

POLITECNICO DI TORINO

Collegio di Ingegneria Edile

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

A.A. 2016-2017



Tesi di Laurea Magistrale

L'analisi di sensibilità e la stima del fattore di confidenza:

Il caso studio dei Magazzini del Sale di Genova

Relatore

Prof. Ing. Fabio Manzone

Candidato

Edoardo Rezzaro

Dicembre 2017

Sommario:

1.	Introduzione	3
2.	Descrizione dell'opera	4
2.1	Inquadramento storico e interventi eseguiti nel corso degli anni	4
2.2	Illustrazione dell'edificio e inquadramento nel contesto.....	9
2.3	illustrazione del progetto architettonico.....	13
2.4	Descrizione interventi strutturali previsti.....	15
2.5	Mappatura del degrado e rilievo strutturale dell'edificio	16
3.	Prove sui materiali e stima del fattore di confidenza secondo NTC2008.....	21
3.1	Descrizione delle prove effettuate	21
3.2	Risultati ottenuti e considerazioni sulla qualità dei risultati	25
3.3	Stima dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza secondo NTC2008.....	30
3.4	Caratteristiche geologico-geotecniche del sito	34
4.	La modellazione strutturale.....	35
4.1	Modellazione a telaio equivalente con il software di calcolo Dolmen 2016.....	35
4.2	Modellazione con metodo FME con il software di calcolo WinStrand 2017.....	38
4.3	Modellazione con il software 3MURI versione 11.0.....	44
4.4	Nuovi Materiali utilizzati nell'intervento.....	45
4.5	Analisi dei carichi e combinazioni di carico	45
5.	Analisi sismica.....	48
5.1	Inquadramento normativo	48
5.2	Identificazione dello spettro di riferimento.	49
5.3	Analisi dinamica lineare: determinazione delle deformate modali e delle masse partecipanti.....	53
5.4	Analisi Statica non lineare: analisi pushover e indice di vulnerabilità sismica	60
5.5	Verifiche sulle murature	67
6.	Analisi di sensibilità	70
6.1	l'utilizzo dell'Analisi di sensibilità per la definizione del fattore di confidenza.....	70
6.2	Applicazione dell'analisi al caso studio dei Magazzini del Sale	76
6.3	Risultati dell'analisi di sensibilità: calcolo dei fattori di confidenza	80
7.	Risultati e confronto tra le analisi con differenti fattori di confidenza	82
7.1	Confronto della vulnerabilità sismica dell'edificio	84
7.2	Stima dei costi delle prove sui materiali.....	85

7.3 Stima dei costi di intervento.....	86
7.4 Confronto economico tra i diversi livelli di approfondimento	91
8. Conclusioni	93
9. Bibliografia e sitografia.....	95
10. Indice delle Immagini.....	97
11. Ringraziamenti	99
12. Allegati	100
13. Tavole.....	100

1. Introduzione

A livello strutturale, quando si decide di intervenire su edifici esistenti, è necessario considerare una serie di fattori, legati alle scarse informazioni a disposizione, che normalmente non intervengono nella progettazione di nuove costruzioni.

Per la caratterizzazione dei materiali, delle tecniche e dei dettagli costruttivi, le attuali procedure adottate per affrontare il problema dell'incompleta conoscenza iniziale prevedono lo studio storico critico dell'edificio, rilievi sul posto, indagini in situ e in laboratorio; nei casi in cui questi procedimenti non siano esaustivi e non permettano la completa conoscenza di ogni parte della struttura, la normativa nazionale (NTC 2008¹) propone l'uso di un Fattore di Confidenza valido per tutti gli elementi strutturali che, nell'ambito di un approccio semiprobabilistico agli stati limite, ha il compito di diminuire le capacità degli elementi strutturali.

L'elaborato presenta l'applicazione di questa procedura al caso studio dei magazzini del Sale di Genova Sampierdarena; in particolare, nei prossimi capitoli viene presentato lo stato di fatto dell'edificio, vengono descritte le prove effettuate sui materiali e viene stimato il fattore di confidenza al fine di programmare interventi per il miglioramento sismico dell'edificio.

Inoltre viene presentata l'analisi di sensibilità, proposta nel 2015 nell'articolo "*L'incompleta conoscenza nella valutazione sismica di edifici esistenti: definizione del fattore di confidenza attraverso analisi di sensibilità*"² del professor Sergio Lagomarsino. Questa analisi propone una procedura nuova e standardizzata per indirizzare il piano di indagini e per differenziare il fattore di confidenza per ogni elemento strutturale in base alle caratteristiche dell'edificio.

Al fine di valutare la bontà dei risultati legati a questa nuova metodologia di studio degli edifici esistenti, viene proposto per il caso studio il confronto tra il normale approccio conoscitivo della struttura esistente e quello relativo all'analisi di sensibilità. Il confronto è effettuato sia dal punto di vista della valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio, sia dal punto di vista economico relativamente ai costi di intervento e ai costi delle prove di caratterizzazione dei materiali.

Per ottenere i risultati si è fatto ricorso all'uso di 3 software di calcolo diversi, ognuno dei quali presenta dei vantaggi e degli svantaggi in base alla tipologia studio e di analisi da imbastire.

¹ NTC 2008. *Norme tecniche per le costruzioni*, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Decreto del 14 Gennaio 2008, G.U. S.O. n.30, 4 Febbraio.

² S. Lagomarsino, J. Haddad, S. Cattari, "*L'incompleta conoscenza nella valutazione sismica di edifici esistenti: definizione del fattore di confidenza attraverso l'analisi di sensibilità*", Genova, Anidis, 2015.

2. Descrizione dell'opera

L'edificio degli ex Magazzini del Sale è un immobile storico situato nel quartiere di Sampierdarena a Genova, passato sotto il controllo del comune con un decreto del Consiglio Comunale del Comune di Genova (DCC 2015/55) il quale ha approvato una bozza di Accordo di Valorizzazione ex art.112 comma 4 del D.Lgs.42/2004 ai fini del trasferimento dell'immobile dall'Agenzia del Demanio al Comune stesso.

L'accordo definisce le strategie e gli obiettivi di tutela e valorizzazione del bene statale in seguito al notevole interesse storico artistico che esso riveste, le vicende storiche di cui nel tempo è stato protagonista e di cui le strutture attuali sono testimonianza.

Il bene svolge già attualmente funzioni di servizio per la collettività a carattere sociale e culturale in quanto sede di una bocciofila e di una associazione culturale. Il progetto che viene presentato nei seguenti capitoli vuole cercare di rafforzare questa funzione sociale dell'edificio attraverso un miglioramento strutturale dello stesso, la creazione di nuovi spazi interni a disposizione del comune e un restauro delle parti soggette a degrado.

Nel 2016 viene affidato l'incarico della progettazione a Sviluppo Genova S.p.A.; questa è una società pubblico-privata, che nasce per fornire una risposta concreta alle problematiche di bonifica, riqualificazione e valorizzazione determinatesi a seguito delle grandi dismissioni dei siti industriali nel settore occidentale della città di Genova.

Sviluppo Genova S.p.A. affida la progettazione strutturale (preliminare definitiva ed esecutiva) a Granda Engineering S.r.l. in collaborazione con Eretika stp S.r.l. con la quale il sottoscritto ha collaborato in fase di tirocinio curricolare.

Nei seguenti capitoli vengono illustrate le caratteristiche principali dell'edificio e gli interventi previsti, soprattutto del punto di vista strutturale in quanto risultano quelli progettati direttamente dal sottoscritto e su cui questo elaborato prevede uno studio particolare.

2.1 Inquadramento storico e interventi eseguiti nel corso degli anni

Genova, malgrado sia affacciata sul mare, non ha mai avuto la possibilità di produrre il sale ma già dal 1152 fu costituito un monopolio di importazione (dalla Provenza, Sardegna, Ibiza) ed esportazione (alla Toscana - specie Lucca e Firenze, al Piemonte - lungo la valle Roja e il col di Tenda, e Lombardia) di questo importante prodotto. In passato questo bene aveva un'elevata importanza e il controllo del traffico fu sempre motivo di grandi contese e di grandi ricchezze.

Nel 1827 si ha notizia dell'approvazione da parte del consiglio comunale della proposta per la costruzione di un deposito del sale a Sampierdarena che vide come committenza l'Azienda Regie Gabelle Sali e Tabacchi.

Il comune offrì un terreno non utilizzabile a orti dal quale vennero eliminate alcune precedenti costruzioni ormai obsolete nel quartiere Sampierdarena, a pochi metri dal mare.

La progettazione dell'edificio fu affidata all'architetto neoclassico Angelo Scaniglia che in città costruì anche il Teatro Modena e la facciata della chiesa della Cella, entrambi a Sampierdarena, oltre a numerose opere di ingegneria, quali strade e muraglioni di contenimento.

