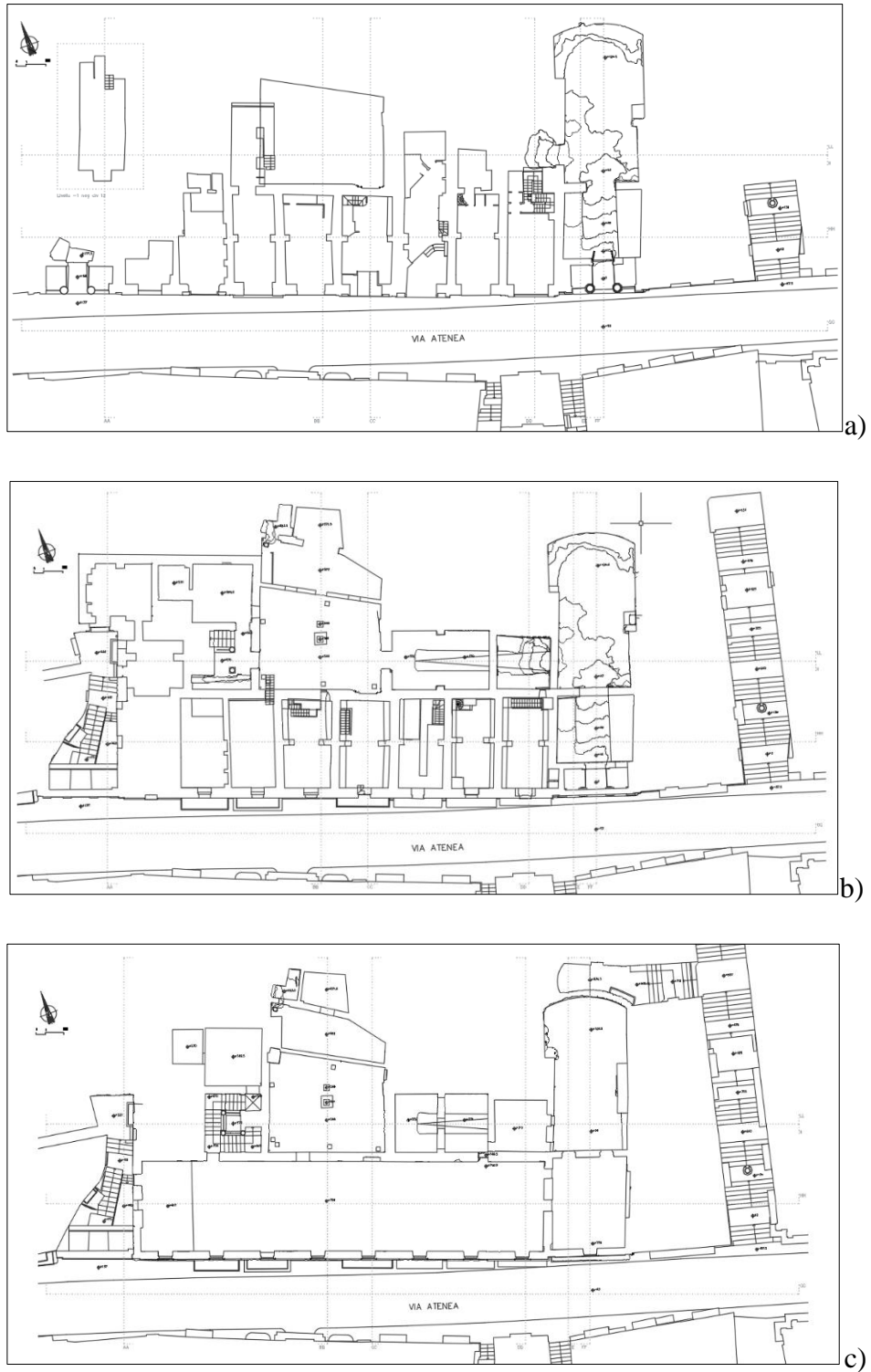
La copertura del copro principale è realizzata con capriate metalliche con interasse 2,5 m, 5 arcarecci IPN 220 per falda, tavelloni di laterizio, e getto di calcestruzzo di riempimento. Il rivestimento esterno è privo di strato di impermeabilizzazione ed è costituito solamente da tegole marsigliesi. Come già detto, vi è la presenza di cordolo in c.a. per l'appoggio della copertura. Entrambe le foto in Figura 7, mostrano lo stato attuale della copertura del Corpo 1.



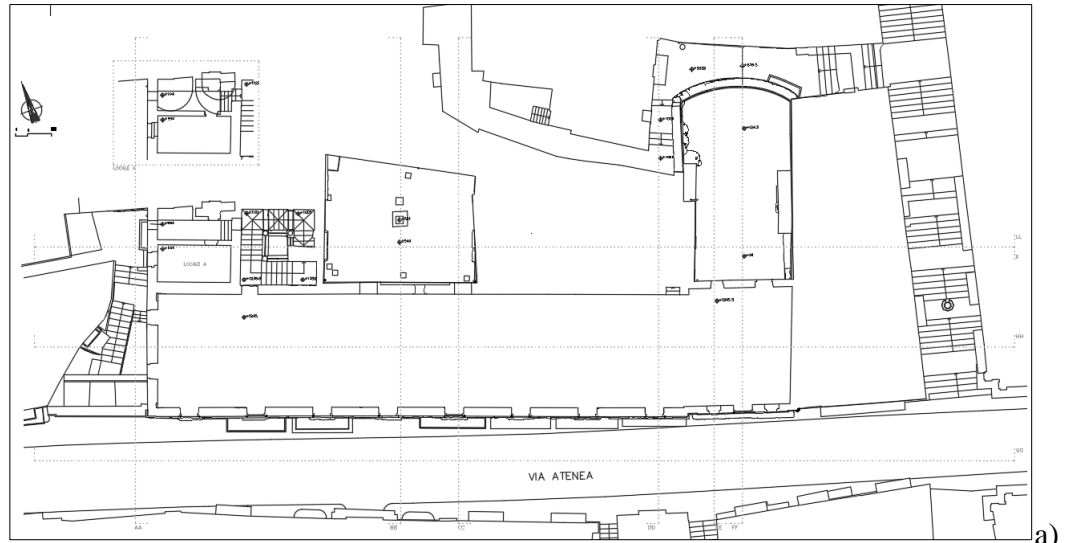
**Figura 7. Copertura del Corpo 1 con capriate metalliche.**

Le coperture degli altri corpi di fabbrica, presentano più o meno le stesse caratteristiche: struttura portante costituita da un solaio inclinato realizzato con profilati d'acciaio, laterizi interposti e cappa superiore in c.a. Anche qui non è presente uno strato di impermeabilizzazione, infatti risultano in alcuni casi in stato di degrado.

Nelle pagine successive vengono mostrati alcuni elaborati grafici del rilievo geometrico del complesso edilizio di via Atenea (v. Figura 8 e Figura 9), messi a disposizione dall'Ufficio Tecnico dell'Università degli Studi di Palermo.



**Figura 8. Planimetrie dell'aggregato edilizio: a) piano terra; b) piano ammezzato; c) primo piano.**



a)



b)



c)

**Figura 9. Elaborati grafici dell'aggregato edilizio: a) planimetria secondo piano; b) prospetto Corpo 1 su via Atena; c) sezione Corpi 2 – 5.**

## CAPITOLO 3

### CARATTERISTICHE DEI TERRENI E AZIONE SISMICA

Nel presente capitolo sono riportati i parametri sismici di progetto necessari, per una corretta valutazione della sicurezza strutturale della costruzione. La determinazione dei suddetti parametri è stata possibile grazie ad una campagna di indagini geognostiche e geologiche svolte nel 2017 dalla Globalgeo S.r.l [6]. L'area campita in rosso, in Figura 10, contestualizza l'area del sito d'interesse rispetto la formazione geologica del territorio della provincia di Agrigento; in particolare, il sottosuolo dell'edificio oggetto di studio è formato da calcareniti più o meno grossolane a stratificazione incrociata con intercalazioni sabbiose.

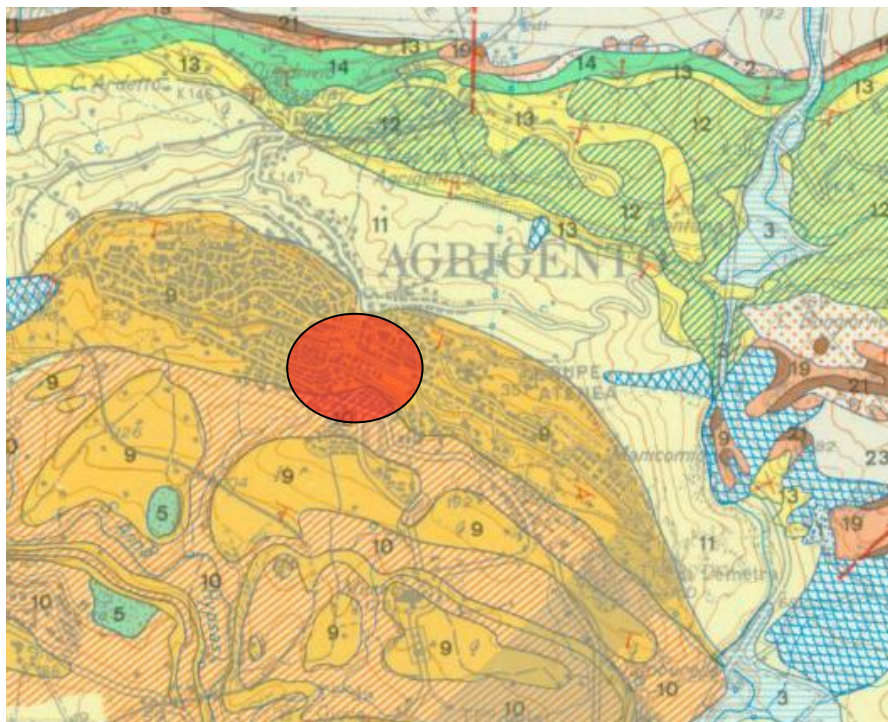


Figura 10. Carta Geologia di Agrigento estratta da Isprambiente.

#### 3.1 Indagini Geognostiche

I parametri riportati in questo paragrafo fanno riferimento alla Relazione Tecnica sulle Indagini Geognostiche effettuate da Globalgeo S.r.l. nel 2017 [6], redatta in conformità alla Normativa Tecnica per le Costruzioni 2008, e che alcuni di essi non sono contemplati nella nuova Normativa [1]; un esempio è il parametro **Vs30**, sostituito da un nuovo parametro denominato “**velocità equivalente**”; il calcolo di

quest'ultimo è analogo al calcolo del  $V_{s30}$ , ma con riferimento ad profondità calcolata rispetto al substrato. Per maggiori dettagli al riguardo, si rimanda alla Normativa Tecnica per le Costruzioni 2018 [1].

Di seguito sono elencate le principali indagini eseguite:

- **Sondaggi geognostici e carotaggi** spinti ad una profondità di 35 m dal piano di campagna, tramite i quali è stato possibile determinare le caratteristiche stratigrafiche e morfologiche del suolo. Da queste indagini è emerso che il primo strato è costituito da calcareniti fossilifere poco cementate, il secondo è costituito da calcareniti fossilifere cementate con intercalazioni sabbiose ed infine sono presenti strati, a profondità maggiori ai 10 m, di argille marnose;
- **Down Hole** eseguita all'interno dei fori di sondaggio, ha consentito la determinazione della velocità media di propagazione delle onde entro i primi 30 m e la conseguente determinazione della categoria del sottosuolo. In riferimento alla normativa vigente all'epoca della campagna di indagine,  $V_{s30} = 589$  m/s e **Categoria del Sottosuolo B**;
- **Tomografie elettriche di superficie**, basate sull'acquisizione di un elevato numero di misure elettriche effettuate su un discreto numero di elettrodi posizionati sul terreno. La ricostruzione tomografica avviene tramite una discretizzazione del terreno al di sotto degli elettrodi.

### 3.2 Parametri Sismici

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate nelle Norme tecniche per le Costruzioni 2018 [1].

L'azione sismica orizzontale si definisce tramite lo Spettro di risposta in termini di accelerazione allo Stato limite di Operatività (SLO), allo Stato limite di Danno (SLD) e allo Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Per il complesso edilizio oggetto di studio sono previsti dei lavori di ristrutturazione e rifunzionalizzazione riguardanti aule studio e biblioteca ed essendo il piano terra e l'ammezzato adibiti a locali commerciali, secondo la Normativa Tecnica per le Costruzioni 2018 [1], il complesso edilizio, ricade nella categoria di costruzioni con **classe d'uso III**, ovvero, "*Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.*

*Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso" [1], con  $C_u = 1,5$  e  $V_N = 50$  anni, da cui si ottiene un periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$ :*

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Impostando le coordinate geografiche del comune di Agrigento è possibile estrapolare i parametri sismici dal software TreMURI S.T.A. Data [9] attraverso le schermate in Figura 11 e 12, di seguito riportate:

- **Parametri allo SLO:  $P_{VR} = 81\%$  e  $T_R = 45$  anni**
- **Parametri allo SLD:  $P_{VR} = 63\%$  e  $T_R = 75$  anni**
- **Parametri allo SLV:  $P_{VR} = 10\%$  e  $T_R = 712$  anni**

	SLC	SLV	SLD	SLO
$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	0,757	0,623	0,291	0,231
$F_0$	2,7	2,61	2,47	2,49
$T_C^*$ [s]	0,48	0,43	0,26	0,21
$T_R$	1462	712	75	45

**Figura 11. Finestra di dialogo per la il calcolo dei parametri sismici estratta da TreMuri.**



Carico sismico

Forma spettro: Parametrica Diagramma Spettro

Classe suolo: B Calcola

	SLC	SLV	SLD	SLO
► Verifica	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	0,76	0,62	0,29	0,23
$F_0$	2,70	2,61	2,47	2,49
$T^*_C$ [s]	0,48	0,43	0,26	0,21
$T_R$	1.462,00	712,00	75,00	45,00
$S_S$	1,20	1,20	1,20	1,20
$T_B$ [s]	0,20	0,19	0,12	0,11
$T_C$ [s]	0,61	0,56	0,37	0,32
$T_D$ [s]	1,91	1,85	1,72	1,69

Categoria topografica: T3  $S_T$  1,2

Fattore di amplificazione: 1,440

**Figura 12. Parametri sismici colcolati da TreMuri.**

Si è indicato con  $T_R$  è il periodo di ritorno del sisma;  $a_g$  l'accelerazione massima attesa al sito, funzione della probabilità di superamento  $P_{VR}$  e del periodo di riferimento  $V_R$ ;  $F_0$  il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;  $S$  ( $S=S_S \times S_T$ ) il coefficiente di amplificazione che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle caratteristiche topografiche del sito;  $T^*_c$  il periodo di inizio del tratto a velocità costante definito dallo spettro in termini di accelerazione orizzontale.

Si è così definita l'azione sismica per ogni stato limite considerato; al Capitolo successivo, vengono calcolate le forze orizzontali con i criteri di distribuzione per l'analisi statica non lineare.

## CAPITOLO 4

### EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Per la stima della vulnerabilità sismica di un edificio esistente, la Normativa [1] impone la valutazione della sicurezza strutturale in termini quantitativi, in modo da poter determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sopportare con il livello di sicurezza minimo richiesto, in funzione della tipologia di edificio. La fase iniziale consiste nel percorso di conoscenza della costruzione, così come definito nella NTC 2018 [1] e nella Circolare 2019 [2].

Una buona conoscenza dello stato di fatto della struttura è raggiungibile attraverso un'accurata attività di indagine caratterizzata da ricerche storiche, dal rilievo geometrico e materico, con particolare attenzione rivolta ai dettagli costruttivi, da indagini diagnostiche e da prove volte alla caratterizzazione meccanica dei materiali. Il percorso di conoscenza è regolamentato dalla *Normativa Tecnica per le costruzioni 2018 [1]* ed è uno studio preliminare atto a definire i livelli di conoscenza delle singole parti o dell'intero manufatto, in correlazione agli obiettivi prefissati e alla tipologia di intervento da realizzare.

I livelli di conoscenza (**LC**) sono classificati in funzione del livello di dettaglio: **LC1**, **LC2** ed **LC3**, dal meno dettagliato al più dettagliato. Ad ogni livello di conoscenza corrisponde un fattore di confidenza (**FC**) definito dalla Normativa [1], come un ulteriore parametro di sicurezza. Questo tipo di approccio permette di individuare tre valori di FC in relazione al LC: ad un livello di conoscenza meno dettagliato LC1, corrisponde  $FC = 1,35$ ; ad un LC2 corrisponde un  $FC = 1,2$  ad un LC3 corrisponde un  $FC = 1$ .

Come già detto nell'introduzione, il complesso edilizio oggetto di studio è un bene tutelato ai sensi del D.lgs. 46/2004 – “Codice dei beni culturali e del paesaggio”. Per questi particolari edifici, esiste un altro approccio per risalire ai fattori di confidenza, ed è quello consigliato dalle *Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale [3]*, di seguito denominate “**Linee Guida**”.



Il percorso di conoscenza definito dalla Linee Guida è concettualmente analogo a quello previsto per i beni non tutelati, ma adeguato alle particolarità del patrimonio culturale con riferimento ai manufatti realizzati in muratura; l'obiettivo è quello di formulare, nel modo più oggettivo possibile, il giudizio finale sulla sicurezza e sulla conservazione di tali edifici. Questo approccio consente di calcolare FC in funzione dei diversi livelli di approfondimento delle caratteristiche presenti in Tab.1 [3], dalla quali si ottengono le aliquote dei  $FC_k$  ( $k=1,2,3,4$ ). La relazione proposta dalle Linee Guida per calcolare FC è la seguente:

$$FC = 1 + \sum_{k=1}^4 FC_k$$

dove,  $FC_k$  è un fattore parziale di confidenza definito per ognuna delle quattro attività di indagine e il relativo grado di approfondimento, tramite la Tab.1 [3] di seguito riportata:

**Tabella 1. Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini e relativi fattori parziali di confidenza (Tab. 4.1 [3]).**

Rilievo Geometrico	rilievo geometrico completo	$FC_1$	0,05
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$FC_1$	0
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$FC_2$	0,12
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$FC_2$	0,06
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$FC_2$	0
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$FC_3$	0,12
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$FC_3$	0,06
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$FC_3$	0
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$FC_4$	0,06
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$FC_4$	0,03
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$FC_4$	0

Nel presente lavoro di tesi, è stato possibile definire i livelli di conoscenza grazie alle relazioni tecniche della Sering Ingegneria [4] e Globalgeo S.r.l. [6] messe a disposizione dall'Ufficio tecnico dell'Università degli Studi di Palermo.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali, stimate a partire dalle indagini o in assenza di esse attraverso la Tab. 8.5.1 della Circolare [2], consentono la costruzione di un modello strutturale adeguato; di conseguenza è possibile definire quantitativamente il livello di sicurezza dell'edificio attraverso un insieme di verifiche locali o attraverso un'analisi di tipo globale. In funzione dei risultati ottenuti, specie nei casi in cui la verifica di sicurezza non risulti soddisfatta, la Normativa [1] al Cap.8.4, indica le principali tipologie di intervento da adottare nei confronti di un edificio esistente.

#### **4.1 Livelli di conoscenza**

Per il caso studio, sono stati definiti i livelli di conoscenza per ogni tipologia muraria in funzione delle seguenti informazioni:

- **Rilievo Geometrico** dell'intero complesso edilizio, compreso il controllo di orizzontalità e verticalità degli elementi strutturali, quadri fessurativi e relativi danneggiamenti. Nel caso in esame non è stato possibile svolgere un rilievo geometrico dettagliato del piano terra e del piano ammezzato del Corpo 1, in quanto sono di proprietà privata. Per il presente lavoro di tesi si è anche fatto affidamento ai rilievi svolti durante studi precedenti condotti dell'Università degli Studi di Palermo;
- **Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica**, dedotte tramite una campagna di indagini in situ svolte da Sering Ingegneria [4], facendo particolare attenzione alla definizione delle caratteristiche materico – costruttive dei paramenti murari, ai solai, agli ammorsamenti fra le pareti e ai dettagli costruttivi. Nonostante l'elevato numero di indagini, probabilmente in alcuni casi sarebbero necessari ulteriori approfondimenti, per garantire la messa a punto di un modello di calcolo rispondente;
- **Proprietà meccaniche dei materiali**: si è fatto riferimento alla Relazione Tecnica della Sering Ingegneria [4], dalla quale è stato possibile identificare

alcune proprietà meccaniche ottenute tramite prove con martinetto piatto doppio, prove di compressione uniassiale su carotaggi di parete e prove di trazione indiretta “*brasiliiana*” eseguite su provini estratti tramite carotaggi in prossimità dei giunti di malta. Tramite l’esecuzione di queste prove sono state definite quattro classi di muratura, come descritto nel Cap. 2.2 della presente tesi.

Avendo a disposizione tutti gli elementi sopra citati, è possibile riassumere sia a livello quantitativo che qualitativo il numero ed il tipo di indagine svolta, col fine di ottenere un livello di conoscenza adeguato per ogni parete indagata. I dati raccolti in questo percorso di conoscenza sono riportati nelle tabelle seguenti (v. Tab. 2-5) che sintetizzano la tipologia e il numero di prove svolte sulle pareti dei Corpi 1, 2, 3, 5, 7. A fine capitolo, sono allegate le tavole grafiche (v. Tav. 1-3) che mostrano la localizzazione delle indagini, redatte in conformità a quanto espresso dalla Relazione Tecnica di Sering Ingegneria [4].

**Tabella 2. Acronimi utilizzati.**

<b>INDAGINI IN SITU SEMI DISTRUTTIVE</b>	
EH	Endoscopia orizzontale
SM	Saggio a parete sulla muratura
SI	Saggio a parete sulla muratura agli innesti
C	Carotaggio sul materiale dei blocchi
CG	Carotaggio a cavallo dei giunti
AT	Saggio su architrave
MD - MS	Martinetto Piatto doppio e singolo

**Tabella 3. Tipologia e numero di prove condotte sulle pareti del Corpo 1 (v. Tav. 2-3).**

		<b>CORPO 1</b>								
		Parete	EH	SM	SI	C	CG	AT	MD - MS	n° prove totali
P. 1°	P1	4	3	2	4	5	2	2	22	
	P2	//	//	2	//	//	//	//	2	
	P3	1	1	//	//	//	//	//	2	
	P4	3	3	2	//	2	1	1	12	
	P5	2	1	2	//	//	//	//	5	
P. 2°	P1	4	3	//	2	//	2	//	11	
	P3	//	//	1	//	//	//	//	1	
	P4	4	1	2	//	//	1	//	8	
	P5	1	//	2	//	//	//	//	3	

**Tabella 4. Tipologia e numero di prove condotte sulle pareti dei Corpi 2 – 3 - 7 (v. Tav. 1-2-3).**

		CORPI 2-3-7								
		Parete	EH	SM	SI	C	CG	AT	MD - MS	n° prove totali
P. Amm.	P12	//	//	//	//	//	//	1	//	1
	P13	1	//	//	//	//	//	//	//	1
	P14	1	//	//	//	//	//	//	//	1
	P15	//	//	//	//	//	//	//	//	0
	P16	//	//	//	//	//	//	//	//	0
	P18	1	//	//	//	//	//	//	//	1
	P19	1	1	2	//	1	1	//	//	6
P. 1°	P12	//	//	2	//	//	//	//	//	2
	P13	1	//	//	//	//	//	//	//	1
	P14	1	1	//	//	//	//	//	//	2
	P15	1	1	1	2	//	//	1	//	6
	P16	//	//	1	//	//	//	//	//	1
	P18	1	//	//	//	//	//	//	//	1
	P19	1	1	2	//	1	1	//	//	6
P. 2°	P12	//	1	//	//	//	//	//	//	1
	P13	//	//	//	//	//	//	//	//	0
	P14	//	//	//	//	//	//	//	//	0
	P15	//	1	1	//	//	//	//	//	2
	P16	//	//	1	//	//	//	//	//	1
	P18	2	//	//	//	//	//	//	//	2
	P19	5	//	//	//	//	1	//	//	6

**Tabella 5. Tipologia e numero di prove condotte sulle pareti del Corpo 5 . (v. Tav. 2-3)**

		CORPO 5								
		Parete	EH	SM	SI	C	CG	AT	MD - MS	n° prove totali
P. 1°	P6	2	//	1	//	//	//	//	//	1
	P7	//	//	1	//	//	//	//	//	1
	P8	1	2	1	//	//	//	//	//	4
	P9	2	//	//	2	//	//	//	//	4
	P10	1	1	1	1	//	//	1	//	5
	P11	1	1	//	//	//	//	//	//	2
P. 2°	P6	//	//	2	//	//	//	//	//	2
	P8	1	1	//	//	//	//	//	//	2
	P9	//	//	2	//	//	//	//	//	2
	P10	//	1	1	1	//	//	//	//	3
	P11	//	//	//	//	//	//	//	//	0

Dall'analisi dei suddetti aspetti si è proceduto alla determinazione dei fattori di confidenza che sono riportati al paragrafo successivo.

## 4.2 Fattori di confidenza

I fattori di confidenza si applicano diversamente in funzione del tipo di analisi e modello strutturale per la valutazione della sicurezza sismica. Nello specifico si possono distinguere due tipi secondo le Linee Guida [3]:

- Modelli strutturali che tengono conto delle proprietà degli elementi strutturali in termini di deformabilità e resistenza meccanica, (vedi analisi di tipo globale; analisi statica lineare e non lineare);
- Modelli di analisi locale, come i cinematismi di blocco rigido, facendo riferimento all'accelerazione di attivazione del meccanismo che può verificarsi per l'inefficacia degli ammortamenti solaio-parete ai vari livelli; nelle verifiche dei meccanismi locali il fattore di confidenza FC si applica direttamente alla capacità della struttura, ovvero riducendo l'accelerazione corrispondente ai diversi stati limite.

Per il caso studio si è scelto di adottare come  $FC_1 = 0,05$  ed  $FC_4 = 0,03$ , per tutte le pareti, in quanto il rilievo geometrico, seppur abbastanza completo, è mancante di un'approfondita analisi dei quadri fessurativi; per quanto riguarda le fondazioni, si hanno a disposizione alcune indicazioni sulla geometria delle stesse e dei dati riguardanti la categoria di sottosuolo, perciò si preferisce adottare questi valori a vantaggio di sicurezza. Diversamente, i valori di  $FC_2$  ed  $FC_3$ , assumo valori diversi in funzione dell'accuratezza del rilievo materico, compreso di dettagli costruttivi, e della quantità di prove svolte sulle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti.

L'approccio consigliato dalla Linee Guida [3], adottato in questo lavoro di tesi, ha permesso di definire valori di FC in maniera oggettiva considerando tutti gli aspetti legati al grado di approfondimento delle indagini; tuttavia software utilizzato per l'analisi strutturale non consente l'inserimento di fattori di confidenza FC diversi da quelli indicati nella Normativa Tecnica per le Costruzioni 2018 [1]; tali valori vengono determinati in funzione del livello di conoscenza raggiunto e sono definiti attraverso le seguenti fasi conoscitive: analisi storico – critica; rilievo geometrico – strutturale; caratterizzazione meccanica dei materiali.

Le Tabelle 6,7 e 8 mostrano i valori di FC calcolati secondo le Linee Guida [3] e i valori adottati per l'analisi strutturale secondo Normativa [1].

**Tabella 6. Definizione dei fattori di confidenza relativi alle pareti del Corpo 1.**

		CORPO 1						
		Parete	$FC_1$	$FC_2$	$FC_3$	$FC_4$	$FC$ Linee Guida	$FC$ Normativa
<b>P. 1°</b>	P1	0,05	0	0	0,03	1,08	1	
	P2	0,05	0,06	0,12	0,03	1,26	1,2	
	P3	0,05	0,06	0,12	0,03	1,26	1,2	
	P4	0,05	0	0	0,03	1,08	1	
	P5	0,05	0,06	0,12	0,03	1,26	1,2	
<b>P. 2°</b>	P1	0,05	0	0	0,03	1,08	1	
	P3	0,05	0,12	0,12	0,03	1,32	1,35	
	P4	0,05	0	0,12	0,03	1,2	1,2	
	P5	0,05	0,06	0,12	0,03	1,26	1,2	

Le pareti P1 e P4, risultano quelle a cui è associato un livello di conoscenza più approfondito, infatti corrisponde un FC più basso, valori prossimi ad un LC3 con  $FC=1$ . Dai dati raccolti si evince che il Corpo 1 è stato quello più indagato perché, a parte il considerevole sviluppo volumetrico, è stato oggetto di diversi interventi che ne hanno modificato le caratteristiche nel corso degli anni.

In Tabella 7 sono riportati i valori dei fattori di confidenza riferiti al Corpo 5.

**Tabella 7. Definizione dei fattori di confidenza relativi alle pareti del Corpo 5:**

		CORPO 5						
		Parete	$FC_1$	$FC_2$	$FC_3$	$FC_4$	$FC$	$FC$ adottato
<b>P. T.</b>	P6	0,05	0	0,12	0,03	1,2	1,2	
	P7	0,05	0,12	0,12	0,03	1,32	1,35	
	P8	0,05	0,12	0,12	0,03	1,32	1,35	
	P9	0,05	0,12	0,12	0,03	1,32	1,35	
	P11	0,05	0,12	0,12	0,03	1,32	1,35	
<b>P. 1°</b>	P6	0,05	0,12	0,12	0,03	1,32	1,35	
	P7	0,05	0,12	0,12	0,03	1,32	1,35	
	P8	0,05	0	0,06	0,03	1,14	1,2	
	P9	0,05	0,06	0,12	0,03	1,26	1,2	
	P10	0,05	0,06	0,06	0,03	1,2	1,2	
	P11	0,05	0,06	0,12	0,03	1,26	1,2	
<b>P. 2°</b>	P6	0,05	0,06	0,12	0,03	1,26	1,2	
	P8	0,05	0,06	0,12	0,03	1,26	1,2	
	P9	0,05	0,06	0,12	0,03	1,26	1,2	
	P10	0,05	0,06	0,06	0,03	1,2	1,2	
	P11	0,05	0,12	0,12	0,03	1,32	1,35	

Anche in questo caso, si notano valori di FC compresi fra 1,26 e 1,35, eccezion fatta per la parete P6 del piano terra e la parete P8 del primo piano. Questi valori sono frutto di una campagna di indagini poco estesa e non esaustiva, per la maggior parte dei casi anche limitata.

I dati a disposizione sull'aggregato edilizio composto dai Corpi 2, 3, 7, hanno messo in evidenza la mancanza di indagini sulle pareti P16 e P17 del piano terra, quindi il valore di FC è stato determinato direttamente secondo Normativa [1] e tale valore è assunto pari a 1,35.

**Tabella 8. Definizione dei fattori di confidenza relativi alle pareti dei Corpi 2 - 3 - 7:**

		CORPI 2 - 3 - 7						
		Parete	$FC_1$	$FC_2$	$FC_3$	$FC_4$	FC	$FC$ adottato
<b>P. Amm.</b>	P12	0,05	0,12	0,12	0,03	1,32	1,35	
	P13	0,05	0,12	0,12	0,03	1,32	1,35	
	P14	0,05	0,12	0,12	0,03	1,32	1,35	
	P15	0,05	0,12	0,12	0,03	1,32	1,35	
	P16	non disponibili				1,35	1,35	
	P17	non disponibili				1,35	1,35	
<b>P. 1°</b>	P12	0,05	0,06	0,12	0,03	1,26	1,2	
	P13	0,05	0,06	0,12	0,03	1,26	1,2	
	P14	0,05	0,06	0,12	0,03	1,26	1,2	
	P15	0,05	0,06	0,06	0,03	1,2	1,2	
	P16	0,05	0,06	0,12	0,03	1,26	1,2	
	P17	0,05	0,12	0,12	0,03	1,32	1,35	
<b>P. 2°</b>	P12	0,05	0,06	0,12	0,03	1,26	1,2	
	P13	0,05	0,12	0,12	0,03	1,32	1,35	
	P14	0,05	0,12	0,12	0,03	1,32	1,35	
	P15	0,05	0,12	0,12	0,03	1,32	1,35	
	P16	0,05	0,06	0,12	0,03	1,26	1,2	
	P17	0,05	0,06	0,12	0,03	1,26	1,2	

Nell'aggregato edilizio dei Corpi 2,3 e 7, come visto nella Tab. 4 del paragrafo precedente, risulta un'attività di indagine più limitata rispetto al Corpo 1, infatti la maggioranza dei valori di FC calcolati secondo le Linee Guida [3] sono prossimi ad un  $FC = 1,35$ , associato ad un LC1. Inoltre risulta che le pareti più indagate sono

quelle relative al corpo scala, vale a dire le Pareti P12,13 e 14, per cui risulta un fattore di confidenza più basso, con un  $FC = 1,26$ , valore vicino ad un LC2 con  $FC = 1,2$ .

Nel Capitolo successivo i fattori di confidenza vengono utilizzati ai fini di una modellazione strutturale eseguita col software di calcolo TreMuri, introducendo un ulteriore margine di sicurezza nelle caratteristiche meccaniche della muratura.

#### 4.4 Analisi strutturale

La sicurezza strutturale di un edificio esistente in muratura deve essere valutata attraverso un'analisi dei meccanismi locali e attraverso un'analisi sismica globale. Nelle Tesi di Laurea Magistrale dell'Ing. Maragliano [7] il Corpo 1 è stato studiato attraverso l'analisi dei meccanismi locali, pertanto in questo lavoro di tesi si è scelto di analizzare gli aspetti legati solamente al secondo tipo di analisi ed in particolare viene trattata l'analisi statica non lineare, conosciuta anche come analisi *push-over* (*letteralmente significa "spingere oltre"*). Attraverso quest'analisi, la risposta sismica di una struttura, soggetta a carichi gravitazionali, è ottenibile attraverso l'applicazione di un profilo di forze statiche orizzontali crescenti monotonicamente, proporzionali alle forze di inerzia ed aventi come risultante il taglio alla base  $F_{bu}$ . L'azione sismica viene quindi modellata attraverso un profilo di forze; ne consegue il carattere convenzionale dell'analisi, in quanto non vengono considerati gli effetti ciclici delle azioni derivanti da un evento sismico. In particolar modo devono essere esaminati due profili di distribuzione delle forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali e l'altra nelle distribuzioni secondarie, secondo quanto indicato dalla Normativa Tecnica per le Costruzioni 2018 [1] e qui di seguito richiamate:

- **Gruppo 1** - Distribuzioni principali:

a) distribuzione proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una massa partecipante non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;



b) distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una massa partecipante non inferiore al 75%;

c) distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $T_C$ .

- **Gruppo 2** - Distribuzioni secondarie:

a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;

b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

Facendo riferimento agli edifici esistenti in muratura, risulta in alcuni casi difficile far attivare una notevole percentuale di massa partecipante. Tali difficoltà si riscontrano soprattutto per la mancanza di orizzontamenti rigidi in grado di garantire un comportamento “scatolare” della struttura quando è soggetta ad azione sismica. In ragione di ciò, la Normativa [1] consente di adottare un'analisi statica non lineare per edifici esistenti in muratura anche nei casi in cui la percentuale di massa partecipante sia inferiore al 75% ma comunque superiore al 60% della massa totale. La procedura dell'applicazione crescente dei profili di forze, sia in direzione positiva che negativa, consente di determinare la capacità, in termini di spostamento di un punto di controllo, fino al collasso della struttura. Il risultato finale di un'analisi push-over è la Curva di Capacità, **taglio alla base – spostamento in testa**, che esprime la capacità esibita dal sistema nei confronti di un evento sismico; la Figura 13, rappresenta l'andamento della curva di capacità (altrimenti detta *curva di push-over*) di un sistema strutturale.