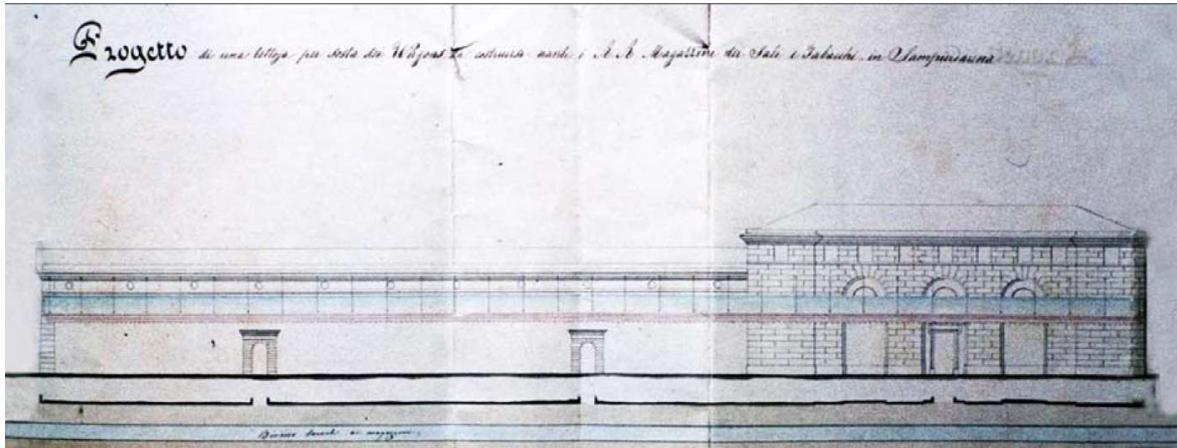


Figura 1. Progetto di Angelo Scaniglia. Prospetto nord su via Sampierdarena

L'edificio, progettato dall'architetto Angelo Scaniglia, venne costruito secondo una antica tecnica del genio militare sardo basata sull'erezione di veri e propri bastioni, con struttura murarie molto spesse e resistenti.

Il progetto di Scaniglia ebbe due diversi obiettivi: realizzare un edificio razionale e funzionale agli utilizzi previsti, conferendogli al contempo la "dignità" di un progetto architettonico di gusto neoclassico che nella struttura si individua soprattutto nel lato ovest dell'edificio.

Nel progetto originario l'edificio realizzato in pietra a spacco ha coperture sorrette da capriate lignee e rivestite in ardesia. I Quattro Magazzini a tutta altezza appartenenti al corpo est arrivano a tetto mentre i due del corpo ovest sono sormontati dal piano destinato agli uffici delle Regie Gabelle.

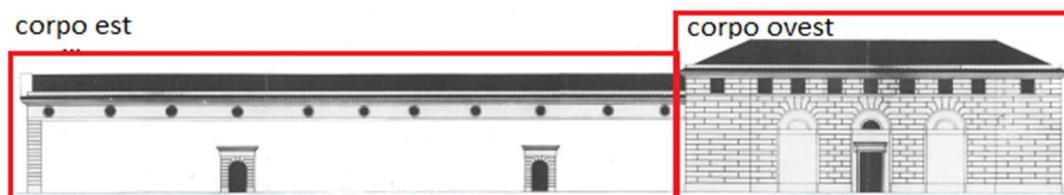


Figura 2. Individuazione delle due porzioni dell'edificio storico

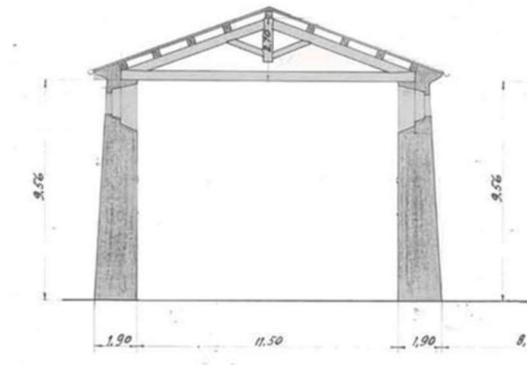


Figura 3. Sezione struttura originale con muratura in pietra a spacco e capriate lignee

L'edificio svolse la funzione di magazzino sino all'inizio della seconda guerra mondiale. Dopo la cessazione dell'attività di magazzino del sale l'edificio ha subito un progressivo processo di abbandono e degrado che lo ha reso protagonista di numerosi dibattiti e alterne vicende.

Verso gli anni '30, come si può notare in figura, la parte ovest viene sopraelevata per ricavare alcune abitazioni destinate ai dipendenti; sempre nel lato ovest viene realizzato un piccolo soppalco in cemento armato nel più grande dei Magazzini con volte a crociera e alcuni piani intermedi in cemento armato nei due Magazzini centrali, le murature perimetrali dei quali vengono completate negli spazi tra i contrafforti.

Nel 1975 si riuscì a far destinare il sedime dell'edificio ad area ad esclusivo uso popolare del quartiere.



Figura 4. Vista dell'edificio nei primi anni '70

Nel corso degli anni '70 furono approntate opere provvisorie per la messa in sicurezza dell'edificio e la protezione della pubblica incolumità dal rischio di eventuali crolli, il frontone est, particolarmente degradato, fu ingabbiato in una struttura tubolare (ancora adesso è presente un ponteggio e parte di questo frontone risulta crollata) e il perimetro di tutto l'edificio fu contornato di mantovane di protezione.

Alla metà degli anni '80 dello scorso secolo vengono eliminate le parti ritenute non originali; Oltre alla sopraelevazione viene però demolito anche l'intero piano originariamente destinato agli uffici delle Regie Gabelle, compromettendo definitivamente la lettura dell'impianto ottocentesco del lato ovest.

Nel 1985 la proprietaria Manifattura Tabacchi (dei Monopoli di Stato), visto l'avanzato stato di degrado raggiunto dal manufatto, diede disposizione perché fossero approntati lavori urgenti di manutenzione straordinaria consistenti in:

- rimozione delle travature del tetto degradate e sostituzione;
- posa in opera di una struttura provvisoria a sostegno del frontone est;
- posa in opera di tiranti metallici trasversali di consolidamento alla sommità delle murature perimetrali dell'intero corpo est;
- realizzazione di un cordolo di cemento armato sulla cresta delle stesse murature;
- rimozione delle porzioni di intonaco distaccate dai prospetti;
- sostituzione delle tavole marcescenti delle mantovane in opera e generale verifica delle strutture provvisorie.

Nel 1988 la stessa proprietà decise di abbattere la rimanente sopraelevazione del corpo ovest non appartenente all'edificio storico, con parere positivo da parte della Soprintendenza e del Comune di Genova.

Nel 1993 la porzione di testata della zona ovest crollò e fu successivamente demolita completamente; sul fronte ne sono ancora visibili alcune tracce. Contestualmente ai lavori di demolizione si realizzò l'impermeabilizzazione con materiali bituminosi del solaio esistente; l'attuale conformazione del tetto del lato ovest risulta quindi essere un solaio piano inaccessibile con una membrana bituminosa a vista su un getto spesso di calcestruzzo che sormonta le volte a crociera.

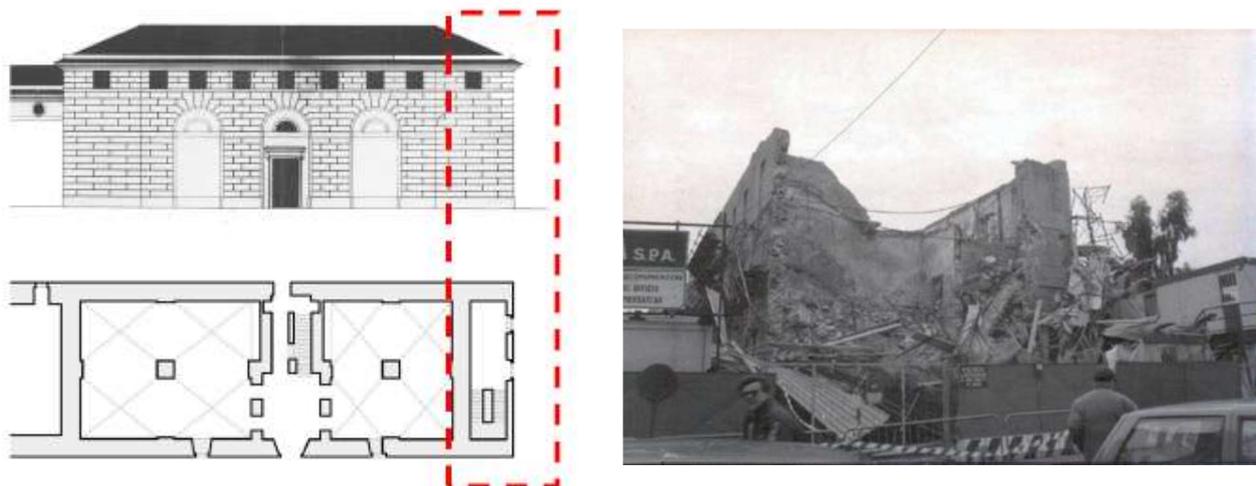


Figura 5. Porzione del lato ovest crollata nel 1993

L'ultimo intervento effettuato dalla "Manifattura Tabacchi di Milano" fu la realizzazione della copertura in rame a due falde del corpo est, terminata nel 1995, in vista della riconsegna al Demanio dello Stato

dell'immobile, che ormai non era più necessario alle attività del Monopolio e della Manifattura Tabacchi. Il trasferimento è avvenuto in via ufficiale nel 1998.

Il Comune di Genova nel 1997 ha chiesto al Demanio di poter avere il bene in concessione per poterlo adibire a Centro delle arti e mestieri della Liguria e ricavare la sede del Club Petanque di Sampierdarena (Bocciofila Bottino); il progetto di utilizzo dei locali dei Magazzini del Sale quale centro di arti e mestieri non è mai stato realizzato, ma la bocciofila ha trovato sede nei locali del corpo est.