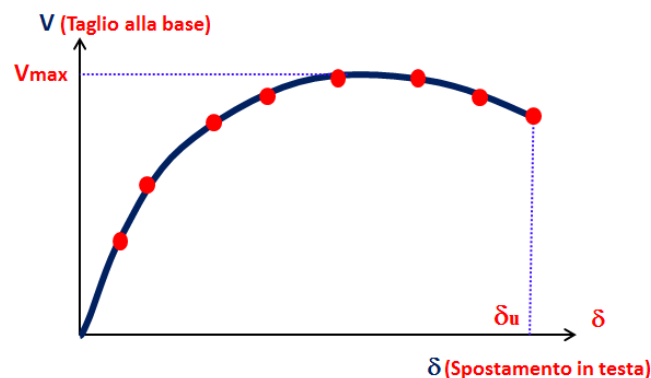


Figura 13. Curva di capacità di un sistema MDOF [8].

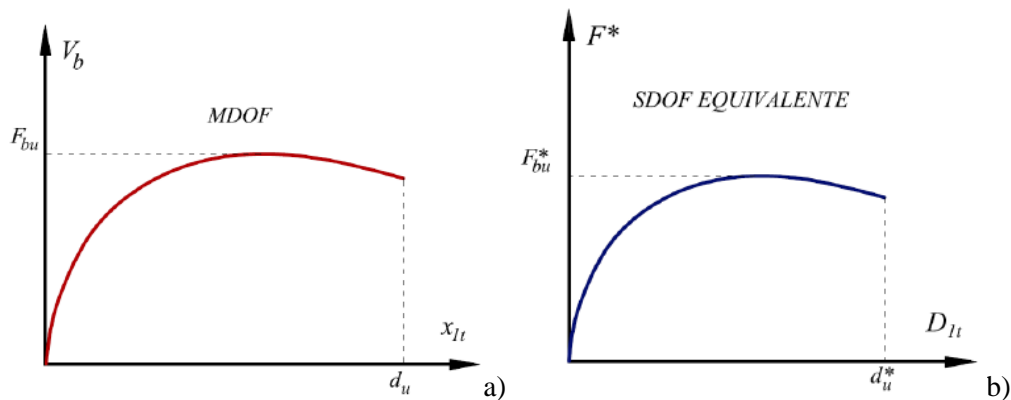
Per la valutazione della vulnerabilità sismica, espressa attraverso il coefficiente  $\zeta_E$  che sarà definito al successivo paragrafo, è necessario fare riferimento agli spettri di risposta che sono definiti a partire da un sistema ad un grado di libertà. Attraverso l'analisi push-over, si riconduce il sistema reale MDOF (Multi Degree Of Freedom) ad un sistema SDOF equivalente (Single Degree Of Freedom), su cui verranno effettuate le verifiche di capacità. Per la determinazione del legame costitutivo del sistema SDOF è necessario dividere il taglio alla base  $F_{bu}$  e lo spostamento in testa  $d_u$  del sistema MDOF per il coefficiente di partecipazione  $\Gamma_1$  del primo modo di vibrare:

$$F_{bu}^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma_1} \quad ; \quad d_u^* = \frac{d_u}{\Gamma_1}$$

con:

$$\Gamma_1 = \frac{\Phi_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\tau}}{\Phi_1^T \mathbf{M} \Phi_1}$$

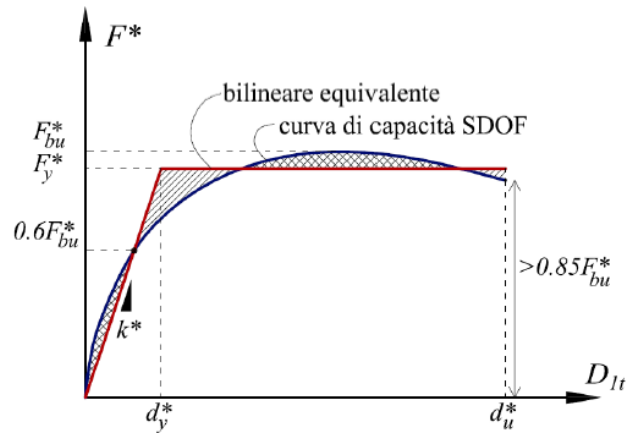
in cui  $\mathbf{M}$  è la matrice delle masse del sistema reale MDOF,  $\Phi$  è il vettore del modo di vibrare fondamentale dello stesso sistema normalizzato rispetto allo spostamento del punto di controllo e  $\boldsymbol{\tau}$  è il vettore di incidenza corrispondente alla direzione del sisma considerata. In Figura 14 si mettono a confronto le curve di capacità dei due sistemi:



**Figura 14. Curve di capacità MDOF e SDOF: a) Curva di capacità taglio alla base - spostamento in testa per il sistema MDOF; b) Curva di capacità derivata per il sistema SDOF equivalente. [8]**

Nelle espressioni sopra riportate  $F_{bu}^*$  e  $d_u^*$  rappresentano rispettivamente il taglio alla base e lo spostamento in testa del sistema SDOF equivalente. A sua volta, per poter effettuare le verifiche di capacità, il legame costitutivo del sistema SDOF

viene ricondotto a quello di un sistema *elastico – perfettamente plastico* attraverso una bilinearizzazione, seguendo il principio di equivalenza energetica delle aree sottese alla curva o di uguali spostamenti, come mostrato in Figura 15.



**Figura 15. Approssimazione della curva di capacità SDOF ad una bilineare equivalente [8].**

In riferimento alla Figura 16, la costruzione del ramo elastico avviene imponendo il passaggio per il punto  $0,6 F_{bu}^*$  della curva di capacità del sistema equivalente, mentre la  $F_y^*$ , che rappresenta la forza di plasticizzazione, si ottiene attraverso l'uguaglianza delle aree sottese alle curve per lo spostamento massimo  $d_u^*$  associato ad una riduzione del 15% del valore di  $F_{bu}^*$ . Una volta determinate  $F_y^*$  e lo spostamento corrispondente allo snervamento  $d_y^*$ , è possibile ottenere la rigidezza del tratto elastico della bilineare equivalente come rapporto di queste due grandezze:

$$K^* = \frac{F_y^*}{d_y^*}$$

inoltre, lo stesso sistema, è caratterizzato da una massa e da un periodo elastico equivalenti definiti come segue:

$$m^* = \phi_1^T M \tau = \sum_{i=1}^n \phi_{i1} m_i$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{m^*/k^*}$$

La verifica è condotta in termini di capacità di spostamento o in maniera del tutto analoga in duttilità, confrontando lo spettro di risposta elastico in spostamento. Sulla base dei risultati ottenuti, dalla relazione di  $T^*$ , si potranno effettuare le

verifiche nel modo seguente, secondo quanto indicato al C7.3.4.2 della Circolare [2].

Per  $T^* \geq T_C$  e per valori di  $q^* \leq 1$ , la domanda di spostamento del sistema anelastico si assume pari a quella di un sistema elastico avente lo stesso periodo:

$$d^*_{\max} = d^*_{e, \max} = S_{De}(T^*)$$

in cui  $S_{De}(T^*)$ , rappresenta l'ordinata dello spettro elastico di spostamento in funzione del periodo del sistema SDOF equivalente.

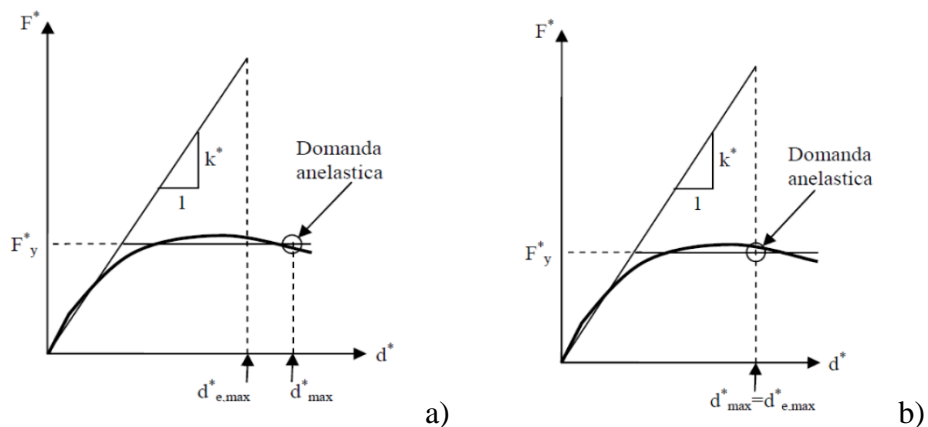
Nel caso in cui  $T^* < T_C$ , la domanda di spostamento si valuta attraverso la seguente relazione:

$$d^*_{\max} = \frac{de^*_{\max}}{q} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq de^*_{\max}$$

Dove  $q^*$ , esprime il fattore di riduzione della forza di richiamo, calcolata come rapporto fra la forza di richiamo elastica e la forza di snervamento della bilineare equivalente:

$$q^* = \frac{F_e^*}{F_y} \quad ; \quad F_e^* = S_e(T^*) m^*$$

essendo  $S_e(T^*)$  lo spettro elastico di risposta dipendente dal periodo di vibrare proprio del sistema equivalente ad un grado di libertà. In Figura 16 vengono riportati i grafici della Normativa [1] che spiegano l'andamento delle verifiche:



**Figura 16. Definizione delle domande di spostamento: a) Domanda di spostamento per  $T^* < T_C$ ; b) Domanda di spostamento per  $T^* \geq T_C$ .**

La verifica risulta soddisfatta se la domanda di spostamento è minore della capacità di spostamento  $d_u^*$  della struttura. Oltre la verifica sugli spostamenti, la Normativa [1] impone anche una verifica sulle capacità dissipative del sistema strutturale. Come noto, le strutture in muratura si presentano come strutture poco dissipative e questo è dovuto alla natura stessa dei materiali costituenti, data la loro effettiva fragilità meccanica. Per limitare la capacità di deformazione in campo plastico, per le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, il fattore di struttura  $q^*$  del sistema equivalente a un grado di libertà deve assumere valori non superiori a 3.

Nel Capitolo successivo, viene illustrato come è stata svolta l'analisi statica non lineare con l'ausilio del software di calcolo TreMuri.

#### **4.4 Tipologie di intervento per gli edifici esistenti in muratura**

Il livello di sicurezza di un edificio esistente si quantifica attraverso il parametro  $\zeta_E$ , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di nuova costruzione. Questo parametro può assumere valori diversi, in funzione della tipologia edilizia e degli interventi previsti. La Normativa [1] definisce le seguenti tre tipologie di intervento da adottare nei confronti degli edifici esistenti che non presentano un livello di sicurezza soddisfacente:

- **interventi di riparazione o locali:** riguardano singoli elementi e/o parti strutturali, che non devono compromettere le condizioni di sicurezza preesistenti; in questo caso le verifiche di sicurezza possono essere riferite alle sole parti, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme;
- **interventi di miglioramento:** sono interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente senza raggiungere necessariamente i livelli di sicurezza richiesti per gli interventi di adeguamento; in questo caso la valutazione della sicurezza e il progetto di intervento devono essere estesi al comportamento strutturale globale; in questo caso la verifica di sicurezza viene condotta riferendosi al parametro  $\zeta_E$ , che, in seguito agli interventi di miglioramento, può assumere valori inferiori all'unità. Nel caso oggetto di studio, essendo un bene

tutelato di Classe d'Uso III, la Normativa [1] precisa che deve assumere comunque valori non minori di 0,6;

- **interventi di adeguamento:** tali interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente sono obbligatori, ad esempio, nel caso di sopraelevazioni, ampliamenti e variazioni di destinazione d'uso; il progetto deve essere riferito all'intera struttura e dovrà riportare le verifiche post-intervento. A seguito degli interventi di adeguamento,  $\zeta_E$  deve assumere valori maggiori o uguali all'unità nel caso di sopraelevazioni, ampliamenti o modifiche sostanziali della struttura, mentre può assumere valori maggiori o uguali a 0,8 nei casi di cambi di destinazione d'uso che conducano a costruzioni di classe d'uso III ad uso scolastico o di classe IV.

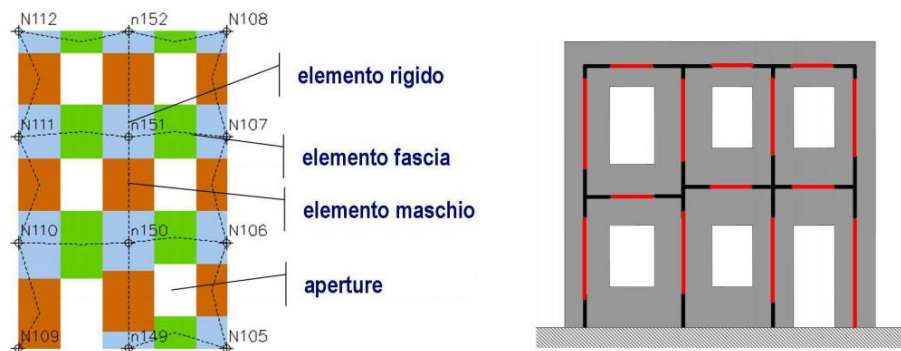
Alla luce dei risultati ottenuti dall'analisi statica non lineare, si procede con le ipotesi di intervento; nel caso in esame, trattandosi di bene di interesse culturale, gli interventi possono anche limitarsi al solo miglioramento del comportamento strutturale, in conformità al Cap. 8.4 della Normativa Tecnica 2018 [1].

## CAPITOLO 5

### MODELLAZIONE STRUTTURALE

L'analisi strutturale è stata condotta attraverso l'utilizzo del software di calcolo TreMuri, della casa italiana S.T.A. DATA, che è stato messo a disposizione per lo sviluppo del presente lavoro di tesi. Il software TreMuri è stato sviluppato in seguito a ricerche condotte dal 1996 dal Prof. Lagomarsino dell'Università di Genova, dall'Ing. Alessandro Galasco e dall'Ing. Serena Cattari, ideato essenzialmente per l'analisi statica non lineare degli edifici in muratura secondo quanto indicato nell'ordinanza OPCM-3274/03 e 3431/05.

Il software, aggiornato alle Norme Tecniche per le costruzioni 2018 [1] e alla Circolare esplicativa 2019 [2], attraverso la costruzione di un modello tridimensionale definito in fase di input tramite i parametri geometrici e meccanici di tutti gli elementi strutturali, schematizza la struttura in un modello a telaio equivalente, generando una mesh secondo il metodo FME (Frame by Macro Elements), in cui è possibile identificare la parete muraria tramite l'assemblaggio di maschi murari, fasce di piano e nodi rigidi (v. Figura 17).



**Figura 17. Parete muraria a seguito della generazione della mesh generata con TreMuri, estratta dal manuale d'uso [9]**

In particolare il metodo FME adotta elementi finiti a comportamento non lineare e deriva dall'osservazione diretta dei dissesti e dei danneggiamenti subiti dagli edifici in muratura a seguito di eventi sismici, tenendo conto dei diversi meccanismi di innesco del danno riportato, ad esempio la classica lesione a "Croce di Sant'Andrea" che si manifesta sui maschi murari a seguito di una rottura per taglio

o le lesioni da schiacciamento per pressoflessione delle fasce di piano. In fase di input è possibile attribuire un grado di danneggiamento iniziale ad un generico macroelemento attraverso una rigidità degradata. La Figura 18 mostra il quadro fessurativo tipico di un edificio colpito da azione sismica.



Figura 18. Tipiche lesioni a seguito di evento sismico [9].

L'articolo "Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura" [10], pubblicato dall' Ing. A. Galasco e dall' Ing. S. Lagomarsino, spiega la logica della modellazione a macroelementi: "La costruzione di un macroelemento rappresentativo di un intero pannello murario deve permettere la formulazione di equazioni d'equilibrio coinvolgendo un numero limitato d'incognite e deve poter rappresentare un modello cinematico capace di cogliere i meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione delle strutture murarie" (v. Figura19).

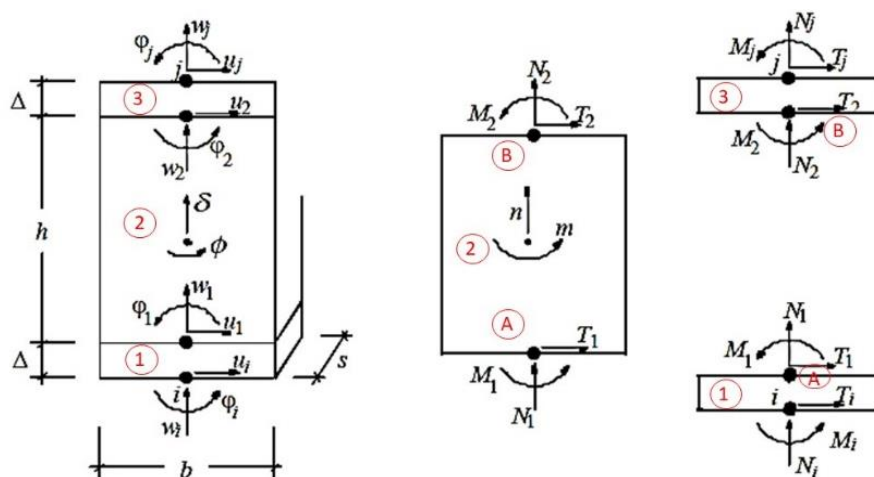


Figura 19. Modello cinematico del macroelemento del pannello murario [10].



Dalla Figura 19 [10], si evince che un pannello murario può essere suddiviso in tre elementi distinti, aventi un nodo di interfaccia comune. Il grande vantaggio di cui dispone il metodo FME è la riduzione del numero di gradi di libertà dell'elemento grazie a delle ipotesi di rigidità sulle diverse sottostrutture; ovvero gli elementi di estremità 1 e 3 (alla destra della Figura 19), sono dotati di rigidità infinita a taglio mentre l'elemento intermedio, 2, è rigido assialmente e flessionalmente. Grazie a queste ipotesi, il problema cinematico è da ricondurre alla determinazione dei tre gradi di libertà dei nodi  $i$  e  $j$  e dei nodi di interfaccia A e B, tramite opportune equazioni di congruenza sugli spostamenti. In particolare si determinano sei componenti di spostamento per i nodi esterni e due componenti di spostamento  $\phi$  e  $\delta$  del macroelemento centrale.

Oltre alle pareti murarie, il modello tridimensionale sarà costituito anche dagli orizzontamenti (solai, volte, coperture, ecc.) definiti come diaframmi ortotropi, tenendo conto della diversa rigidità nelle due direzioni principali. I diaframmi, ai fini delle analisi sismiche, hanno la funzione di distribuire tali forze orizzontali e i carichi verticali in funzione dell'orditura e delle linee di influenza sulle pareti di incidenza. Nell'analisi push-over, TreMuri trascura la verifica a flessione dei solai, in quanto considerata non influente nei confronti di un'analisi globale. Quindi gli orizzontamenti saranno considerati solamente come diaframmi dotati di rigidità nel loro piano. Sostanzialmente il modello spaziale, costituito da nodi tridimensionali, è ottenuto mediante l'assemblaggio di macroelementi bidimensionali, quali pareti e solai, costituiti da nodi rigidi bidimensionali.

In definitiva, il metodo FME, è un metodo semplificato che, grazie alle ipotesi sopra citate, riduce notevolmente l'onere computazionale implementando un algoritmo elaborato a seguito di esperienze dirette sugli edifici esistenti colpiti da eventi sismici. Per ulteriori dettagli in merito, si rimanda alla pubblicazione di A. Galasco e S. Lagomarsino [10].

Nei paragrafi successivi viene mostrato come è stato modellato il sistema strutturale del Corpo 1, descrivendo in dettaglio i parametri di input per la costruzione della mesh. L'analisi statica non lineare sarà finalizzata alla valutazione del coefficiente  $\zeta_E$ , dal cui valore dipende l'esito della verifica secondo la Norma vigente.

## 5.1 Input Geometrici

All'avvio del software, viene presentata la finestra di dialogo della Figura 20, in cui è possibile impostare i parametri normativi e specificare la tipologia di edificio.

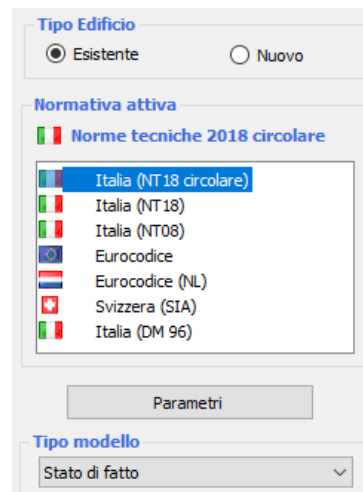


Figura 20. Schermata parametri modello di TreMuri.

È possibile scegliere se si tratta di un edificio esistente o di una nuova costruzione e specificare la normativa di riferimento secondo cui effettuare le verifiche.

Seguendo la schermata interattiva del software, si procederà alla creazione del modello geometrico a partite dagli elaborati grafici in formato CAD.

Il comando “**Parete**”, permette la costruzione planimetrica del modello: stabilito un sistema di riferimento cartesiano (X, Y, Z) globale unico, vengono inseriti i riferimenti locali (xi, yi, zi) di ciascuna parete i - esima, assumendo che giacciono in un piano verticale. Definito univocamente il sistema di riferimento, l'assemblaggio tridimensionale può avvenire allo stesso modo di una modellazione bidimensionale, rivolgendo particolare attenzione alla realizzazione di maglie chiuse, connesse tramite nodi tridimensionali riferiti al sistema di riferimento globale. Nella sezione “**Struttura**”, sarà invece possibile inserire tutti gli altri elementi per definire il modello strutturale, quali colonne, architravi, solai, volte, coperture ed aperture.

## 5.2 Modellazione Parete

Una volta definita la geometria del modello, si procede con la definizione delle caratteristiche geometriche e costitutive di ogni parete, tramite la schermata in Figura 21.

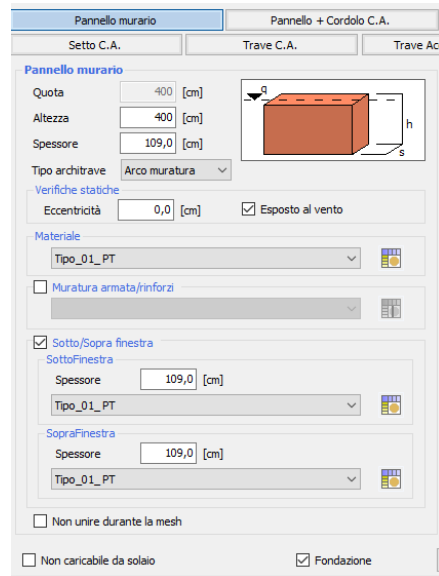


Figura 21. Schermata di definizione caratteristiche delle pareti.

Per comprendere come intervengono i fattori di confidenza FC in fase di modellazione, sono state prese come esempio delle pareti realizzate con materiali aventi tre livelli di conoscenza diversi. Le pareti in esame sono: la parete P1 del Corpo1 del piano terra e del primo piano, e la parete P4 del secondo piano dello stesso corpo.

Nella stessa schermata di Figura 21, dopo aver definito i parametri geometrici della parete (altezza e spessore), è possibile inserire le eccentricità fra gli assi baricentrici verticali di due pareti contigue in altezza, nel caso in cui sono presenti riseghe di piano.

Il solutore consente anche di inserire le tipologie di architrave più usuali nella pratica progettuale edilizia; in particolare possono essere inseriti architravi in legno, acciaio, cemento armato e arco in muratura. Nel caso in esame, al piano terra sono presenti delle grandi aperture realizzate in epoca più recente e data l'impossibilità di effettuare dei saggi sugli architravi si è scelto di ipotizzare che siano realizzati

con putrelle di acciaio; al piano ammezzato sono invece riconoscibili gli architravi ad arco di muratura, mentre al primo e al secondo piano gli architravi sono realizzati con putrella di acciaio IPN 120. Individuati questi elementi strutturali in grado di assorbire sforzi di flessione si può ipotizzare un possibile modello a telaio equivalente.

Attraverso la sezione **“Proprietà Materiale”**, si attribuisce la tipologia costruttiva delle pareti in oggetto e si definiscono i legami costitutive dell'apparato murario.

Trattandosi di muratura esistente e considerando il possibile decremento delle capacità meccaniche del materiale costituente, si è scelto di adottare un legame costitutivo che consideri una **rigidezza fessurata**.

Alle fasce di piano si è attribuito il legame costitutivo multilineare **“degrado di resistenza a valore residuo”**, mostrato dal grafico in Figura 22 estratto dal manuale d'uso [9]; l'ordinata rappresenta il valore di resistenza a taglio della parete e l'ascissa rappresenta lo stato deformativo. Si precisa che i valori di seguito descritti sono impostati di default dal software e sono conformi alla Circolare 2019 [2].

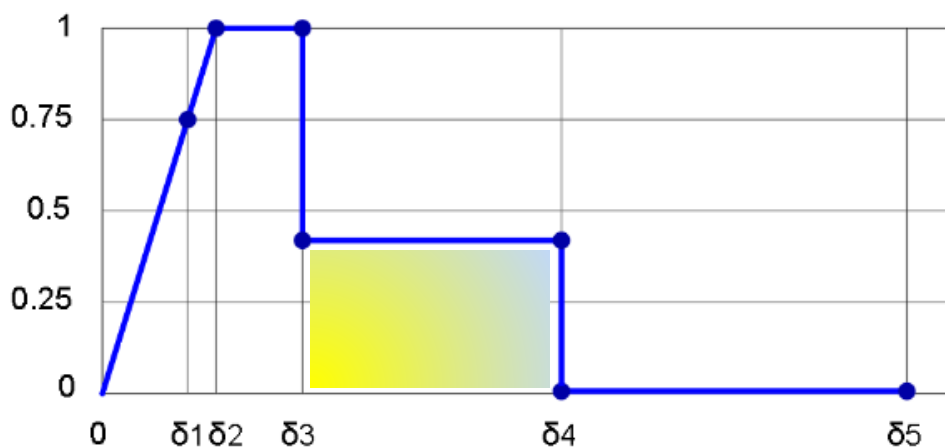


Figura 22. Legame costitutivo multilineare fasce di piano [9].

I valori indicati in Figura 22 sono:

- $\delta_1 = 0,75 \times \delta_2$ , in cui 0,75 è il valore di default di incipiente plasticità;
- $\delta_2 =$  deformazione elastica dipendente dalla rigidezza e dalla resistenza;
- $\delta_3 = 0,005$ , rappresenta il drift del maschio murario per taglio;
- $\delta_4 = 0,01$ , rappresenta il drift della fascia di piano per taglio;
- $\delta_5 = 2 \times \delta_4$  deformazione per crisi grave.

Questo legame è caratterizzato inizialmente da un tratto elasto – plastico; in seguito alla perdita di resistenza della parete, subentra la resistenza residua (area campita in giallo in Fig.22), prima della crisi definitiva del pannello murario. Il valore della resistenza residua è determinato in funzione del tipo di architrave e del relativo ammassamento con la muratura, ovvero calcolata come frazione della resistenza massima fornita dalla nota formula di Turnšek/Cačovic per la verifica a taglio per fessurazione diagonale dei pannelli murari, in conformità a quanto definito al Capitolo 8 paragrafo 7.1.3.1.1 della Circolare [2]:

$$V_t = l \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

dove:

- $l$  e  $t$  sono rispettivamente la lunghezza e lo spessore del pannello;
- $b$  è un coefficiente correttivo dipendente dal rapporto  $h/l$  ed è  $1 < b < 1,5$ ;
- $f_{td}$  e  $\tau_{0d}$  sono rispettivamente la resistenza a trazione per fessurazione diagonale e la corrispondente resistenza a taglio della muratura.

Nel caso in esame, per le pareti aventi architrave in putrelle d'acciaio si considera il 60% di  $V_t$ , mentre per quelle che presentano sistemi di architrave ad arco in muratura viene considerato solamente il 10% di  $V_t$ .

Le considerazioni fatte sulla rigidità della muratura, sul legame costitutivo delle fasce di piano e il criterio di rottura a taglio, valgono per tutte le pareti della struttura. Ciò che cambia, oltre alle caratteristiche geometriche e alla tipologia muraria, sono i parametri meccanici, definiti in funzione del livello di conoscenza e il relativo fattore di confidenza. Conclusa questa fase di settaggio, si procede con la caratterizzazione meccanica dei materiali; attraverso la sezione “**Parametri Muratura**” si aprirà la seguente schermata in Figura 23.

	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$f_{v0}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$w$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Valore tabellare	200,00	4,00	10,00	1.410,00	450,00	16

Figura 23. Schermata per la definizione dei parametri materiali Parete 1 piano terra.

Di seguito si riporta il significato dei parametri presenti in Figura 23:

- $f_m$  = resistenza media a compressione;
- $\tau$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali riferita a murature a tessitura irregolare e criterio di rottura per trazione diagonale;
- $f_{v0}$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali, per murature a tessitura regolare e criterio di rottura per scorrimento dei giunti di malta;
- $E$  = Modulo di elasticità longitudinale;
- $G$  = Modulo di elasticità tangenziale;
- $w$  = peso per unità di volume.

Al piano terra e al piano ammezzato del Corpo 1, i paramenti murari sono costituiti da una muratura a conci regolari di pietra tenera, ma a causa della mancanza di indagini dettagliate, si è scelto il livello di conoscenza **LC1** con **FC = 1,35**. I parametri meccanici sono compilati automaticamente in funzione dei suddetti input, in conformità a quanto indicato al Cap. 8.5.4.1 della Circolare esplicativa 2019 [2] e in riferimento alla Tab. 8.5.1 della stessa Circolare (v. Tab. 9). Infatti essendo in LC1, il valore di  $f_m$  è assunto pari al minimo tabellare e il valore del modulo di elasticità longitudinale è dato dalla media dei valori tabellari.

La parete P4 del secondo piano del Corpo 1 è costituita da una muratura con tessitura regolare realizzata con blocchi sbazzati di calcarenite e giunti di malta cementizia; come visto al capitolo precedente, il livello di conoscenza è **LC2** con **FC = 1,2**; in Figura 24 è riportata la schermata di definizione per la parete P4:

	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$f_{v0}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$w$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Valore tabellare	260,00	6,00	14,50	1.410,00	450,00	16

Figura 24. Schermata per la definizione dei parametri materiali Parete 4 piano secondo.

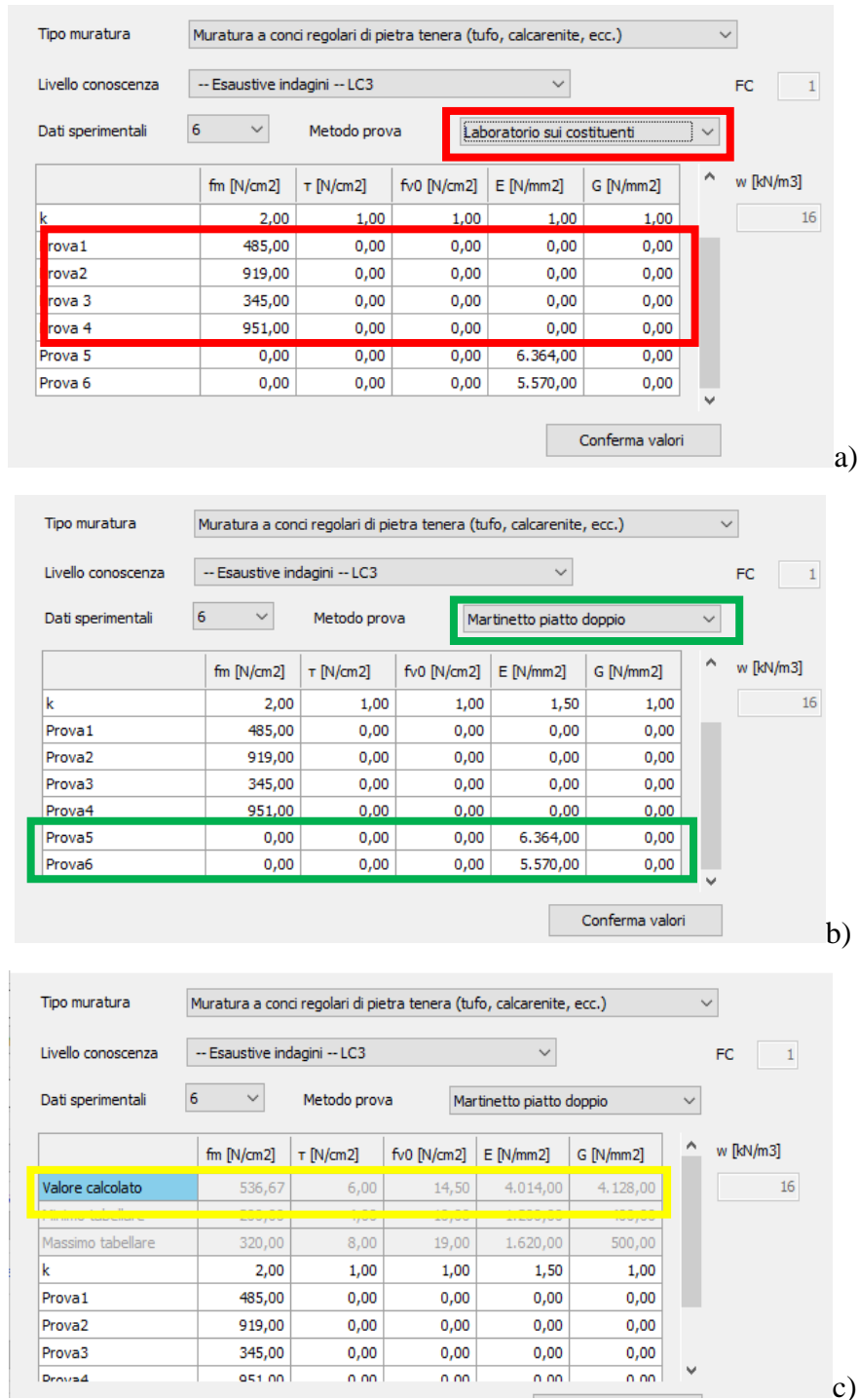
Nel caso di LC2, i valori di  $f_m$  e di  $E$  sono entrambi determinati mediando i valori espressi dalla Tabella 9 estratta dalla Circolare 2019 [2].

**Tabella 9. Valori di riferimento delle proprietà meccaniche delle murature (Tab. 8.5.1. della Circolare[2]).**

Tipologia di muratura	f (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

La parete P1 del Corpo 1 al primo piano, presenta la stessa tipologia muraria dei piani inferiori, ma grazie alla documentazione raccolta tramite le relazioni [4] e [6], si è potuto adottare un **FC=1** corrispondente ad un livello conoscenza **LC3**. In questo caso, il software dà la possibilità di aggiungere dati sperimentali desunti da eventuali indagini e il metodo di prova applicato. Per la parete in oggetto sono stati aggiunti un totale di sei dati sperimentali: quattro valori di resistenza a compressione ricavati tramite prove di compressione uniassiale; due valori di  $E$ , ricavati dalle prove con martinetto piatto doppio.