Il Club Petanque utilizza gli spazi a fronte del pagamento di un'indennità di occupazione. Gli ambienti del corpo ovest sono stati occupati nel 1996 dai membri del Centro Sociale E. Zapata e da allora vengono utilizzati come sede del centro sociale stesso.

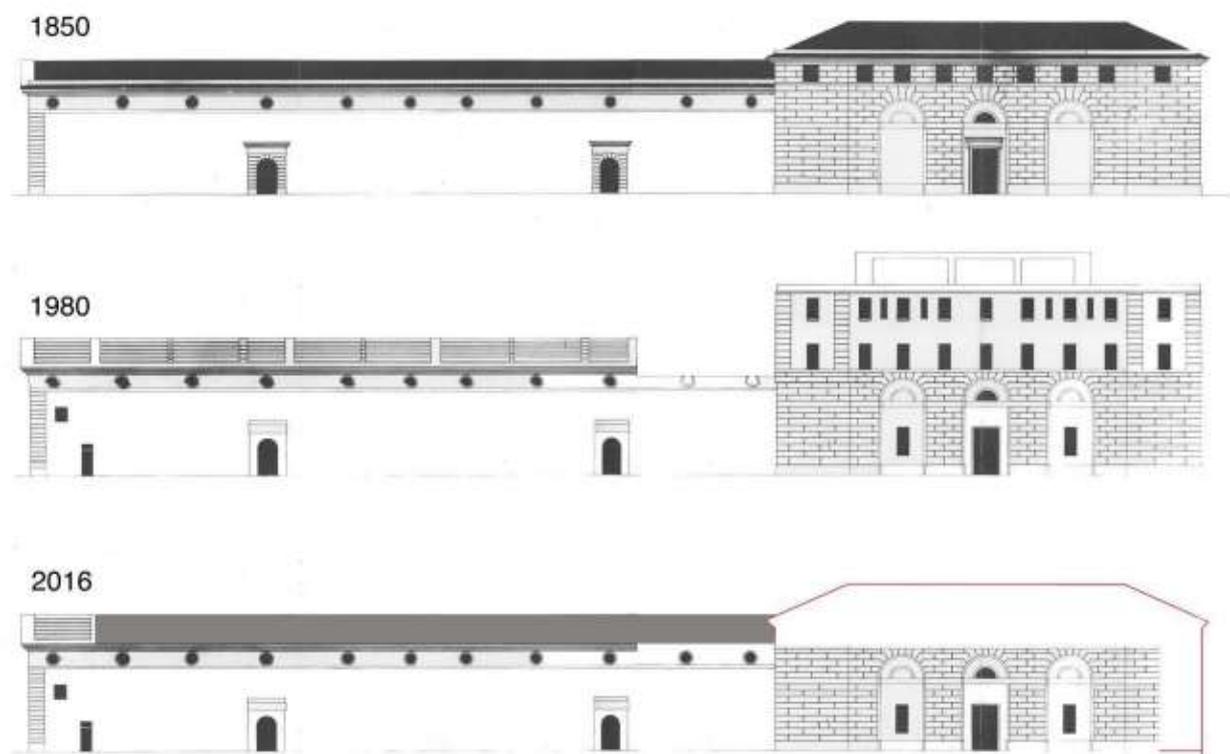


Figura 6. Evoluzione nel tempo del prospetto nord del fabbricato degli ex Magazzini del Sale

Attualmente l'edificio è un bene culturale tutelato di appartenenza pubblica ai sensi dell'art. 10 del D. Lgs 42/2004; questo significa che tutte le opere di manutenzione ordinaria e straordinaria sul manufatto devono essere preventivamente autorizzate dalla Soprintendenza ai Beni Architettonici e culturali.

Il livello PAESAGGISTICO PUNTUALE DEL PUC (Piano Urbanistico Comunale) individua l'immobile in oggetto come "elemento storico artistico esteticamente rilevante" e via Sampierdarena come "sistema di valore paesaggistico"; l'intervento quindi non può prescindere da vincoli storici e paesaggistici che preservino e recuperino le forme e gli stili originali del manufatto.

2.2 Illustrazione dell'edificio e inquadramento nel contesto

L'edificio oggetto dell'intervento è identificato come ex-Magazzini del Sale di Genova Sampierdarena e si colloca nel Comune di Genova in via Sampierdarena 36, p.za Dogana 1 e si dà un lato su Lungomare Canepa.

Il fabbricato si trova in una fascia eterogenea tra l'abitato di Sampierdarena e la zona portuale, caratterizzata da un lato dalla presenza della strada ad alto scorrimento di Lungomare Canepa, al confine con l'area portuale, e dall'altro dall'abitato storico.

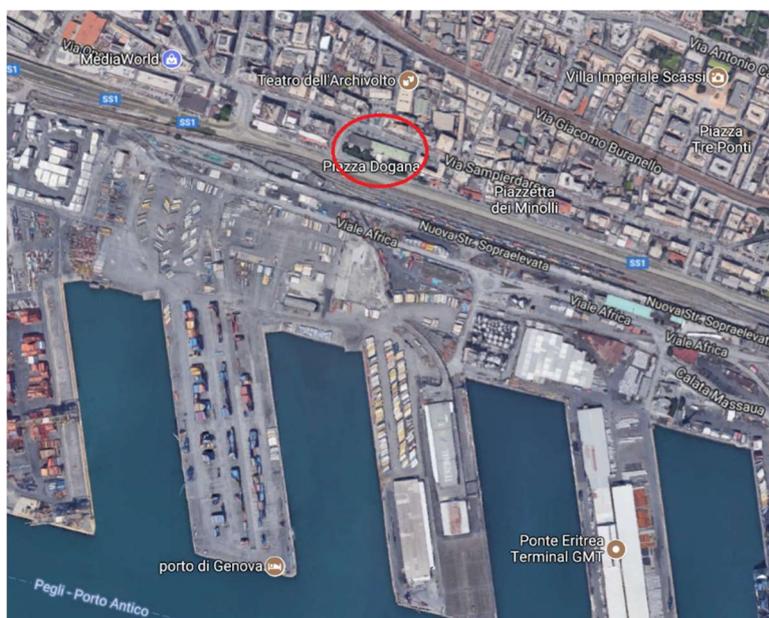


Figura 7. Vista satellitare del contesto relativo all'edificio Ex-Magazzini del Sale presa da Google maps



Figura 8. Vista satellitare dell'edificio Ex-Magazzini del Sale presa da Google Maps

Piazza della Dogana, sul lato est dell'immobile, è priva di marciapiedi e di punti di attraversamento pedonale. La piazza costituisce lo snodo che permette il collegamento tra via Sampierdarena e Lungomare Canepa.

Il sito degli ex Magazzini del Sale, a differenza della maggior parte degli edifici circostanti, può vantare la presenza di aree di sosta all'aperto e verde urbano in percentuale maggiore rispetto alle zone circostanti, infatti i campi da bocce e l'area del bar su via Lungomare Canepa, protetti dal traffico veicolare dalla presenza del controviale e da un filare di alberi, costituiscono una zona di sosta e ritrovo molto apprezzata.

Il territorio individuabile nell'ex circoscrizione di Sampierdarena risulta essere uno dei più popolosi della città, con una densità di abitanti per ettaro piuttosto alta (147) e un considerevole aumento del numero di abitanti, (circa 1800 in dieci anni); si nota quindi la necessità di rendere l'edificio un luogo usufruibile dall'intera comunità.

L'immobile, delle dimensioni approssimative di 110 m x 15,5 m di altezza circa 9,60 m, si presenta diviso in due corpi, uno sul lato est (che nel resto dell'elaborato viene ancora suddiviso in due parti il corpo est e il corpo centrale) con tetto a due falde e uno sul lato ovest con tetto piano.

Esternamente i due corpi presentano caratteristiche architettoniche diverse.

Il corpo est e il corpo centrale sono costituiti da un fabbricato piuttosto lungo e quasi del tutto cieco ad esclusione di alcuni oculi che si aprono, immediatamente sotto il cornicione, su tutti i tre lati liberi. Sul prospetto nord (su via Sampierdarena) si aprono due varchi principali contraddistinti da due semplici ma imponenti portali e altre due bucatore secondarie (oggi inutilizzate, una delle quali murata); il prospetto sud (su Lungomare Canepa) è caratterizzato dalla presenza di due accessi di minori dimensioni e di due finestre rettangolari che si aprono a un livello intermedio e danno luce al vano scala interno.

La testata del corpo est, che in origine ospitava spazi di servizio distribuiti su tre livelli e collegati da un corpo scale, è oggi completamente fatiscente, ciò che rimane in piedi del prospetto est è visibile attraverso la struttura provvisoria montata per scongiurare il crollo della struttura; tale fronte si caratterizza per la presenza di un varco centrale affiancato da due finestre rettangolari che davano luce al vano a piano terra, altre tre finestre si aprono al livello superiore in asse con le tre bucatore sottostanti.

Il corpo ovest, come illustrato nel capitolo relativo all'inquadramento storico, era un volume di 3 piani, che ha assunto la conformazione attuale dopo numerose demolizioni e crolli. Il prospetto nord si presenta più articolato rispetto a quello del corpo est; è infatti modulato attraverso un marcapiano piuttosto accentuato e tre archi ciechi entro cui si aprono un varco centrale e due bucatore laterali rettangolari, il rivestimento murale che rimane mostra un trattamento a bugnato.

Sul prospetto sud si aprono a piano primo cinque bucatore rettangolari che danno luce al piano superiore e una finestra che illumina il vano scale. Un varco di modeste dimensioni dava accesso all'interno ma oggi si presenta murato.

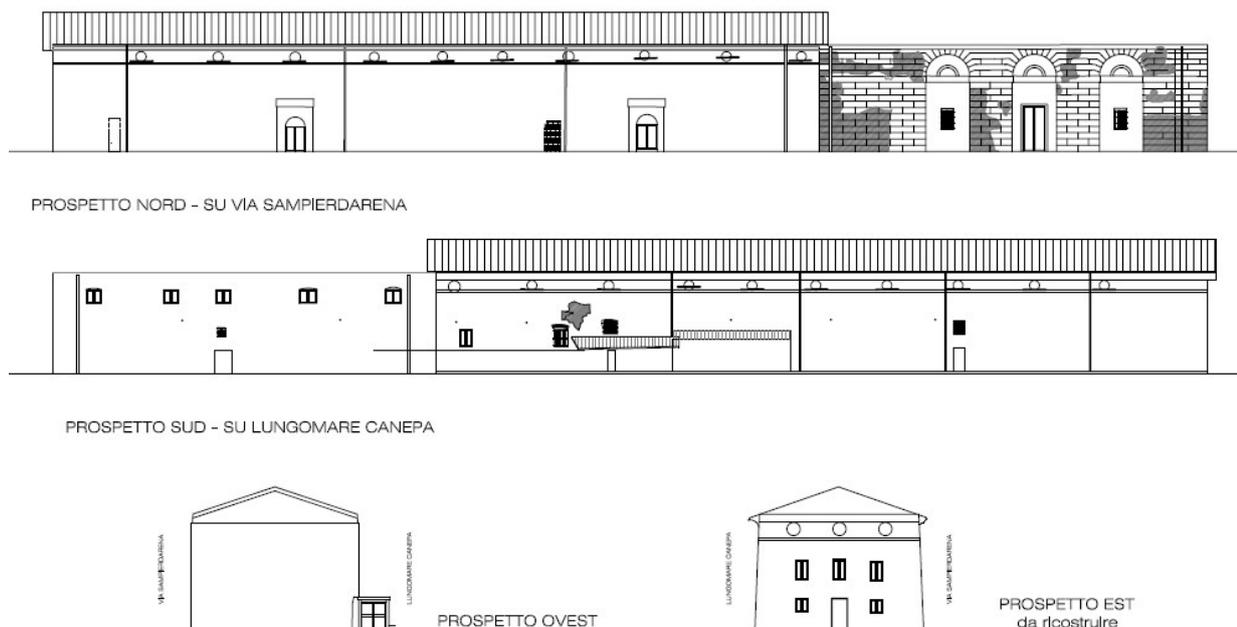


Figura 9. Prospetti dell'edificio ex Magazzini del Sale



Figura 10. Porzione crollata e sorretta da un'impalcatura nel corpo est dell'edificio

Internamente il corpo est e il corpo centrale risultano formati da due porzioni con vano scale centrale, ai lati del quale si aprono due ampi volumi di superficie circa 160 mq, per un totale di 4 vani in cui anticamente veniva conservato il sale.

L'ambiente del corpo centrale adiacente al corpo ovest è stato, in un momento probabilmente identificabile negli anni '30 del Novecento, suddiviso in due piani tramite un solaio con struttura a travi e pilasti in calcestruzzo che nelle analisi strutturali viene identificato come "soffitto bocciofila"; il piano superiore è utilizzato come sala da ballo e i restanti tre volumi hanno mantenuto la conformazione originaria a

tutt'altezza con il vano scale che vi si affaccia attraverso bucatore ad arco e i due volumi più ad est presentano pareti laterali con costoloni. I vani ricevono luce dagli oculi aperti nella parte alta delle pareti e dai lucernai in copertura.

Il tetto del corpo est e del corpo centrale è stato rifatto nel 1994, con una struttura di capriate d'acciaio, tavolato ligneo singolo e manto in rame. Contemporaneamente alla costruzione del tetto è stato realizzato un cordolo in calcestruzzo sopra le antiche murature con funzione di appoggio per le travature metalliche e consolidamento sismico della muratura.

Il corpo ovest, occupato dal centro sociale Zapata, si presenta suddiviso in due volumi di superficie circa 185 mq e 145 mq, coperti ciascuno con quattro volte a crociera che appoggiano alle pareti laterali e a due imponenti pilastri in pietra, realizzati al centro dei vani; un corpo scale centrale una volta consentiva l'accesso ai piani superiori dove erano collocati gli uffici dei dipendenti delle dogane. Oggi attraverso ciò che rimane del vano scale si accede a due soppalchi in cemento armato che occupa all'incirca metà della superficie a piano terra; il soppalco più a ovest è utilizzato come dispensa per le bevande e i viveri dell'associazione sociale (nelle analisi strutturali viene identificato come "solaio zoppo") mentre il soppalco più interno è adibito a palestra di pugilato ("solaio palestra").

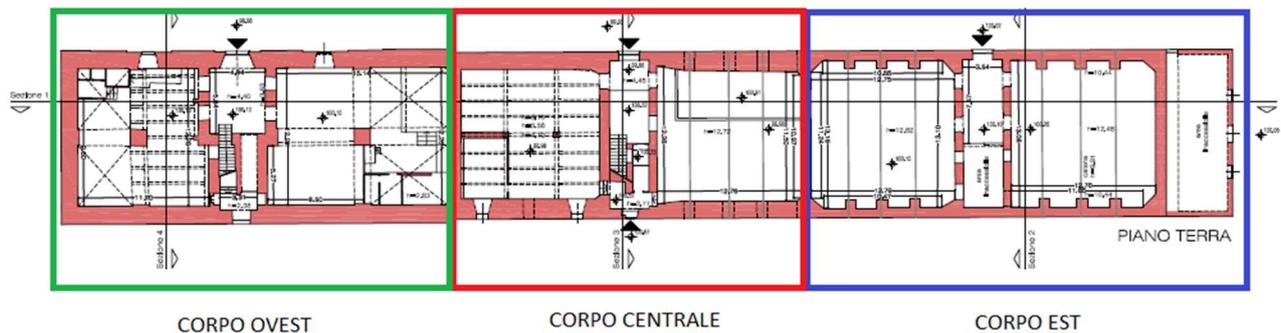


Figura 11. Pianta del piano terra e individuazione della suddivisione dell'edificio in tre lotti

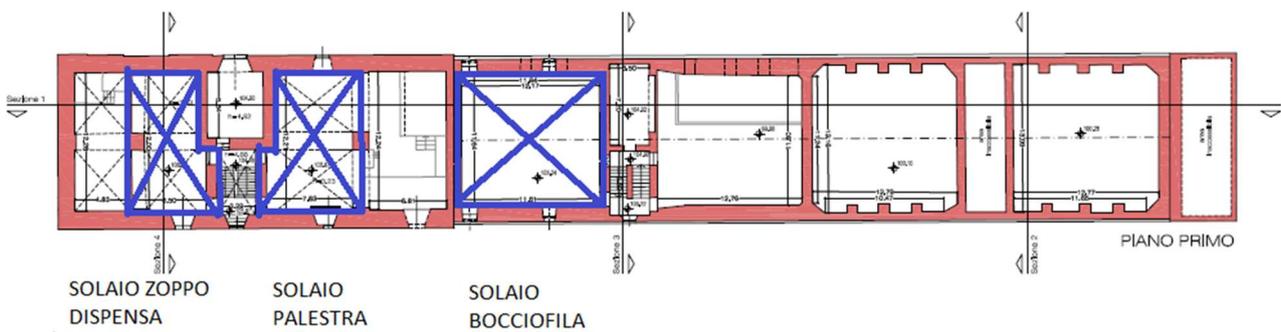


Figura 12. Pianta del piano primo e individuazione dei solai in cemento armato della struttura esistente

2.3 illustrazione del progetto architettonico

Come indicato nei paragrafi precedenti, la progettazione architettonica è stata affidata alla società pubblico-privata Sviluppo Genova S.p.A.

Gli interventi progettati, finalizzati alla conservazione del manufatto e all'adeguamento alle esigenze delle attività che dovrà ospitare, rientreranno nelle categorie del Restauro e Risanamento Conservativo così come definiti agli artt. 8 e 9 della LR 16/2008 e s.m.i.

Il progetto prevede in primo luogo il restauro dell'immobile e la sua sistemazione interna al fine di ricavare spazi adeguati all'utilizzo pubblico del bene.

Gli utilizzi del bene saranno diversificati per ciascuna delle porzioni di cui si compone:

- Testata est e ambiente di levante del corpo est: utilizzo gestito dal Municipio Centro Ovest e dedicato ad attività associative e di quartiere;
- Corpo centrale e ambiente di ponente del corpo est: utilizzo da parte di associazione individuata dal Comune di Genova attraverso le vigenti procedure di legge, con finalità sportivo-ricreative legate al gioco delle bocce. A tali attività saranno dedicate anche le aree esterne di pertinenza dell'edificio su Via Lungomare Canepa e su Piazza della Dogana;
- Corpo ovest: utilizzo da parte di associazione individuata dal Comune di Genova attraverso le vigenti procedure di legge, con finalità socio-culturali, ricreative.

Il progetto va quindi a individuare una zonizzazione relativa alle destinazioni d'uso leggermente differente da quella utilizzata nel capitolo precedente per individuare le caratteristiche dell'edificio esistente.