Le schermate in Figura 25, mostrano l'inserimento dei dati sperimentali e come variano i valori della resistenza a compressione  $f_m$  e del modulo  $E$ .



**Figura 25. Schermate per la definizione dei parametri materiali parete P1 primo piano: a) in rosso le prove a compressione uniassiale; b) in verde prove con martinetto piatto doppio; c) in giallo i risultati ottenuti.**

Con riferimento ad un livello di conoscenza LC3, il calcolo dei valori della resistenza media e del modulo di elasticità longitudinale è calcolato come descritto nel seguito. Viene introdotto nella Circolare [2] un nuovo paramatro **k**, definito come “il peso relativo alla distribuzione a-priori rispetto alle prove sperimentali”,



quindi è un coefficiente che tiene conto del rapporto tra dispersione della stima effettuata tramite le prove dirette e la varianza della distribuzione a – priori fornita dai valori della Tab. C.8.5.I. [2]. I nuovi valori di  $f_m$  e di  $E$  (v. Figura 25c) sono calcolati sulla base nel numero di prove dirette effettuate, attraverso la seguente relazione:

$$\mu'' = \frac{nX + k \mu'}{n + k}$$

dove  $X$  è la media delle prove dirette,  $\mu'$  è la media dei valori tabellari ed  $n$  è il numero di prove dirette. La Tabella 10, estratta dalla Circolare [2], esprime i valori che assume  $k$  in relazione ai parametri meccanici al variare del metodo di prova.

**Tabella 10. Valori del parametro  $k$ , Tab C.8.5.III [2].**

Metodo di prova	Parametro	$\kappa$
Prova di compressione diretta (su una porzione di parete muraria)	E	1,5
	f	1
Martinetto piatto doppio	E	1,5
	f (*)	2 (*)
Prova di compressione e taglio (su un pannello isolato nella parete muraria) – prova tipo Sheppard	G	1,5
	$\tau_0 - f_{v0}$	1
Prova di compressione diagonale	G	1,5
	$\tau_0$	1
Prova di taglio diretto sul giunto	$f_{v0}$	2
Prove in laboratorio sui costituenti (**)	$f_b, f_m, f_g$	2

Per completare la modellazione delle pareti, si devono inserire i dati sulle fondazioni e la geometria delle aperture.

Per la definizione delle prime, si è fatto riferimento alle indagini condotte da Globalgeo [6], da dove è emerso che le fondazioni sono profonde rispetto il piano di campagna circa 1 m e non presentano ispessimento nei confronti delle pareti fuori terra. Per l’inserimento delle aperture è sufficiente inserire i parametri geometrici attraverso la sezione “**Foro**”.

### 5.3 Modellazione Solaio

I solai sono modellati come elementi finiti bidimensionali a membrana ortotropa, in stato di tensione piano, dotati di opportuna rigidità di piano; le membrane sono definite attraverso tre nodi aventi due gradi di libertà ciascuno ( $u_x$  e  $u_y$ ). Il solutore attribuisce un modulo di elasticità longitudinale diverso per le due direzioni principali in funzione della direzione di orditura; i due moduli ottenuti,

rappresentano l'efficacia di collegamento con i nodi di incidenza nel piano della parete. Il modulo di elasticità tangenziale invece rappresenta la rigidità a taglio dei diaframmi ed è fortemente influente sulla ripartizione delle azioni fra le pareti. I carichi propri e portati vengono attribuiti ai nodi appartenenti alle pareti di incidenza alla quota del piano del solaio, in termini di massa nodale calcolata in funzione delle linee di influenza e della direzione di orditura.

Attraverso la sezione “**Orizzontamenti**”, il software presenta una libreria contenente le tipologie di solaio più comuni riscontrabili negli edifici esistenti, ma non è presente la tecnologia costruttiva del solaio in esame, per cui si è scelto di adottarne uno equivalente. La Figura 26 mostra la tipologia scelta.

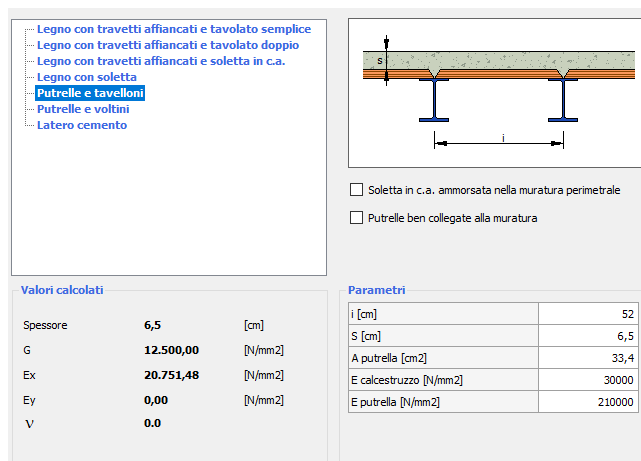


Figura 26. Schermata orizzontamenti solaio equivalente per il Corpo 1.

Come già detto in precedenza, vengono definiti due moduli di elasticità longitudinale del solaio, **Ex** e **Ey**, in funzione dell'orditura.

Definite le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione resistente, si inseriscono i carichi gravanti sul solaio:

- $G_{k1}$ : carichi permanenti strutturali;
- $G_{k2}$ : carichi permanenti non strutturali (allo stato di fatto non sono presenti finiture e pavimentazione);
- $Q_k$ : sovraccarico in funzione della destinazione.

A titolo di esempio, di seguito è riportata la tabella dell'analisi dei carichi riferiti a 1 mq di solaio del Corpo 1, costituito da profilati in acciaio e tavelloni interposti; il sovraccarico  $q_k$  è stato valutato in funzione della destinazione d'uso.

I carichi permanenti strutturali si riferiscono alle travi IPN 200, al riempimento in calcestruzzo, ai tavelloni in laterizio e alla soletta armata; al sovraccarico accidentale viene dato il valor di 4 kN/mq (ambienti suscettibili di affollamento).

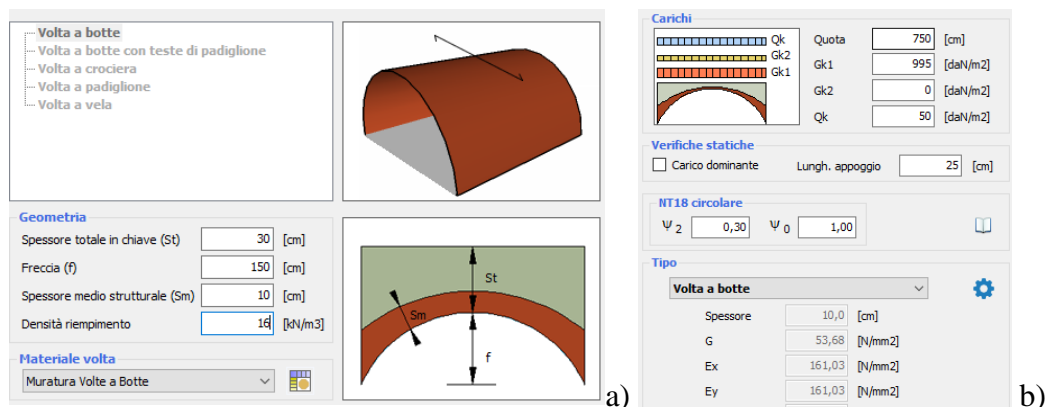
**Tabella 10. Analisi dei carichi solaio primo piano Corpo 1:**

Solaio IPN 200	spessore m	lunghezza m	larghezza m	n°	$\gamma$ kN/mc	Peso in kN/ml	Pesi kN/mq	
Travi IPN 200				2		0,26	0,52	
Riempimento cls	0,12	1	0,52		24		1,5	
Tavellone laterizio	0,06	0,25	0,5	16	5,06		0,60	
cls + rete in maglia	0,065	1	1		25		1,625	
$q_{k1}$							4	
<b>Tot</b>							<b>kN/mq</b>	<b>10,25</b>

Al momento della generazione del solaio, il software non genera altri nodi di elemento, infatti i solai vengono costruiti sulla base dei nodi già generati dall'intersezione delle pareti.

#### 5.4 Modellazione Volte

Analogamente ai solai, è possibile inserire anche le superfici voltate attraverso un'apposita sezione (v. Figura 27a). Definita la tipologia costruttiva e gli input geometrici, il software calcola automaticamente i carichi applicati (v. Figura 27b).



**Figura 27. Schermata definizione Volta a Botte: a) caratteristiche geometriche e meccaniche; b) definizione dei carichi.**

### 5.5 Modellazione Colonne

Il software non permette la modellazione delle colonne a sezione circolare e per questo motivo le colonne del portone monumentale sono state modellate come dei pilastri in muratura aventi una sezione equivalente di eguale rigidezza di forma quadrata.

Oltre le colonne del portale monumentale, sono presenti anche i piedritti degli archi che arrivano fino al piano ammezzato aventi sezione quadrata di dimensione 60x60 cm.

### 5.5 Modellazione Archi

Per l'inserimento di elementi ad arco, è stato necessario modellare questi ultimi come elementi trave dotati di rigidezza equivalente, così come suggerito nella Tesi di Laurea Specialistica dell'Ing. Chiara Ferraro, sviluppata presso l'Università degli studi di Genova con il Prof. Ing. S. Lagomarsino [11].

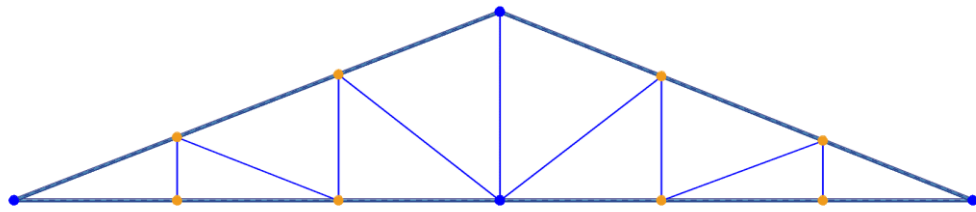
La rigidezza dell'arco è stata calcolata con l'ausilio di un software agli elementi finiti; il modello di calcolo è un arco vincolato ai nodi di estremità con cerniera e carrello, soggetto ad uno spostamento unitario applicato al carrello. Attraverso l'espressione per il calcolo della rigidezza assiale, si è proceduto per via inversa alla determinazione delle dimensioni della sezione di una trave in c.a. avente rigidezza equivalente:

$$K_{\text{assiale}} = \frac{E \cdot A}{L}$$

in cui  $A$ , è l'incognita dell'equazione e rappresenta l'area della sezione della trave ed  $L$  è la luce fra i piedritti su cui grava l'arco. Nello specifico, per una luce di 4 m e per una sezione dell'arco di 40 x 40 cm, si è ottenuta una trave in c.a. a sezione quadrata avente le dimensioni di circa 15 x15 cm. Questa differenza di dimensioni è giustificata dall'elevata differenza fra i moduli di elasticità longitudinale  $E$  dei due materiali.

### 5.7 Modellazione Coperture

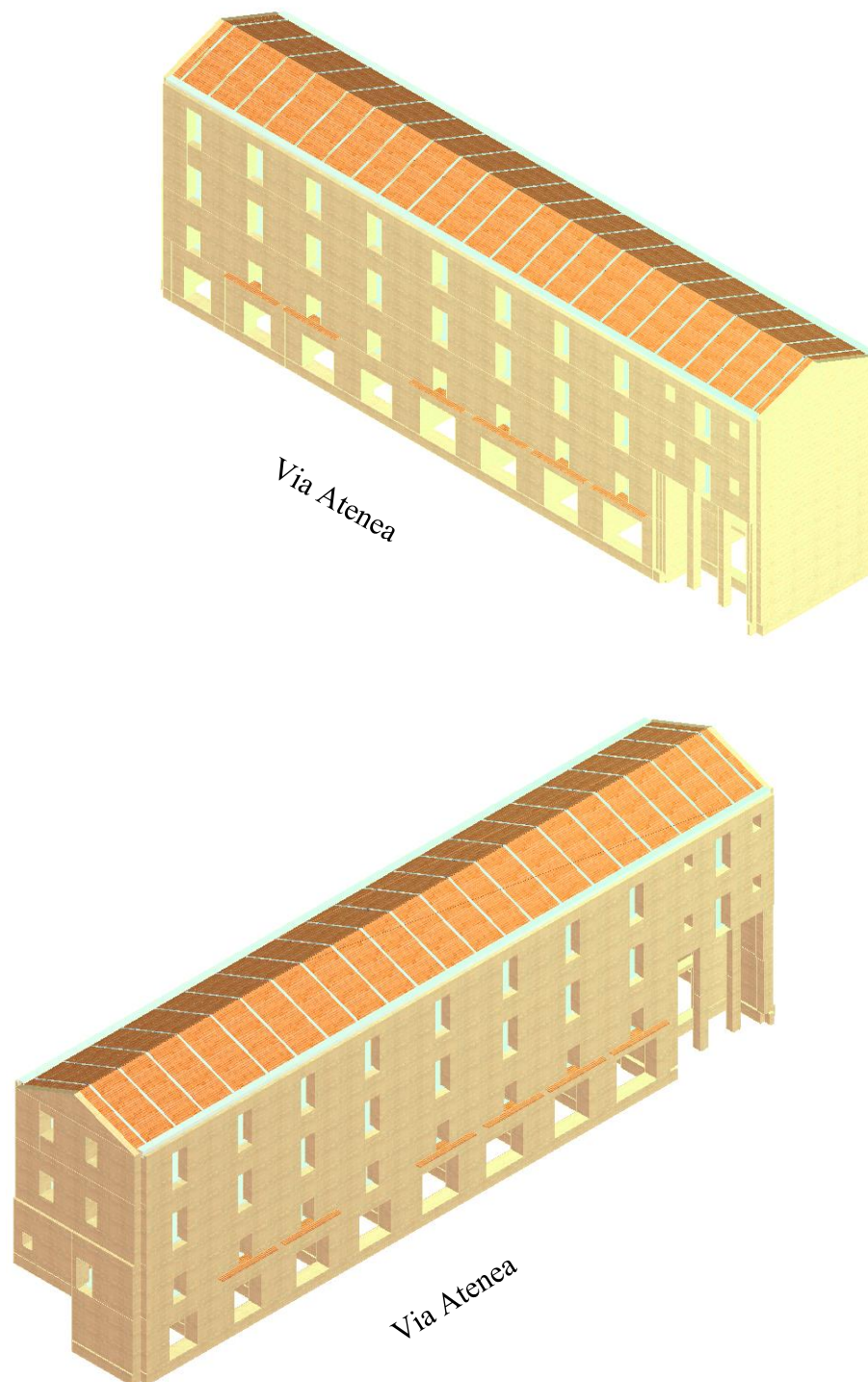
Attraverso la sezione “Copertura” è possibile inserire le capriate e le falde inclinate secondo la tipologia costruttiva. In particolare le capriate metalliche di copertura, sono costituite da correnti in profilato di acciaio a T 70 x 70 mm e diagonali e montanti realizzati con 2 UPN 80 accoppiati. Le falde di copertura sono già state descritte al paragrafo 8 del Capitolo 2. La Figura 28 rappresenta la schematizzazione di una capriata della copertura del Corpo 1, sviluppata in fase di modellazione:



**Figura 28. Schematizzazione capriata Corpo 1.**

Nell’analisi, si è scelto di non affidare alla copertura funzione di diaframma, in quanto questa non è ben collegata alle murature perimetrali e non sembra essere in grado di ripartire adeguatamente le azioni sismiche; pertanto la copertura viene considerata solamente come massa gravante sulle pareti di incidenza.

In Figura 29 sono mostrate le immagini del modello tridimensionale del Corpo 1.



**Figura 29. Modello strutturale del Copro 1.**

### 5.8 Generazione Mesh Modello Telaio Equivalente

Conclusa la fase di modellazione degli elementi strutturali, per avviare un'analisi globale, è necessario generare il modello tridimensionale costituito da un insieme di telai equivalenti. Gli elementi delle pareti resistenti in muratura, individuati a seguito della mesh, posso essere così suddivisi (v. Figure 30-31): maschi murari (in marrone), fasce di piano (porzioni di muratura comprese fra due aperture contigue in altezza, in verde) e nodi rigidi (individuati nelle zone di intersezione tra il maschio murario e la fascia di piano, in grigio). La Figure 30 e 31 mostrano i risultati della mesh.