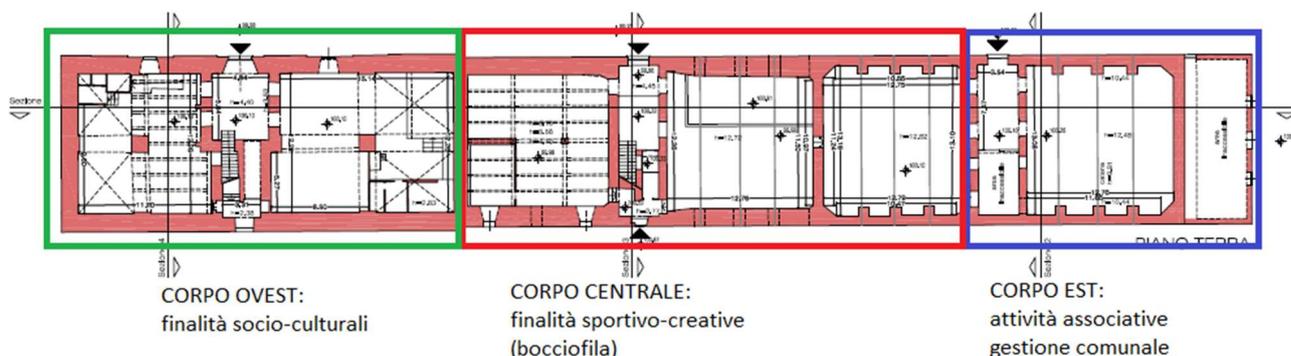


Figura 13. Suddivisione dell'edificio in base ai nuovi utilizzi previsti da progetto

Gli ambienti esistenti sono mantenuti nell'assetto consolidatosi nel tempo, e volumetrie non vengono modificate dal progetto, consentendo la lettura degli spazi con tutte le eventuali stratificazioni intervenute sul progetto originario.

Gli interventi di maggiore rilevanza si concentrano principalmente nel corpo est a gestione comunale e riguardano:

- Recupero del volume di testata est con costruzione di tre solai all'interno di esso, ricostruzione del collegamento verticale, rifacimento della copertura con tecnologia analoga a quella del corpo est;
- Ricostruzione del vano scala crollato appartenente al corpo est, mantenendo l'andamento e le quote di ballatoio esistenti, ma utilizzando tecnologia e materiali contemporanei;
- Realizzazione degli ambienti di servizio e supporto alle attività da insediare nel corpo est dell'edificio e in particolare: realizzazione di due servizi igienici di cui uno accessibile al piano terra del volume di testata est, realizzazione di due blocchi spogliatoi suddivisi per uomini e donne con docce e due servizi igienici di cui uno accessibile ciascuno negli ambienti serviti dalla scala prevista nel vano esistente, realizzazione di un locale impianti sopra gli spogliatoi che serva l'intero corpo est;

Gli interventi necessari relativi al resto dell'edificio riguardano:

- A piano terra nel corpo centrale volume in adiacenza al corpo ovest, realizzazione di due servizi igienici di cui uno accessibile al piano terra del corpo ovest;
- Realizzazione di una nuova via di fuga (scala di emergenza) per l'ambiente al primo piano del corpo centrale adibito a sala da ballo;
- Rifacimento del manto di copertura nella porzione a due falde sui corpi centrale ed est, mantenendo la struttura portante ma inserendo pannelli isolanti termici;
- Rifacimento della copertura piana del corpo ovest, con interposizione di pannelli isolanti termici. Collocazione sulla stessa di pannelli solari posti in piano, con fascia di rispetto verso l'esterno.

A questi interventi si aggiungono una serie di lavorazioni supplementari da realizzarsi in caso di possibile utilizzazione dei ribassi d'asta.

Seguendo le più recenti norme sull'accessibilità agli ambienti pubblici, gli spazi dedicati alle attività aperte al pubblico saranno resi accessibili dall'esterno e tra loro collegati con percorsi accessibili, tutti i vani scala nuovi saranno dotati di impianti servoscala per il trasporto di persona su sedia a ruote.

Per garantire una migliore fruibilità degli spazi e un più agevole collegamento con l'esterno si è previsto di riaprire alcuni varchi oggi murati che danno accesso al lato su via Lungomare Canepa, inoltre, per migliorare la circolazione all'interno degli ambienti, si è reso necessaria la riapertura di alcuni varchi di accesso in corrispondenza dei vani scala dove erano un tempo esistenti, viste le tracce di un arco di scarico riscontrabili nella tessitura muraria di collegamento.

Si è previsto altresì di chiudere alcuni varchi, ove necessario (soprattutto per dividere la zona a gestione comunale dalla bocciofila) e ripristinare la continuità delle tamponature esistenti laddove siano interessate da mancanze o dalla presenza di bucatore non più indispensabili.

Il progetto architettonico ha cercato di mettere in modo particolare di prevedere:

- Abbattimento delle barriere architettoniche;
- Una migliore organizzazione del sistema ingressi / uscite di sicurezza, valutando la riapertura dei varchi murati e la rimessa in funzione di quelli oggi inutilizzati;

- Razionalizzazione dei servizi all'interno di tutti e tre i corpi di fabbrica;
- Completo rifacimento con messa a norma di tutte le dotazioni impiantistiche esistenti ed integrazione con reti mancanti;
- Verifica ed eventuale ripristino del sistema di smaltimento delle acque meteoriche di tutto l'edificio, con particolare riguardo per quello del corpo ovest, che si ipotizza passi all'interno delle murature.

Il progetto prevede altresì la sistemazione di una porzione delle aree pubbliche lato via Sampierdarena, comprese tra Piazza della Dogana e l'edificio del Municipio, non approfondite in questa sede perché irrilevanti per lo sviluppo dell'elaborato.

2.4 Descrizione interventi strutturali previsti

La progettazione strutturale è stata affidata, in tutti i suoi livelli di approfondimento, a Granda Engineering S.r.l. in collaborazione con Eretika stp S.r.l. nel quale il sottoscritto a svolto il tirocinio curricolare.

Il progetto ha previsto l'approfondimento e il completamento del progetto architettonico con le analisi di globali e di dettaglio atte a garantire idoneità statica e il **miglioramento sismico** degli ex Magazzini del Sale di Genova Sampierdarena al fine inoltre del rilascio di una dichiarazione di idoneità statico/sismica a fine lavori.

La porzione principalmente interessata dalla ristrutturazione è situata nel corpo est dell'edificio e verrà destinata a locali aperti al pubblico ad uso del Comune di Genova ma l'analisi e la progettazione degli interventi di miglioramento descritti prendono in considerazione l'intero corpo di fabbrica.

Il Progetto Strutturale non può che assumere come base di partenza le scelte operate dalla committenza, rappresentata qui dal Comune di Genova; tali scelte, descritte nel capitolo vanno accompagnate dalla messa in sicurezza dell'immobile sotto il profilo strutturale e sismico. Risulta quindi necessario esplicitare le azioni progettuali proposte. Inoltre, di concerto con la committenza, si è deciso di prevedere alcune lavorazioni come "lavorazioni supplementari" ai sensi dell'art. 106 comma 1 lettera b del D.Lgs. 50/2016, che disciplina appunto i "lavori, servizi e forniture supplementari", da realizzarsi in caso di possibile utilizzazione dei ribassi d'asta. Dunque le lavorazioni programmate sono le seguenti, alcune delle quali riguardanti la messa in sicurezza strutturale dell'immobile.

In seguito vengono elencate le lavorazioni strutturali previste.

- a) Lavorazioni estese a tutto l'edificio
 - Restauro degli intonaci su tutti e quattro i prospetti;
 - Asportazione del manto di copertura del tetto e del tavolato nel corpo centrale e nel corpo est; trattamento completo antiruggine con appositi prodotti di tutta la carpenteria metallica, messa in opera del tavolato originario con sostituzione delle parti ammalorate, messa in opera di un materassino isolante dello spessore minimo di 10 cm, posa di copertura in lamiera di acciaio colore brunito;
 - Rifacimento del manto di impermeabilizzazione del tetto piano del corpo ovest;

- Sostituzione delle catene esistenti identificate come tiranti industriali ed eventuale integrazione di quelle originali;
- Sostituzione di tutti gli infissi;
- Sostituzione completa di tutte le gronde e i pluviali con elementi in rame ed acciaio nelle parti terminali.
- b) Lavorazioni eseguite solo su parti del manufatto architettonico
 - Consolidamento della copertura piana, lato ovest, se necessario;
 - Ricostruzione parziale della parte di testata crollata e realizzazione di nuovi interpiani in carpenteria metalli ancorati alla muratura destinati ad uffici del Municipio, con realizzazione di un nuovo impianto montascale e rifacimento completo della pavimentazione,
 - Rifacimento completo della pavimentazione della stanza annessa al corpo est a gestione municipale con un pavimento sopraelevato, al fine di consentire un agevole passaggio degli impianti;
 - Realizzazione nel primo settore verso est della distribuzione verticale, oggi parzialmente crollata, e di due locali spogliatoio al primo e secondo piano, finalizzati al possibile uso della sala polifunzionale come palestra (probabilmente una palestra di roccia) e di una nuova scala di accesso al nuovo locale macchine posto al piano sottotetto;
 - Realizzazione degli impianti elettrici, idrosanitari e meccanici relativi al solo lotto comunale (corpo est).
 - Realizzazione di una nuova scala per l'ambiente al primo piano del corpo centrale adibito a sala da ballo;
 - Chiusa di diverse bucatore nei maschi murari e apertura di alcuni varchi in passato murati.
- c) Eventuali Lavorazioni A Completamento
 - Realizzazione di servizi igienici e spogliatoio nella parte centrale della bocciofila;
 - Realizzazione degli impianti elettrici, idrosanitari e meccanici estesi a tutto l'edificio, compreso un nuovo impianto fotovoltaico da installare sulla parte piana dell'edificio (sulla copertura piana del corpo ovest).
 - Rifacimento delle scale interne ai vani scala del corpo centrale e del corpo ovest.

Per tutti le nuove costruzioni si è optato per l'utilizzo di una struttura metallica ancorata alla muratura esistente; questo fa sì che il comportamento statico e dinamico dell'edificio cambi rispetto allo stato di fatto.

2.5 Mappatura del degrado e rilievo strutturale dell'edificio

Attualmente il manufatto si trova in uno stato di degrado piuttosto avanzato che riguarda in modo particolare gli esterni. L'edificio degli ex Magazzini del Sale non è, infatti, mai stato oggetto di un intervento di restauro complessivo, sono stati approntati soltanto interventi d'urgenza volti alla messa in sicurezza del manufatto e alla protezione della pubblica incolumità dal rischio di eventuali crolli.

Dal momento di cessazione dell'attività di magazzino del sale (anni '50), è venuta a mancare una manutenzione costante, che consentisse una sufficiente conservazione dell'edificio; gli unici interventi manutentivi sono stati approntati dalle associazioni che si sono installate negli spazi interni, ma si tratta per lo più di iniziative sporadiche e spontanee, dettate dalla necessità di rendere accessibili i locali, senza essere sottese da alcuna organizzazione, né tantomeno da un piano di manutenzione.

A livello di progettazione architettonica definitiva è stata redatta una mappatura del degrado relativamente agli elementi di facciata; questa riporta le zone dell'edificio in cui il tempo e la mancanza di manutenzione hanno causato una trasformazione, una perdita o un apporto di materiale.

Questo tipo di analisi, ottimale per andare a individuare le zone su cui intervenire, non è però funzionale in ottica di una modellazione strutturale del comportamento globale dell'edificio sotto l'azione di forze verticali e orizzontali.

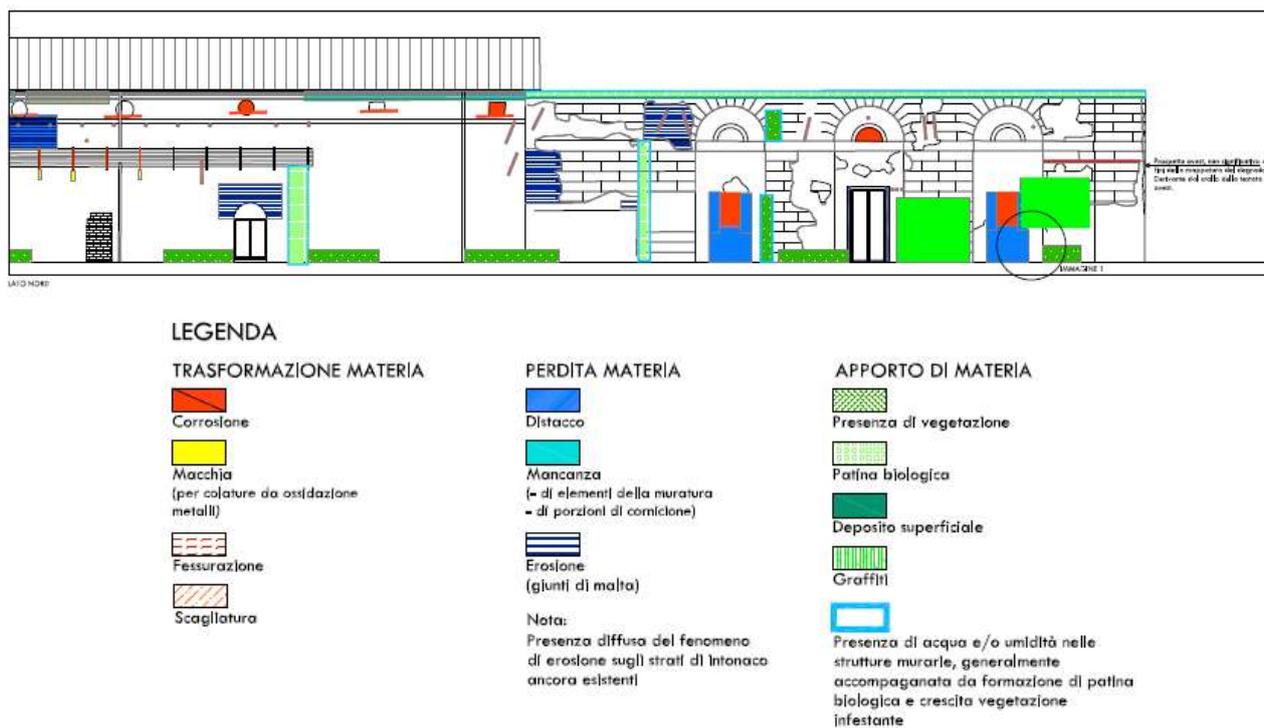


Figura 14. Mappatura del degrado sulla facciata nord dell'edificio e relativa legenda

Per un edificio come quello di progetto un comportamento sismico soddisfacente è collegato alla capacità dello stesso di avere un comportamento scatolare. In particolare gli aspetti da verificare, che sono anche i parametri della vulnerabilità sismica dell'edificio sono i seguenti:

- Qualità costruttiva della muratura;
- Eventuali irregolarità in piano e/o in elevato;
- Configurazione strutturale, rigidità e qualità costruttiva di solai e coperture;
- Efficacia delle connessioni tra due muri ortogonali e tra le murature e gli orizzontamenti;
- Spessore dei muri (portanti e non) e presenza di eventuali discontinuità;
- Modifiche strutturali eseguite nel tempo.

Per arrivare ad avere un modello di calcolo verosimile è risultato necessario da parte del team della progettazione strutturale effettuare un rilievo sul posto in cui, oltre ai punti sopra elencati si è potuto valutare:

- L'omogeneità della muratura nelle diverse zone dell'edificio;

- Lo stato degli elementi in cemento armato, la loro connessione con i maschi murari e la possibilità di intervenire su di essi;
- La possibilità di inserire tiranti a livello del cordolo superiore verso il tetto e a livello dei solai intermedi senza provocare problemi o impedimenti;
- Eventuali incongruenze con il progetto architettonico;
- La Possibilità di ancorare i nuovi solai in carpenteria metallica alla muratura esistente.

Per quanto riguarda la muratura portante si è potuto osservare che essa è costituita da pietrame a spacco disposto con buona tessitura in tutto l'edificio; le pareti ortogonali, molto spesse (minimo dai 50 ai 120 cm) risultano ben collegate tra loro e non vi è presente nessun segno di scollegamento. Questo porta ad affermare in linea di massima che i nuovi solai previsti da progetto in carpenteria metallica possano ancorarsi alla struttura esistente senza causare eccessivi problemi puntuali.

Le parti basse delle murature non presentano segni di degradamento dovuti a umidità o all'attacco di elementi aggressivi (quali ad esempio il sale). I punti in cui la muratura perde omogeneità si trovano a livello della copertura nel corpo centrale e nel corpo est, dove la testata si presenta priva di copertura, e la muratura riporta dei crolli in sommità. In queste zone sono inoltre presenti dei pilastri in cemento armato interni alla muratura inseriti intorno agli anni '80.



Figura 16. Maschio murario in pietra a spacco regolare su tutta l'altezza



Figura 15. Pilastri in cemento armato del corpo est e del corpo centrale inglobati nella muratura



Figura 17. Elementi strutturali dei vani scala. A sinistra la struttura lignea del corpo scala e suo ancoraggio alla muratura. A destra il solaio voltato dell'ingresso in cui risaltano una bucatura e la presenza di catene

I nuclei scala presentano solai con volte a botte di discreta qualità nella parte a monte (dagli ingressi di via Sampierdarena) e le rampe originali presentano una struttura lignea ben connessa ed ammorsata alle murature perimetrali. La mancanza di manutenzione e l'umidità hanno però portato a un deterioramento di queste strutture leggere provocando i crolli e lesioni dei corpi scala. Il corpo scala più a est dell'edificio risulta infatti compromesso e inaccessibile a causa dei crolli, quello centrale è ancora in buono stato di conservazione e quello del corpo ovest presenta una serie di interventi eseguiti negli anni per renderlo praticabile.

Nella zona ovest sono presenti volte a crociera che sorreggono il solaio piano di copertura che non presentano né danneggiamenti né particolari segni di degrado.



Figura 18. Solaio voltato di copertura del corpo ovest

Le catene inserite nella muratura risultano fortemente corrose e in alcuni punti anche rimosse o spezzate; questo ha portato a non considerare il loro contributo resistente in fase di modellazione strutturale e a prevedere la completa rimozione e sostituzione di esse.

Le strutture in cemento armato, realizzate in parte negli anni '30 e in parte negli anni '80 presentano fenomeni di degrado molto estesi dovuti prevalentemente alla corrosione delle armature, alla carbonatazione, alla corrosione da cloruri e all'attacco dei solfati. Tale degrado ha portato in molte zone a un indebolimento della struttura dato dalla perdita del copriferro e dall'esposizione dei ferri all'aria.