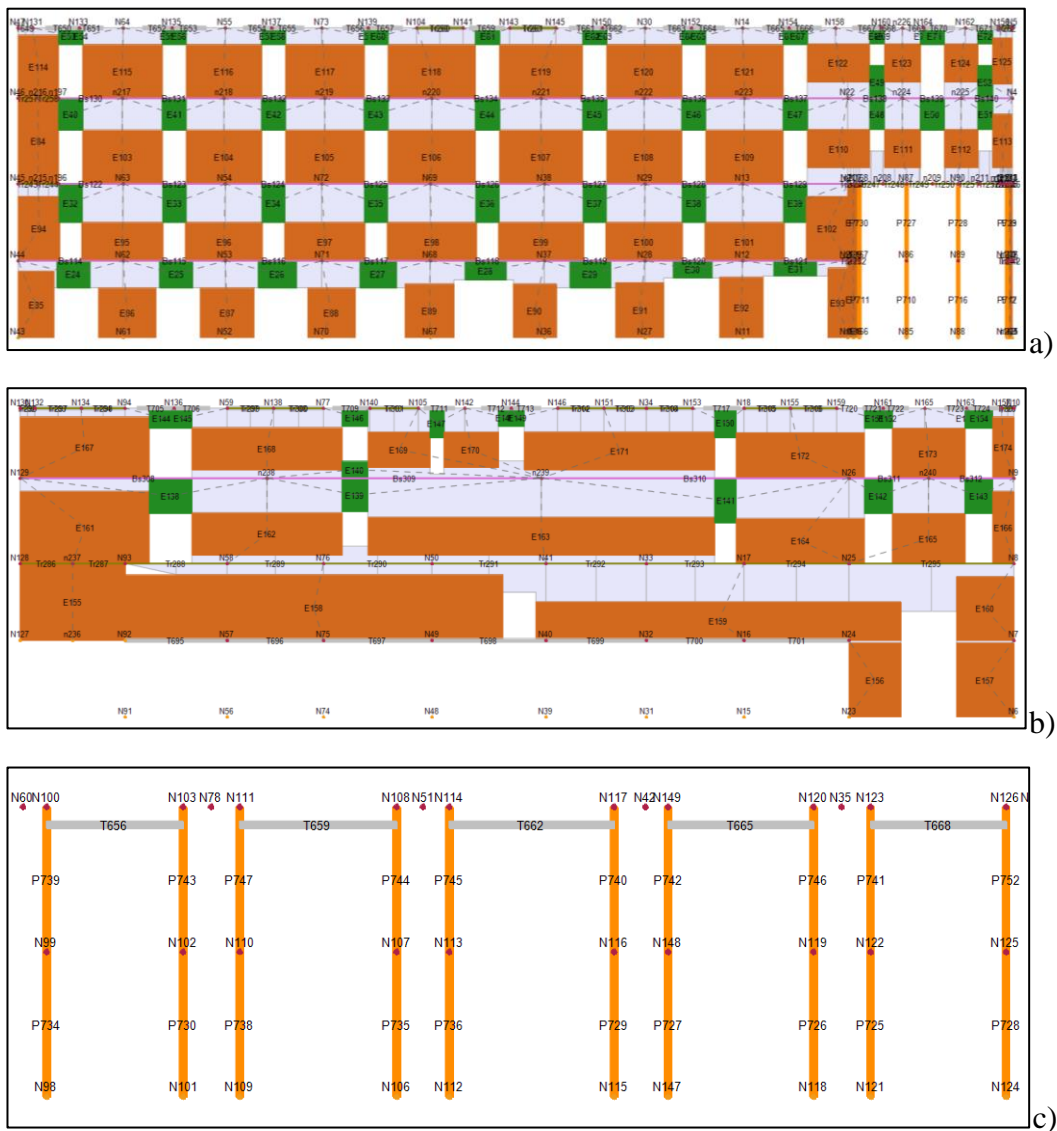
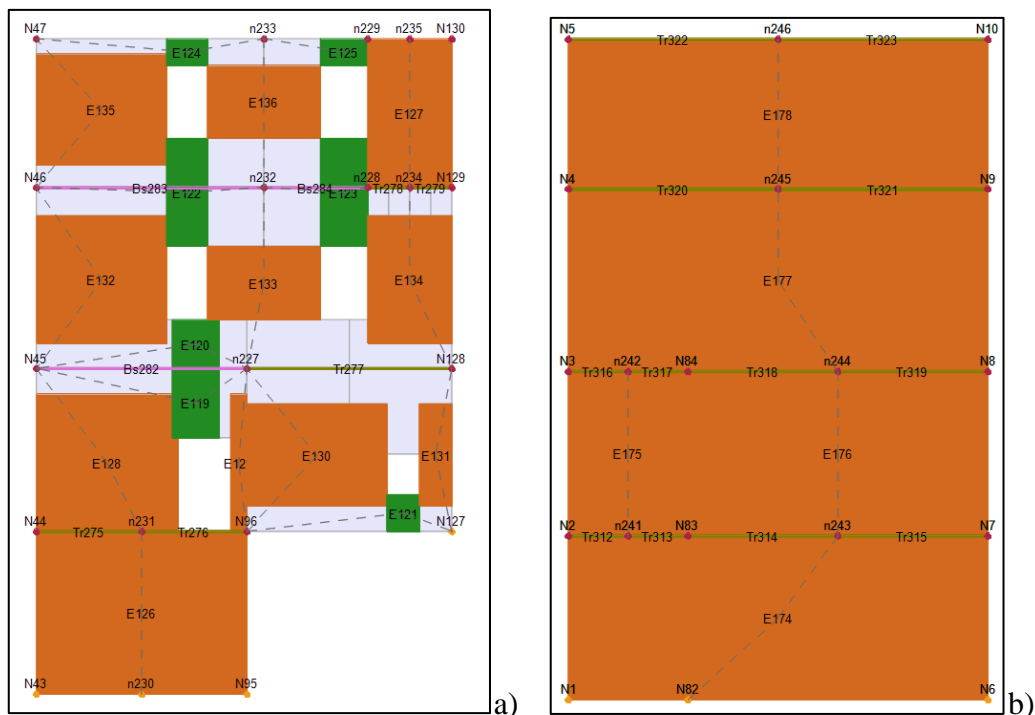


Figura 30. Schematizzazione delle pareti in telai equivalenti: a) mesh parete P1 Corpo 1; b) mesh parete P4 Corpo 1; c) mesh degli archi e dei piedritti del piano ammezzato;



**Figura 31. Schematizzazione delle pareti in telai equivalenti: a) mesh parete P5 Corpo 1; b) mesh parete P3 Corpo 1;**

Il legame costitutivo non lineare, assunto per il macroelemento in muratura, ha caratteristiche conformi con le prescrizioni contenute nella normativa vigente:

Tali caratteristiche possono essere così sintetizzate:

- rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;
- comportamento bilineare con valori massimi di taglio e momento coerenti con i valori dello stato limite considerato;
- redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
- degradazione della rigidezza nel ramo plastico;
- eliminazione dal calcolo dell'elemento, al raggiungimento dello Stato Limite Ultimo, senza interrompere l'analisi.



Di seguito sono riportate le equazioni di governo e la matrice di rigidezza del macroelemento muratura in campo elastico:

$$\begin{Bmatrix} T_i \\ N_i \\ M_i \\ T_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{-6EJ}{h^2(1+\psi)} & \frac{-12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{-6EJ}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{-EA}{h} & 0 \\ \frac{-6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\ \frac{-12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{-EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ \frac{-6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{h(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ \phi_i \\ \omega_i \\ u_j \\ \phi_j \\ \omega_j \end{Bmatrix}$$

in cui:

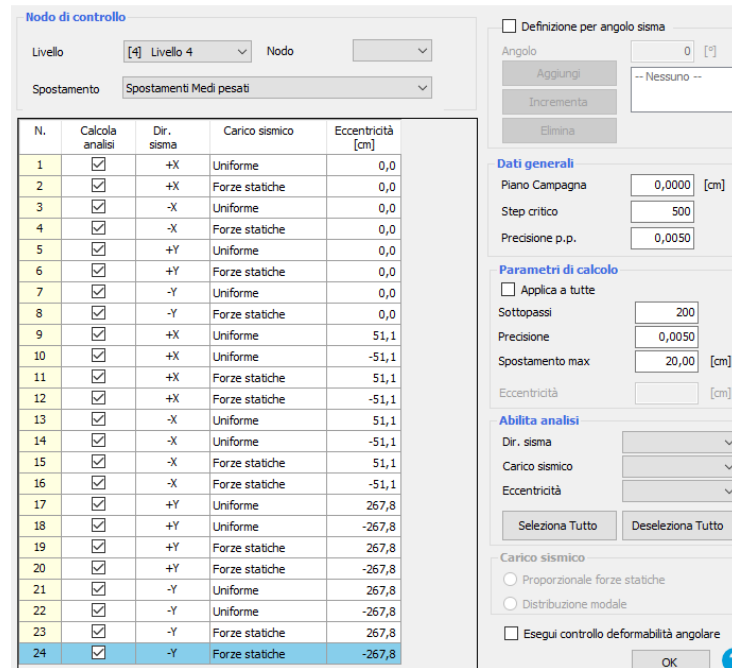
- $\psi = 1,2 \frac{E \cdot b^2}{G \cdot h^2}$ ;
- J è il momento d'inerzia;
- A è l'area della sezione del pannello murario;
- b e h sono rispettivamente lo spessore e l'altezza del pannello murario.

Il macroelemento muratura entra in campo non lineare nel momento in cui un valore di forza nodale raggiunge il suo valore massimo definito secondo i criteri di resistenza come il minimo dei seguenti: rottura per pressoflessione nel piano della parete, rottura per taglio – scorrimento, rottura per taglio con fessurazione diagonale.

### 5.9 Analisi Push – over e risultati

Creato il modello a telaio equivalente dell'edificio e definita l'azione sismica, il software, attraverso la sezione “**Analisi Globale**”, genera le masse dovute a carichi gravitazionali (orizzontamenti, falde di copertura ed elementi strutturali) e procede al calcolo automatico delle analisi corrispondenti alle 24 combinazioni di carico, in funzione della direzione di applicazione dell'azione sismica, della distribuzione delle forze (gruppo 1 e gruppo 2) e delle eccentricità accidentali fra il centro di massa e il centro delle rigidezze.

La schermata in Figura 32 riassume quanto descritto.



**Figura 32. Schermata di definizione dei parametri per il calcolo dell'analisi push-over**

In particolare le 24 analisi vengono suddivise nel seguente modo:

- 4 analisi dipendenti dalla direzione del sisma ( $\pm$  Direzione X,  $\pm$  Direzione Y) prive di eccentricità accidentali e con carico sismico caratterizzato da una distribuzione proporzionale alle forze statiche, calcolate attraverso la seguente relazione:

$$F_i = F_h \frac{z_i W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

dove:

$F_i$  è la forza statica equivalente applicata al piano  $i$ -esimo;

$F_h = \kappa S_d(T_1) W / g$  definita come la forza statica equivalente;

$S_d(T_1)$  è l'ordinata spettrale di risposta di progetto;

$T_1 = 2\sqrt{d}$  è il periodo fondamentale e  $d$  è lo spostamento elastico del punto più alto dell'edificio;

$W$  è il peso complessivo della struttura;

$W_i$  e  $W_j$  sono i pesi delle masse  $i$  e  $j$ ;

$z_i$  e  $z_j$  sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse  $i$  e  $j$ ;

- 4 analisi dipendenti dalla direzione del sisma ( $\pm$  Direzione X,  $\pm$  Direzione Y) prive di eccentricità accidentali e con carico sismico proporzionale ad una distribuzione uniforme;
- 4 analisi caratterizzate da una distribuzione di forze statiche, riferite alla Direzione  $\pm$  X e comprendenti le eccentricità accidentali calcolate come il 5% della dimensione dell'edificio in Direzione Y;
- 4 analisi caratterizzate da una distribuzione di forze statiche, riferite alla Direzione  $\pm$  Y e comprendenti le eccentricità accidentali calcolate come il 5% della dimensione dell'edificio in Direzione X;
- 4 analisi caratterizzate da una distribuzione di carico uniforme, riferite alla Direzione  $\pm$  X e comprendenti le eccentricità accidentali calcolate come il 5% della dimensione dell'edificio in Direzione Y;
- 4 analisi caratterizzate da una distribuzione di carico uniforme, riferite alla Direzione  $\pm$  Y e comprendenti le eccentricità accidentali calcolate come il 5% della dimensione dell'edificio in Direzione X;

Definite le combinazioni di carico, è necessario definire il punto di controllo su cui effettuare le verifiche degli spostamenti. La scelta di un punto di controllo non idoneo potrebbe non rispecchiare al meglio il comportamento strutturale globale, con la conseguenza di sottostimare gli spostamenti reali; la Normativa [1] precisa, che il punto di controllo deve coincidere col centro di massa dell'ultimo impalcato, ma questo è possibile quando le strutture sono costituite da impalcati infinitamente rigidi; nell'eventualità che siano presenti solai non propriamente rigidi, come nel presente caso studio, il software permette di riferire le curve di capacità allo spostamento medio dei nodi dell'ultimo impalcato; nello specifico si è scelto di monitorare lo **spostamento medio – pesato** (pesato sulle masse) di tutti i nodi del livello a cui appartiene il nodo di controllo, ovvero l'ultimo livello (secondo piano).

Gli altri parametri della schermata in Figura 32 sono calcolati automaticamente dal solutore e definiti nel manuale d'uso [9].

In fase di calcolo, il solutore, procede alla costruzione delle Curve di Capacità monitorando lo spostamento del punto di controllo ad ogni incremento di carico. A calcolo concluso vengono restituiti i risultati attraverso la schermata in Figura 33.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO	Du SLO [cm]	σ SLV	σ SLD	σ SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	0,94	1,77	1,25	0,34	0,61	0,27	0,41	1,518	1,807	1,511
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	1,29	1,99	1,56	0,44	0,63	0,35	0,42	1,382	1,445	1,208
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	0,98	1,91	1,32	0,34	0,59	0,27	0,39	1,581	1,715	1,434
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	1,32	2,13	1,64	0,44	0,61	0,35	0,41	1,442	1,381	1,155
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	0,29	0,67	1,43	0,10	0,15	0,08	0,10	1,818	1,577	1,319
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	0,42	0,38	2,07	0,13	0,14	0,10	0,10	0,925	1,091	0,912
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	0,27	0,35	1,07	0,11	0,24	0,09	0,16	1,156	2,111	1,765
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	0,43	0,33	1,60	0,15	0,21	0,11	0,14	0,835	1,411	1,241
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	51,08	0,92	1,63	1,25	0,33	0,61	0,27	0,40	1,448	1,810	1,514
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-51,08	0,94	1,78	1,26	0,34	0,61	0,27	0,41	1,523	1,787	1,494
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	51,08	1,24	1,90	1,56	0,42	0,61	0,33	0,41	1,371	1,453	1,215
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-51,08	1,32	2,06	1,57	0,45	0,65	0,36	0,43	1,403	1,438	1,202
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	51,08	0,96	1,89	1,32	0,33	0,57	0,27	0,38	1,589	1,710	1,430
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-51,08	0,99	2,03	1,33	0,35	0,59	0,28	0,39	1,644	1,699	1,420
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	51,08	1,30	2,04	1,61	0,43	0,61	0,35	0,41	1,412	1,400	1,171
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-51,08	1,34	2,30	1,65	0,45	0,61	0,36	0,41	1,521	1,370	1,146
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	267,83	0,29	0,43	1,20	0,11	0,21	0,09	0,14	1,263	1,884	1,575
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-267,83	0,31	0,36	1,61	0,10	0,13	0,08	0,09	1,108	1,404	1,174
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	267,83	0,45	0,40	1,81	0,15	0,19	0,11	0,13	0,910	1,250	1,104
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-267,83	0,43	0,36	2,34	0,13	0,12	0,10	0,08	0,870	0,966	0,808
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	267,83	0,25	0,38	1,07	0,11	0,22	0,08	0,15	1,255	2,113	1,767
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-267,83	0,29	0,33	1,16	0,11	0,22	0,09	0,15	1,079	1,945	1,626
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	267,83	0,43	0,37	1,52	0,16	0,23	0,12	0,16	0,884	1,488	1,335
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-267,83	0,43	0,30	1,81	0,14	0,18	0,11	0,12	0,779	1,250	1,063

Figura 33. Schermata risultati analisi push-over.

Le verifiche sono state condotte facendo riferimento a quanto prescritto in Normativa [1], in funzione della **Classe d'Uso** dell'edificio; trattandosi di un edificio con **CU=III**, la verifica di rigidezza degli elementi strutturali e non strutturali, è stata svolta nei confronti dello Stato Limite di Operatività; mentre per quanto riguarda le verifiche di resistenza degli elementi strutturali ci si riferisce sia allo Stato limite di Danno sia allo Stato Limite di Salvaguardi della Vita.

I risultati delle 24 analisi, esprimono i valori della domanda di spostamento, **D<sub>max</sub>**, e della capacità di spostamento della struttura, **D<sub>u</sub>**, nei riguardi dello stato limite di Danno, di Operatività e di Salvaguardia della Vita. In particolare le domande di spostamento vengono calcolate come segue, secondo quanto indicato dalla Circolare 2019 [2]:

- Stato limite ultimo, salvaguardia della vita SLV:

$$D_{max} \leq D_u$$

**D<sub>max</sub>** è lo spostamento massimo del sistema reale calcolato come prodotto fra lo spostamento **d\*<sub>max</sub>** del sistema equivalente SDOF e il coefficiente di partecipazione **Γ<sub>1</sub>** del primo modo di vibrare;

$D_u$  è lo spostamento massimo offerto dalla struttura; tale spostamento calcolato automaticamente dal programma; secondo la normativa vigente viene calcolato come  $\frac{3}{4}$  dello spostamento relativo allo Stato Limite di Collasso.

Inoltre, per lo stato limite considerato, viene richiesta una verifica di duttilità imponendo che il fattore  $q^*$  sia minore a 3.

- Stato limite di esercizio, danno SLD:

$$D_{max} \leq D_u$$

dove:

$D_{max}$  è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa calcolato in base allo spettro definito per lo stato limite di danno;

$D_u$  è il minore tra lo spostamento corrispondente al massimo valore di taglio e lo spostamento fra due piani consecutivi che eccede il valore di 0,002 h.

- Stato limite di esercizio, operatività SLO:

Trattandosi di una struttura ricadente in classe d'uso III la normativa impone di verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi non strutturali tali da rendere temporaneamente non operativa la struttura:

$$D_{max} \leq D_u$$

dove:

$D_{max}$  è lo spostamento richiesto da normativa calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività;

$D_u$  è pari ai  $\frac{2}{3}$  dello spostamento d'interpiano relativo allo SLD ( $\delta=0,002$  h).