La connessione tra gli orizzontamenti in cemento armato e la muratura risulta però buona e priva di criticità. Quindi è stato possibile considerare nella trasmissione delle forze orizzontali il contributo favorevole dei solai intermedi in cemento armato che aumentano la rigidità globale della struttura e favoriscono il suo comportamento scatolare della stessa.



Figura 20. Particolare dell'ancoraggio del solaio intermedio che ospita la sala da ballo della bocciofila alla muratura. Si può notare il degrado degli elementi in CA nelle zone terminali delle travi e del solaio



Figura 19. Degrado del calcestruzzo nella zona ovest dell'edificio. A destra assenza totale di copriferro in un pilastro ausiliario in CA. A sinistra mancanza di copriferro in una zona terminale di una trave del solaio intermedio che ospita la palestra di pugilato.

3. Prove sui materiali e stima del fattore di confidenza secondo NTC2008

Dato che il progetto interessa una costruzione esistente in muratura secondo quanto riportato all'interno delle NTC2008 nel paragrafo 8.5 e nell'allegato C8A.1 della Circolare applicativa n.617/2009, la conoscenza della costruzione oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

Al fine di arrivare a un livello di conoscenza adeguato, oltre a ottenere il maggior numero di informazioni bibliografiche e di rilievo, si sono rese necessarie una serie di indagini sui materiali componenti la struttura le fabbricato.

Nei seguenti paragrafi vengono descritte le prove effettuate e vengono indicate le caratteristiche meccaniche ottenute e utilizzate nella modellazione. In seguito, in base ai vincoli imposti dalla normativa viene esplicitato il ragionamento che ha portato alla definizione del fattore di confidenza e del livello di conoscenza applicato alla struttura.

3.1 Descrizione delle prove effettuate

La Società 4emme service S.p.a. è stata incaricata, da Sviluppo Genova S.p.A. di eseguire un controllo sulla qualità dei materiali, presso gli ex Magazzini del Sale a Genova.

Le prove sulle strutture in cemento armato e in muratura esistenti sono state realizzate nel numero e nella modalità previste dal team di progettazione strutturale e in modo da riuscire a ottenere un livello di conoscenza massimo dell'edificio.

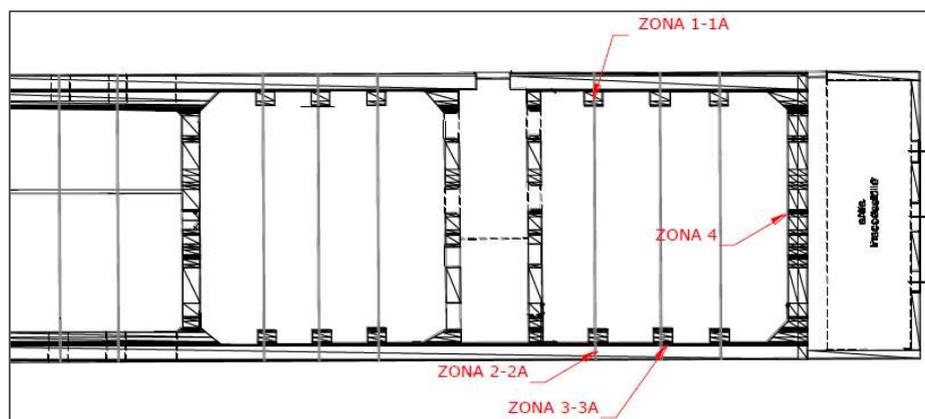


Figura 21. Zone indagini corpo est

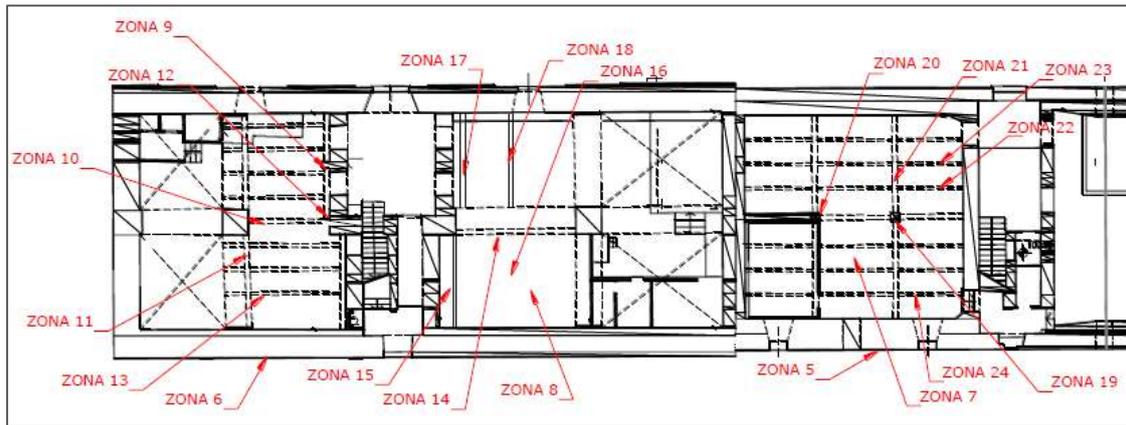


Figura 22. Zone indagini corpo est e corpo centrale

Nella seguente tabella sono indicati ubicazione e tipologie di indagine eseguite in tali zone:

ZONA	UBICAZIONE	DESCRIZIONE	MP	M	S	UT	PC	SR	C	RF	PF	S
1	Campata 1 - bocciofila	trave		X					X	X		
1A	Campata 1 - bocciofila	pilastro							X	X		
2	Campata 1 - bocciofila	pilastro							X	X		
2A	Campata 1 - bocciofila	trave		X					X	X		
3	Campata 1 - bocciofila	pilastro							X	X		
3A	Campata 1 - bocciofila	trave		X					X	X		
4	Campata 1 - bocciofila	muratura	X									
5	Campata 4 - bocciofila	muratura	X									
6	Campata 6 - zapata	muratura	X									
7	Campata 4 - bocciofila	soffitto					X					
8	Campata 5 - zapata	soffitto					X					
9	Campata 6 - zapata	pilastro								X	X	X
10	Campata 6 - zapata	trave			X	X		X		X	X	X
11	Campata 6 - zapata	trave			X	X		X		X		X
12	Campata 6 - zapata	pilastro								X		X
13	Campata 6 - zapata	trave			X	X		X		X		X
14	Campata 5 - zapata	trave								X		X
15	Campata 5 - zapata	trave								X		X
16	Campata 5 - zapata	soletta								X		X
17	Campata 5 - zapata	trave								X		X
18	Campata 5 - zapata	trave								X		X
19	Campata 4 - bocciofila	pilastro		X				X		X		X
20	Campata 4 - bocciofila	pilastro						X		X		X
21	Campata 4 - bocciofila	trave						X		X		X
22	Campata 4 - bocciofila	trave		X						X	X	X
23	Campata 4 - bocciofila	trave		X						X		X
24	Campata 4 - bocciofila	trave								X		X
25	Campata 4 - bocciofila	trave								X		X
26	Campata 4 - bocciofila	trave								X		X

Dove:

- MP= martinetto piatto
- M= microdurometro
- S= sclerometro

- UT= ultrasuoni
- PC= prova carico
- SR= indagini Sonreb
- C= Carotaggi
- PF= prelievo ferro
- S= rilievo strutturale

Come si può notare si sono effettuate prove per ottenere le caratteristiche meccaniche di 3 diversi materiali:

- La muratura portante, attraverso 3 prove in situ con un martinetto doppio;
- Il calcestruzzo, attraverso carotaggi e prove di compressione eseguite in un laboratorio autorizzato (ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001);
- Le barre d'armatura delle strutture in CA, attraverso il prelievo di campioni di ferro sottoposti alla prova di trazione in un laboratorio autorizzato.

Per le strutture in cemento armato si è inoltre eseguito un rilievo che andasse a individuare le dimensioni degli elementi, l'altezza del copriferro, il numero e il diametro delle armature; al fine di caratterizzare le armature ci si è serviti di un'indagine pacometrica e i risultati sono stati riportati in apposite schede contenute all'interno della relazione di caratterizzazione dei materiali.

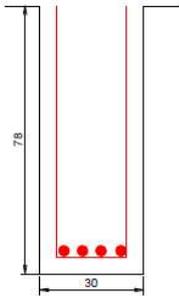
Zona indagata	Elemento strutturale	Ferri Rilevati	NOTE DISEGNI
11	Trave (78x22)cm	Armatura Longitudinale 4 ϕ 22 c.f. = 3 cm Armatura a taglio Staffe ϕ 8 p. = 40 cm	 <p>Il diagramma mostra una trave rettangolare con un'altezza di 78 cm e una larghezza di 30 cm. Sono rappresentate quattro barre longitudinali rosse che attraversano l'intera altezza della trave. In basso, sono indicate quattro staffe di armatura a taglio rosse, disposte orizzontalmente e separate da spazi di 40 cm.</p>

Figura 23. Esempio di scheda di rilievo delle strutture in cemento armato

Sulla muratura portante si sono reputate sufficienti solamente 3 prove per caratterizzare il materiale in quanto la essa si presenta omogenea su tutto il fabbricato.

Le strutture murarie sono state sottoposte a prove di caratterizzazione per mezzo di martinetti piatti doppi che negli ultimi anni stanno raggiungendo una capacità di valutazione delle caratteristiche meccaniche paragonabile a quelle di un'analisi di laboratorio.