Nella stessa schermata (v. Figura 33), vengono mostrati anche gli indici di vulnerabilità sismica per tutti gli stati limite considerati (ultime tre colonne in tabella). Tali valori sono calcolati come rapporto tra l'accelerazione al suolo che

provoca alla struttura il raggiungimento dello stato limite considerato e l'accelerazione attesa al sito:

$$\alpha_{PGA} = P_{GA_C} / P_{GA_D}$$

In fase di verifica il coefficiente di sicurezza  $\zeta_E$  assume valore pari all'unità e deve essere confrontato con ogni valore di  $\alpha$  ottenuto dall'analisi strutturale, infatti, la verifica di sicurezza risulta soddisfatta qualora quest'ultimo assume valori maggiori o uguali al coefficiente di sicurezza  $\zeta_E$ .

Con riferimento sempre alla schermata in Figura 33, si nota che le situazioni più critiche, quelle caratterizzate da un indice di vulnerabilità sismica  $\alpha$  minore di uno, sono l'analisi 6, 8, 19, 20, 23, 24; altro dettaglio che si evidenzia è che l'edificio presenta criticità strutturali quando viene investito da forze sismiche agenti in direzione  $\pm Y$ . Di seguito sono riportati i risultati delle suddette analisi:

- **Analisi 6**, *Direzione Sisma +Y, Distribuzione Statica delle Forze, eccentricità nulla*: gli indici di vulnerabilità minori di uno sono quelli riferiti allo SLV e allo SLO e valgono rispettivamente  $\alpha = 0,925$  e  $\alpha = 0,912$ ; mentre risulta soddisfatta la verifica di duttilità nei confronti del  $q^*$ . I risultati delle verifiche vengono di seguito riportati:

$$\text{SLV} : D_{\max} = 0,42 > D_u = 0,38 \quad \text{Verifica non soddisfatta}$$

$$\text{SLO} : D_{\max} = 0,1 = D_u = 0,1 \quad \text{Verifica non soddisfatta}$$

$$\text{SLD} : D_{\max} = 0,13 < D_u = 0,14 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\text{SLV} : q^* = 2,07 < 3 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\alpha = 0,925 \quad \alpha = 0,912$$

- **Analisi 8**, *Direzione Sisma -Y, Distribuzione Statica delle Forze, eccentricità nulla*: l'unico indice di vulnerabilità inferiore all'unità è quello relativo allo SLV e vale  $\alpha = 0,835$ ; risultano soddisfatte la verifica di duttilità nei confronti del  $q^*$ :

$$\text{SLV} : D_{\max} = 0,43 > D_u = 0,33 \quad \text{Verifica non soddisfatta}$$

$$\text{SLO} : D_{\max} = 0,11 < D_u = 0,14 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\text{SLD} : D_{\max} = 0,15 < D_u = 0,21 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\text{SLV} : q^* = 1,60 < 3 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\alpha = 0,835$$

- **Analisi 19**, *Direzione Sisma +Y, Distribuzione Statica delle Forze, eccentricità rispetto alla direzione X = 267,83 cm*: la verifica non è soddisfatta per lo SLV in quanto  $\alpha = 0,910$ ; di seguito vengono e riportati i risultati delle verifiche:

$$\text{SLV} : D_{\max} = 0,45 > D_u = 0,40 \quad \text{Verifica non soddisfatta}$$

$$\text{SLO} : D_{\max} = 0,11 < D_u = 0,13 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\text{SLD} : D_{\max} = 0,15 < D_u = 0,19 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\text{SLV} : q^* = 1,81 < 3 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\alpha = 0,910$$

- **Analisi 20**, *Direzione Sisma +Y, Distribuzione Statica delle Forze, eccentricità rispetto alla direzione X = -267,83 cm*: è l'analisi più gravosa, in quanto la verifica non è soddisfatta per tutti gli stati limite; di seguito vengono riportati i risultati delle verifiche capacità e gli indici di vulnerabilità  $\alpha$ :

$$\text{SLV} : D_{\max} = 0,43 > D_u = 0,36 \quad \text{Verifica non soddisfatta}$$

$$\text{SLO} : D_{\max} = 0,13 > D_u = 0,12 \quad \text{Verifica non soddisfatta}$$

$$\text{SLD} : D_{\max} = 0,13 < D_u = 0,14 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\text{SLV} : q^* = 2,34 < 3 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\alpha \text{ SLV} = 0,870 \quad \alpha \text{ SLD} = 0,966 \quad \alpha \text{ SLO} = 0,808$$

- **Analisi 23**, *Direzione Sisma -Y, Distribuzione Statica delle Forze, eccentricità rispetto alla direzione X = +267,83 cm*: la verifica non è soddisfatta per lo SLV e presenta un indice di vulnerabilità  $\alpha = 0,884$  di seguito vengono riportati i risultati delle verifiche:

$$\text{SLV} : D_{\max} = 0,43 > D_u = 0,37 \quad \text{Verifica non soddisfatta}$$

$$\text{SLO} : D_{\max} = 0,16 < D_u = 0,23 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\text{SLD} : D_{\max} = 0,12 < D_u = 0,16 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\text{SLV} : q^* = 1,52 < 3 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\alpha = 0,884$$

- **Analisi 24**, Direzione Sisma -Y, Distribuzione Statica delle Forze, eccentricità rispetto alla direzione X = -267,83 cm: è l'analisi che presenta l'indice di vulnerabilità più basso rispetto lo SLV e pertanto la verifica non di capacità non è soddisfatta; sono soddisfatte le verifiche per gli altri stati limite:

SLV :  $D_{max} = 0,43 > D_u = 0,30$  Verifica non soddisfatta

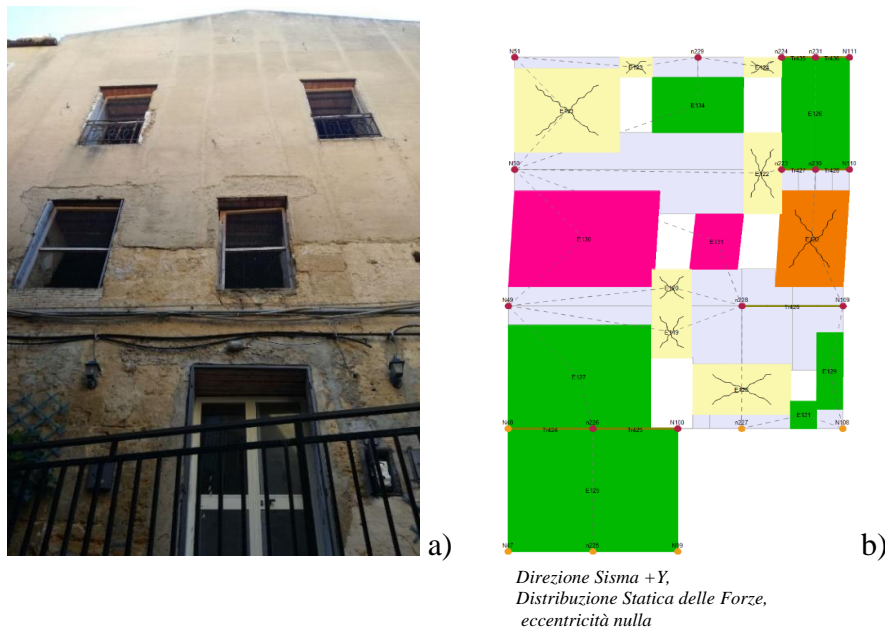
SLO :  $D_{max} = 0,14 < D_u = 0,18$  Verifica soddisfatta

SLD :  $D_{max} = 0,12 < D_u = 0,16$  Verifica soddisfatta

SLV :  $q^* = 1,52 < 3$  Verifica soddisfatta

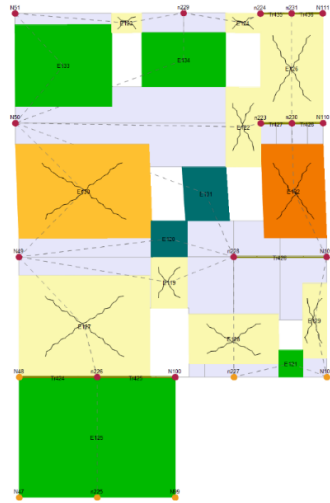
**$\alpha$  SLV = 0,779**

Come già accennato, le verifiche non soddisfatte hanno in comune la direzione di applicazione dell'azione sismica; questo significa che le pareti più danneggiate sono quelle aventi il piano medio parallelo alla direzione del sisma (crisi nel piano). In particolare la parete che presenta più criticità strutturali è la parete prospiciente il cortile Martorella; questa entra in campo non lineare in seguito alla rottura per taglio di diversi maschi murari e diverse fasce di piano, compromettendo così la stabilità della parete stessa; la Figura 34a mostra lo stato di fatto della parete prospiciente il cortile Martorella, le Figure 34b, 35 a-e mostrano lo stato di danneggiamento a seguito dell'analisi con riferimento alla legenda (v. Figura 35f) estratta dal manuale d'uso [9]:



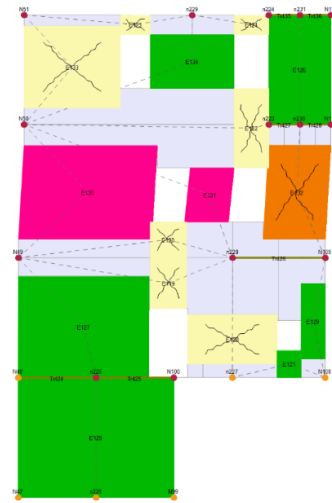
**Figura 34. Parete prospiciente cortile Martorella: a) stato di fatto; b) Analisi 6.**





a)

*Direzione Sisma -Y;  
Distribuzione Statica delle Forze;  
eccentricità nulla.*



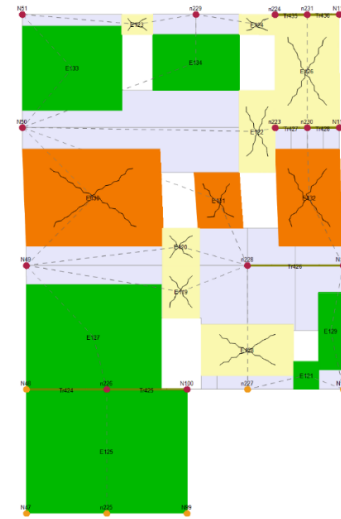
b)

*Direzione Sisma +Y, Distribuzione  
Statica delle Forze, eccentricità  
rispetto alla direzione X = 267,83 cm*



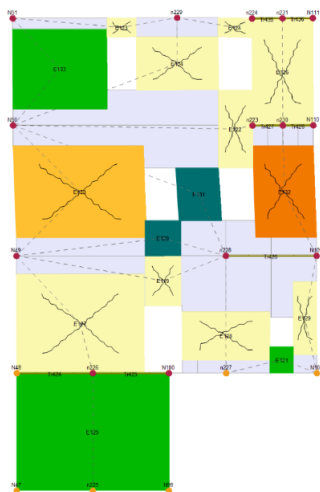
c)

*Direzione Sisma +Y,  
Distribuzione Statica delle Forze,  
eccentricità rispetto alla direzione X = -267,83 cm*



d)

*Direzione Sisma +Y, Distribuzione  
Statica delle Forze, eccentricità  
rispetto alla direzione X = -267,83 cm*



e)

*Direzione Sisma +Y,  
Distribuzione Statica delle Forze eccentricità X = -267,83 cm*

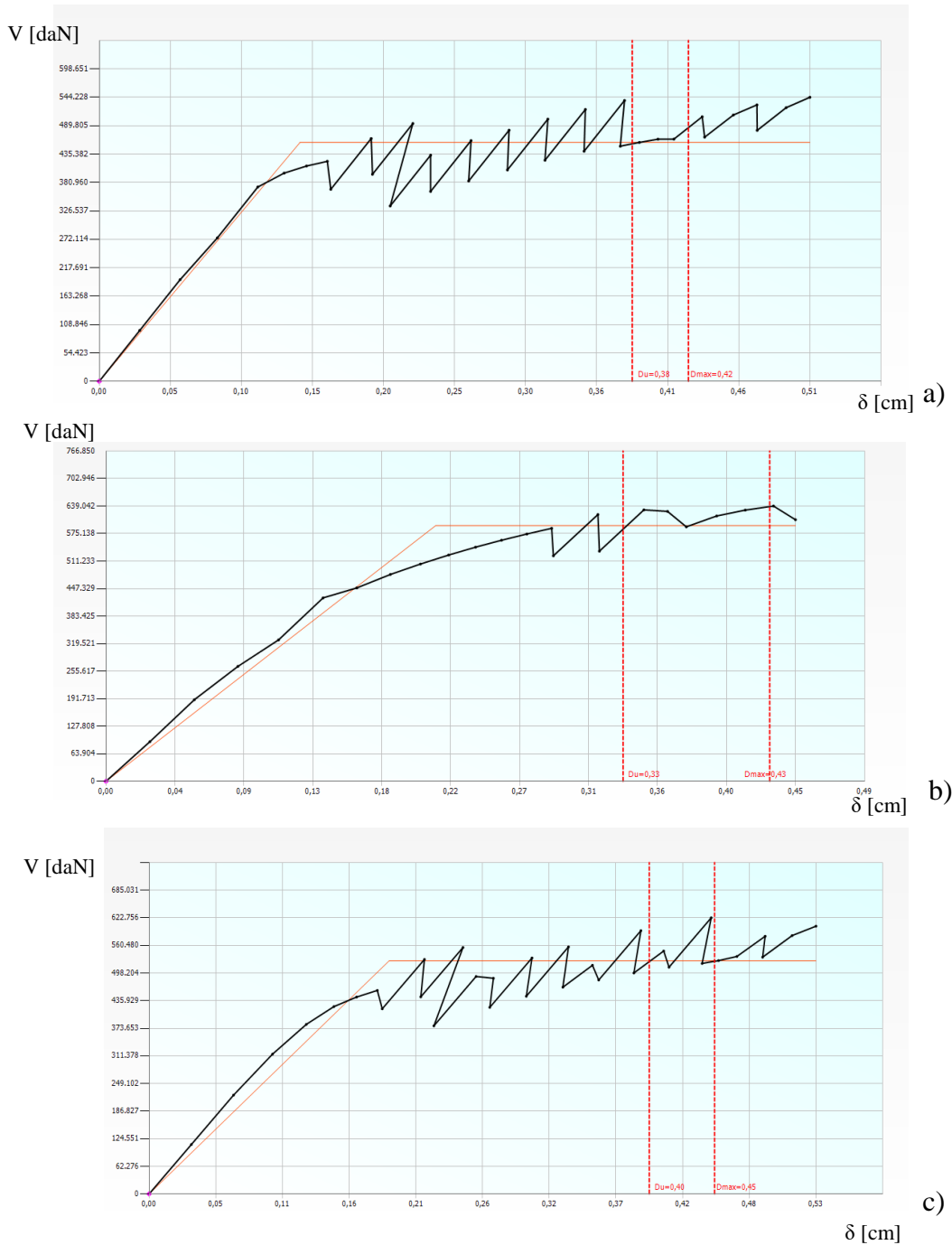
Muratura	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente plasticità
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Crisi grave
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura in fase elastica
<input checked="" type="checkbox"/>	Elemento non efficace

f)

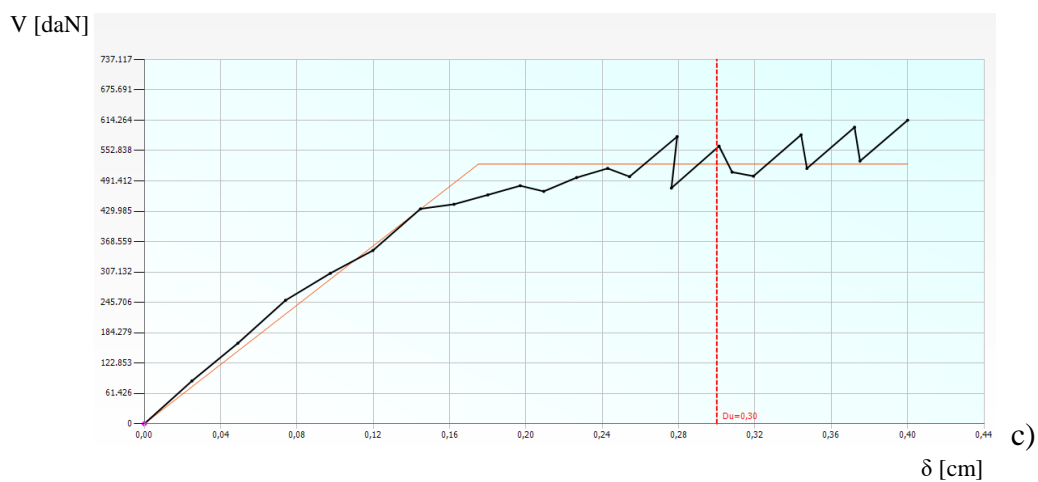
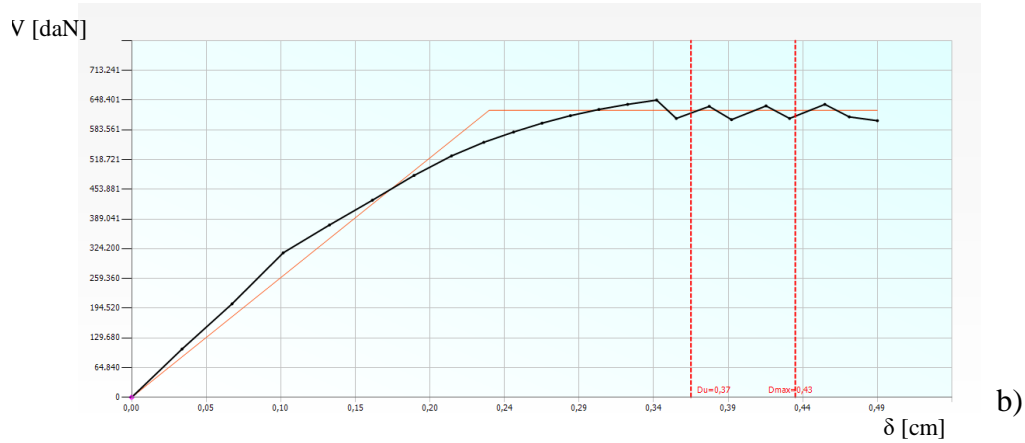
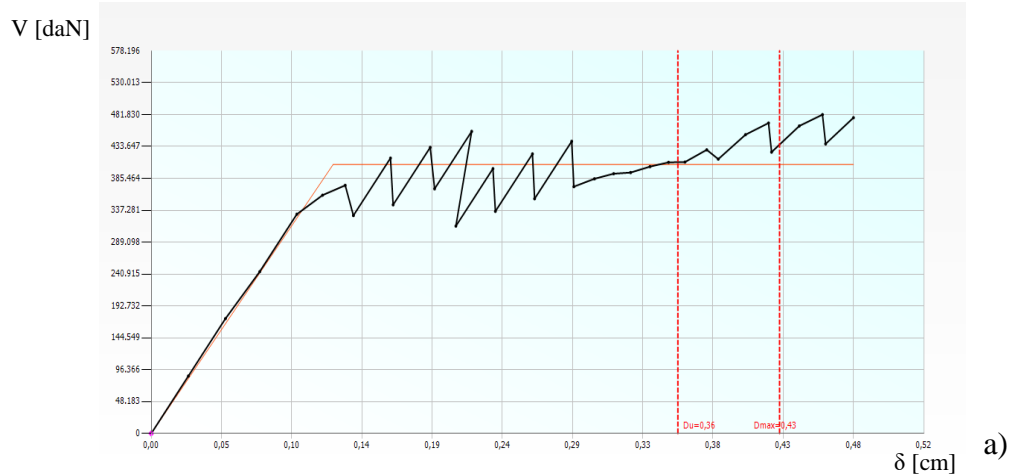
**Figura 35. Meccanismi di danneggiamento Parete prospiciente cortile Martorella: a) Analisi 8; b) Analisi 19; c) Analisi 20; d) Analisi 23; e) Analisi 24; f) Legenda meccanismi di rottura [9].**

La parete sopra citata mostra un'evidente stato di rottura per sollecitazione da taglio ed in particolare si nota che i maschi murari più sollecitati (crisi grave, v. Figura 35b e Figura 35c) sono quelli appartenenti alla parete del primo piano.

Conclusa l'analisi, il software restituisce le curve di capacità del sistema spaziale; nelle Figure 36 e 37 vengono riportate quelle relative alle analisi non soddisfatte:



**Figura 36. Curve di Capacità taglio - spostamento: a) analisi 6; b) Analisi 8; c) Analisi 19.**



**Figura 37. Curve di Capacità taglio - spostamento: a) Analisi 20; b) Analisi 23; c) Analisi 24.**

L'andamento delle curve di capacità riportate in Figura 36 e in Figura 37, mostra che il calcolo dell'analisi push-over continua fino a quando il sistema strutturale esibisce capacità deformative, nonostante il collasso di uno o più maschi murari. La

massima capacità di spostamento esibita dall'edificio si ottiene in corrispondenza del valore di taglio a seguito di un decadimento del 15% del valore di picco.

In definitiva, a seguito alla valutazione della vulnerabilità sismica condotta attraverso l'analisi statica non lineare, si può concludere che il corpo prospiciente via Atenea non presenta di per sé delle criticità strutturali importanti nel suo insieme, considerando la vetustà dell'edificio stesso e gli indici di vulnerabilità ottenuti, anche in relazione alla bassa sismicità del territorio di Agrigento.

Per confermare i risultati restituiti dal software di calcolo, è stata svolta una verifica semplificata allo SLV determinando la forza sismica a partire dallo spettro elastico allo SLV; la stessa è stata poi confrontata con le forze massime, determinate attraverso l'analisi push-over, che la struttura può sopportare; in particolare, i nuovi risultati di  $\zeta_E$  dimostrano coerenza con i risultati trovati con l'analisi assistita e di seguito si riporta la Tabella 11 per il confronto degli indici di vulnerabilità:

**Tabella 11. Indici di vulnerabilità:**

<b>N. Analisi</b>	<b><math>\alpha</math> SLV</b>	<b><math>\alpha</math> SLD</b>	<b><math>\alpha</math> SLO</b>	<b><math>\alpha</math> SLV Calcolato</b>
1	1,518	1,807	1,511	1,260
2	1,382	1,445	1,208	1,016
3	1,581	1,715	1,434	1,204
4	1,442	1,381	1,155	1,167
5	1,818	1,577	1,319	1,246
6	0,925	1,091	0,912	0,971
7	1,156	2,111	1,765	1,076
8	0,835	1,411	1,241	0,814
9	1,448	1,81	1,514	1,261
10	1,523	1,787	1,494	1,629
11	1,371	1,453	1,215	1,015
12	1,403	1,438	1,202	1,212
13	1,589	1,71	1,43	1,442
14	1,644	1,699	1,42	1,431
15	1,412	1,4	1,171	1,182
16	1,521	1,37	1,146	1,151
17	1,263	1,884	1,575	1,283
18	1,108	1,404	1,174	1,038
19	0,91	1,25	1,104	0,855
20	0,87	0,966	0,808	0,699
21	1,255	2,113	1,767	1,010
22	1,079	1,945	1,626	1,085
23	0,884	1,488	1,335	0,833
24	0,779	1,25	1,063	0,722

Secondo quanto riportato al punto 8.4.2. delle NTC 2018 [1], in seguito ad interventi di miglioramento per edifici di Classe III ad uso scolastico e facenti parte dei beni culturali, il coefficiente  $\zeta_E$  deve risultare non minore di 0,6 e deve essere incrementato di 0,1. Alla luce dei risultati dall'analisi effettuata, avendo determinato il valore minimo di  $\zeta_E = 0,779$  non si è ritenuto opportuno prevedere interventi rivolti a migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura.

Al Capitolo successivo vengono comunque riportati gli interventi proposti dalle Linee Guida [3] con le relative modalità operative descritte nella Circolare 2019 [2], in quanto, come già accennato, per l'edificio oggetto di tesi è previsto un progetto di rifunionalizzazione e riuso da parte del Consorzio Universitario di Agrigento.

## CAPITOLO 6

### INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO SUGLI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Non sempre le verifiche di vulnerabilità sismica condotte sugli edifici esistenti in muratura rispettano gli standard di sicurezza previsti dalle Norme vigenti. Questo perché gli stessi presentano nella maggior parte dei casi delle carenze strutturali, dovute essenzialmente alla vetustà, a precedenti eventi sismici o alla combinazione di entrambi. Le criticità che possono essere riscontrate sono molteplici: mancanza di ammorsamento fra pareti ortogonali; lesioni distribuite o localizzate nei setti murari; distacco fra due paramenti murari non collegati tra loro da conci trasversali; cedimenti fondali. Un'attenta analisi dei quadri fessurativi potrebbe dare una spiegazione oggettiva delle lesioni e dei dissesti riscontranti e di conseguenza permetterebbe di stabilire la tecnica di intervento più idonea per migliorare la qualità muraria e il comportamento strutturale stesso. A tal proposito le **Linee Guida** [3] propongono le seguenti tecniche di intervento:

- **iniezioni di miscele leganti:** tale tecnica consente di realizzare efficaci ammorsature tra le pareti murarie ma può risultare inefficace se impiegato su tipologie murarie che per loro natura siano scarsamente iniettabili (scarsa presenza di vuoti e/o vuoti non collegati tra loro). Particolare attenzione va posta nella scelta della pressione di immissione della miscela, per evitare l'insorgere di dilatazioni trasversali. Particolare cura dovrà essere rivolta alla scelta della miscela da iniettare, curandone la compatibilità chimico-fisico-meccanica con la tipologia muraria oggetto dell'intervento. Malte a base cementizia possono produrre danni alle murature e in particolare alle superfici, per la produzione di sali;
- **diatoni artificiali,** realizzati in conglomerato armato dentro fori di carotaggio, può realizzare un efficace collegamento tra i paramenti murari, evitando il distacco di uno di essi o l'insorgere di fenomeni di instabilità per compressione; inoltre, tale intervento conferisce alla parete un comportamento monolitico per

azioni ortogonali al proprio piano. È particolarmente opportuno in presenza di murature con paramenti non collegati fra loro; va tenuto presente che si tratta di un intervento che ha carattere invasivo, in quanto irreversibile e da applicarsi in forma estesa, ma che conserva il comportamento originario della muratura storica;

- Il **placcaggio delle murature con intonaco armato** è un intervento invasivo e non coerente con i principi della conservazione; esso risulta efficace solo se realizzato su entrambi i paramenti e se sono poste in opera barre trasversali di collegamento. Tale tecnica può essere presa in considerazione solo in singoli maschi murari, pesantemente gravati da carichi verticali o danneggiati da eventi sismici; dal punto di vista sismico, è opportuno considerare che l'elevata rigidità a taglio dei pannelli murari così rinforzati altera profondamente il comportamento originario della costruzione; in genere ciò comporta negativi effetti sulla regolarità in pianta della costruzione, ma in rari casi può consentire di limitare le eccentricità tra i baricentri delle masse e delle rigidità. Nel caso di murature gravemente danneggiate e inconsistenti, sulle quali non sia possibile intervenire altrimenti, l'intervento può risultare efficace ma coincide con la perdita di autenticità del manufatto.
- Il **placcaggio con tessuti o lamine in materiale fibrorinforzato** è anch'esso un intervento invasivo, la cui efficacia va adeguatamente comprovata, sia a livello locale che di comportamento globale; inoltre va verificata la compatibilità di questi materiali e delle resine di incollaggio con la muratura storica. Tale tecnica può rappresentare una soluzione per interventi localizzati, ad esempio rinforzi flessionali di fasce murarie, verticali od orizzontali, o mirati ad assorbire la spinta di elementi della copertura, di archi e di volte;
- una delle novità introdotte è rappresentata dall'intervento di miglioramento eseguito tramite **ristilatura armata dei giunti di malta**. Questa nuova tecnica risulta essere particolarmente efficace per migliorare la resistenza meccanica dei paramenti murari. Tecnicamente il metodo di intervento prevede la rimozione dei vecchi giunti di malta per una profondità di qualche centimetro (da 6 a 8 cm), l'inserimento di barre di acciaio sottili nelle fessure che si sono formate in seguito degli stessi e infine la ristilatura con una malta di buona

qualità. Se eseguito su murature di medio o grosso spessore, con paramenti non idoneamente collegati tra loro o incoerenti, tale intervento può non essere sufficiente a garantire un incremento consistente di resistenza, ed è consigliabile effettuarlo in combinazione con altri. Si tenga presente, tuttavia, che tale tecnica potrebbe andare a cancellare tracce storiche significative, come le vecchie stilature e allisciature. Essa va usata quindi con cautela e preve opportune analisi;

- l'intervento di **scuci e cucì** è finalizzato al ripristino della continuità muraria lungo le linee di fessurazione ed al risanamento di porzioni di muratura gravemente deteriorate. È opportuno l'utilizzo di materiali simili a quelli originari per forma, dimensioni, rigidità e resistenza, collegando i nuovi elementi alla muratura esistente con adeguate ammorsature nel piano del paramento murario e se possibile anche trasversalmente al paramento stesso, in modo da conseguire la massima omogeneità e monoliticità della parete riparata.

In previsione di interventi rivolti ad incrementare la resistenza della muratura, il programma TreMuri, in coerenza con la normativa vigente, permette in fase di modellazione, di assegnare alle pareti murarie dei parametri migliorativi in funzione delle classi d'intervento sopra citate, tramite la Tab. 12, estratta dalla Circolare 2019 [3]:

**Tabella 12. Coefficienti applicativi per gli interventi di consolidamento (Tab. C8.5.II della Circolare [2]):**

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Risfilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3



Ad esempio, se si volesse intervenire sull'edificio in esame con la ristilatura armata, trattandosi di una muratura a conci regolari di pietra tenera, il coefficiente da adottare è 1,2 per le caratteristiche meccaniche ( $f_m$ ,  $f_{hm}$ ,  $f_k$  e  $\tau$ ), mentre tale coefficiente viene ridotto a 1,1 nel caso di murature con spessore  $> 70$  cm, per il calcolo del modulo elastico longitudinale  $E$ , per il modulo elastico trasversale  $E_h$  e per il modulo di elasticità tangenziale  $G$ . In Figura 38 viene mostrato come i parametri sopra citati variano in seguito all'applicazione di tali coefficienti:

E [N/mm <sup>2</sup> ]	4448	E [N/mm <sup>2</sup> ]	4892,8
E <sub>h</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	4448	E <sub>h</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	4892,8
G [N/mm <sup>2</sup> ]	4128	G [N/mm <sup>2</sup> ]	4540,8
w [kN/m <sup>3</sup> ]	16	w [kN/m <sup>3</sup> ]	16
f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	592	f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	710,4
f <sub>hm</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	444	f <sub>hm</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	532,8
f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	414,4	f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	497,28
$\tau$ [N/cm <sup>2</sup> ]	6	$\tau$ [N/cm <sup>2</sup> ]	7,2

**Figura 38. Parametri meccanici muratura parete P1 del Corpo 1: a) stato di fatto; b) stato futuro in seguito agli interventi di miglioramento.**

Definito il nuovo modello di calcolo in funzione degli interventi di miglioramento, si ripete il calcolo strutturale con le stesse impostazioni definite al Cap. 5.9.

## CAPITOLO 7

### CONCLUSIONI

La presenti Tesi ha riguardato lo studio della vulnerabilità sismica del corpo principale del complesso edilizio dell'ex Ospedale Civile di Agrigento sito in via Atena, per il quale è previsto una rifunzionalizzazione a destinazione locali universitari. Lo studio è stato effettuato attraverso un'analisi statica non lineare condotta con il programma di calcolo TreMuri. Analizzato lo stato di fatto dell'edificio e consultata la documentazione messa a disposizione dall'Ufficio Tecnico dell'Università degli Studi di Palermo, è stato possibile definire i livelli di conoscenza e i fattori di confidenza per la messa a punto di un modello strutturale rispondente. Tale modellazione strutturale è stata svolta attraverso il metodo FME (Frame by Macro Elements), proposto da Lagomarsino e Gambarotta, implementato dal programma TreMuri, che schematizza la struttura come un insieme di telai equivalenti. In particolare questa schematizzazione deriva dall'osservazione diretta delle linee di frattura che presenta un edificio in muratura colpito da azioni sismiche nel piano delle pareti; in queste condizioni i macroelementi che presentano un legame non lineare sono le fasce di piano e i maschi murari, mentre i pannelli di nodo, che difficilmente presentano lesioni strutturali per azioni nel piano, vengono modellati come macroelementi a comportamento lineare. Definito il modello di calcolo è stata svolta un'analisi statica non lineare, in conformità alle Norme vigenti, col fine di quantificare la vulnerabilità sismica dell'edificio attraverso il coefficiente di sicurezza  $\zeta_E$ . Per verificare l'attendibilità dell'analisi assistita da calcolatore è stata svolta una verifica semplificata allo SLV a partire dalla forza sismica calcolata attraverso lo spettro elastico. In definitiva, in funzione dei risultati ottenuti, si può concludere che l'edificio oggetto di tesi presenta una discreta sicurezza strutturale per azioni sismiche nel piano, nonostante la rottura in fase plastica per taglio di molti maschi murari. A fronte dei risultati ottenuti dei coefficienti di sicurezza  $\zeta_E$  non si ritengono necessari interventi di consolidamento. Trattandosi di un aggregato edilizio, un risultato più realistico si può trovare attraverso uno studio complessivo, cercando

di risolvere i problemi computazionali a tutti noti e ancora aperti che riguardano gli aggregati edilizi in muratura.

## Bibliografia

- [1] Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 17 gennaio 2018 – G.U. n. 42 del 20.02.2018;
- [2] Circolare 21 gennaio 2019, n.7 – Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018 – G.U. n.35 del 11.02.2018;
- [3] Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14.01.2008 – G.U. 26.02.2011.
- [4] Consulenza Tecnica Specialistica sulle Condizioni Statiche dell’Ex Ospedale “S. Giovanni di Dio” sito ad Agrigento nella via Atenea da destinare a Sede del Polo Universitario di Agrigento – Sering Ingegneria, giugno 2007;
- [5] Relazione storica “Restauro e Rifunzionalizzazione dell’Ex Ospedale di Via Atenea ad Agrigento” - Università degli Studi di Palermo, Area Patrimoniale e Negoziale, agosto 2016.
- [6] Indagini Geognostiche a carotaggio continuo, prove S.P.T., prova sismica Down Hole, installazione di piezometri a tubo aperto, tomografie elettriche, relative ai lavori di Ex Ospedale Agrigento – Via Atenea, Globalgeo s.r.l., novembre 2017;
- [7] Valutazione della Vulnerabilità sismica dell’Ex Ospedale di Agrigento in via Atenea, Ing. Isidoro Davide Maragliano, marzo 2019;
- [8] [11] Analisi stati non lineare, Prof. Ing. L. Cavaleri e Ing. F. Di Trapaini.
- [9] 3Muri Manuale d’ Uso, S.T.A. Data s.r.l., Versione 12.0. NTC 2018;
- [10] Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura, A. Galasco e S. Lagomarsino, settembre 2001;
- [11] Consolidamento e Adeguamento sismico del Teatro Politeama “G. Verdi” di Carrara, Ing. Chiara Ferrero, 2012;