La prassi esecutiva di dette prove è quella di strumentare la superficie muraria con sensori differenziali opportunamente disposti, lo stato tensionale della muratura viene alterato eseguendo un taglio orizzontale nella parete muraria; il taglio comporta il rilascio delle tensioni esistenti che si manifesta con la tendenza a chiuderne i lembi.

Effettuato il taglio viene inserito un martinetto piatto, incrementando la pressione dell'olio al suo interno viene riportata la muratura nello stato di deformazione precedente al taglio e rilevato mediante i sensori. Tale pressione equivale alla tensione verticale media preesistente corretta con alcuni attori che tengono conto della taratura del martinetto ed del rapporto tra l'area del martinetto e l'area del taglio. Successivamente, in posizione soprastante al primo taglio, ne viene eseguito un altro ad una distanza compresa tra uno o due volte la dimensione massima del martinetto. Nel taglio viene inserito un secondo martinetto e ripristinata la tensione di esercizio della muratura in esame; si incrementa quindi il carico prodotto dai martinetti fino a raggiungere il collasso del complesso malta-pietra.

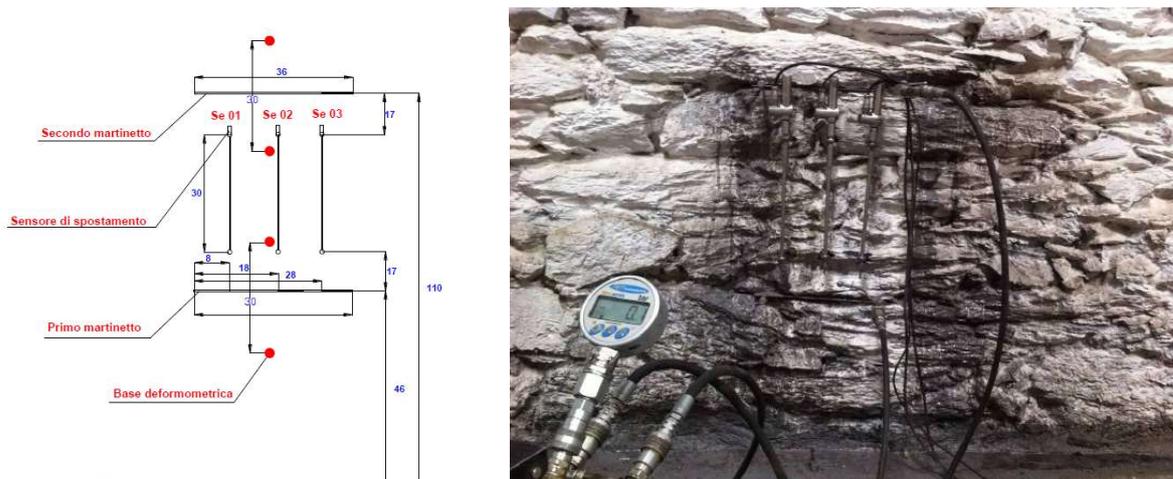


Figura 24. Schema di un martinetto doppio e applicazione sulla muratura degli ex Magazzini del Sale

Attraverso il martinetto piatto è possibile individuare il carico di esercizio della muratura e il carico di rottura attraverso due diverse prove.

La prima prova è condotta ad incrementi di carico costanti mentre i sensori elettronici rilevano in tempo reale su un grafico tempo-deformazioni l'andamento della prova. La tensione di esercizio è calcolata con la seguente formula:

$$\sigma = p \cdot K_m \cdot \frac{A_m}{A_t}$$

Dove:

- σ = tensione di esercizio della muratura
- p = pressione di ripristino delle condizioni di deformazione antecedente al taglio
- K_m = coefficiente di taratura del martinetto
- A_m = area del martinetto
- A_t = area della superficie di taglio.

Ad ogni incremento di pressione corrisponde un decremento del valore massimo di deformazione registrato dai sensori al completamento del taglio; La pressione che riporta a "zero" lo spostamento dei sensori identifica il valore "p" della formula.

Al fine di individuare il carico di rottura si procede in modo analogo alla prima fase; la prova è condotta ad incrementi di carico costanti mentre i sensori elettronici rilevano in tempo reale su un grafico tempo-deformazioni l'andamento della prova. Ad ogni incremento di pressione corrisponde un incremento del valore massimo di deformazione registrato dai sensori. La rottura della muratura è identificata sulla base della significativa perdita di linearità tra incremento di sollecitazione e deformazione esibita dall'elemento. La presenza di lesioni sulla porzione sollecitata denota, insieme a quanto precedentemente descritto la raggiunta resistenza a compressione. La pressione di rottura viene calcolata attraverso le formule sopra riportate per il calcolo della tensione di esercizio.

3.2 Risultati ottenuti e considerazioni sulla qualità dei risultati

Muratura

Le tre prove effettuate hanno portato ai seguenti risultati:

Zona 4: Prova a compressione

Tensione di prima fessurazione σ_f	0,0 Mpa
Tensione di rottura σ_r	2,3 Mpa
Modulo elastico E	3623,43 Mpa

Zona 5: Prova a compressione

Tensione di prima fessurazione σ_f	0,0 Mpa
Tensione di rottura σ_r	2,4 Mpa
Modulo elastico E	1256,12 Mpa

Zona 6: Prova a compressione

Tensione di prima fessurazione σ_f	1,8 Mpa
Tensione di rottura σ_r	2,9 Mpa
Modulo elastico E	4629,94 Mpa

Dato che i test non hanno evidenziato tensioni di rottura abbastanza omogenee tra di loro, per la modellazione della struttura è stato utilizzato un valore medio per le caratteristiche della muratura a partire dai risultati delle prove. Si è ottenuto quindi:

- Resistenza caratteristica a compressione della muratura: $f_k = 253 \frac{N}{cm^2}$
- Modulo elastico della muratura: $E = 3170 \frac{N}{mm^2}$

Inoltre in base ai risultati ottenuti dalle prove è stato possibile stimare la resistenza media a taglio (τ_0) assunta pari a $7 \frac{N}{cm^2}$ e la resistenza caratteristica in direzione orizzontale nel piano della parete (f_{bkh}) pari a $100 \frac{N}{cm^2}$.

La tabella sottostante riassume le caratteristiche meccaniche utilizzate nella modellazione per la muratura esistente.

Identificativo	ID	γ_M	f_k [kg/cm ²]	f_{vko} [kg/cm ²]	f_{bkh} [kg/cm ²]	$f_{vk,lim}$ [kg/cm ²]	τ_0 [kg/cm ²]
Muratura da indagini	6-1	3,00	25,3	2,0	100,0	140,0	0,7

γ_m indica il coefficiente parziale di sicurezza sul materiale a SLU per azioni statiche (per il calcolo in condizioni dinamiche $\gamma_m=2$).

Facendo un confronto con i valori proposti dalla normativa secondo la Circolare 617/2009 alla tabella C8A.2.1, si nota fin da subito come i valori alla base del calcolo e basati sulle prove di caratterizzazione siano di poco inferiori ma abbastanza in linea rispetto a quelli caratterizzanti la normale muratura in pietra a spacco con buona tessitura.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufa, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Si può inoltre notare come i risultati delle tre prove relativi al modulo elastico della muratura abbiano un range di variazione abbastanza elevato. Questo è dovuto al fatto che la muratura in pietre a spacco è molto meno omogenea di una normale muratura a blocchi.

Quando si va a posizionare il martinetto nel giunto non si può conoscere a priori del materiale che si intercetta; infatti questo potrebbe trovarsi al centro di una pietra, o a metà tra due pietre o ancora tra una pietra e un riempimento di malta.

Le superfici di contatto con la muratura risultano quindi non complanari e non omogenee tra i diversi martinetti, e quindi la stessa tende a comportarsi in modo non uniforme durante la prova. Questo comportamento spiega come mai si ottengono moduli elastici così differenti (che vengono misurati grazie alle successive variazioni di carico) ma tensioni di rottura simili (che prendono in considerazione solo l'ultimo step).

Infine per quanto riguarda il peso specifico, al fine della determinazione dei carichi si è utilizzato il valore fornito dalla tabella C8A.2.1.

Nella fase di progettazione, il materiale muratura è stato inoltre migliorato attraverso i coefficienti proposti dalla Circolare 617/2009 alla tabella C8A.2.2 in seguito agli interventi di miglioramento previsti quali l'iniezione di malta e l'inserimento di catene di collegamento tra i diversi pannelli murari. In particolare vengono utilizzati i coefficienti correttivi per:

- Malta di buone caratteristiche: si applica il coefficiente indicato in Tabella C8A.2.2, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G);
- Presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per le murature storiche, come quelle in esame

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessioni trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

I valori di calcolo dopo l'applicazione dei coefficienti correttivi in sede di analisi del progetto è riassunta nella tabella seguente:

Identificativo	ID	γ_M	f_k [kg/cm ²]	f_{vko} [kg/cm ²]	$f_{sk,h}$ [kg/cm ²]	$f_{vk,lim}$ [kg/cm ²]	τ_o [kg/cm ²]
Muratura rinforzo trasversale	6-13	3.00	42.8	2.0	100.0	140.0	1.2

Barre di ferro del Calcestruzzo

Per verificare la resistenza diretta a trazione sono stati prelevati 3 campioni di ferro (barre d'armatura): i ferri sono stati inviati al Laboratorio Autorizzato (ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001) dove sono stati sottoposti alla prova di trazione. Nella tabella seguente sono riportati nell'ordine i valori rilevati seguendo la norma UNI-EN 10002.92, e precisamente:

- sigla prelievo campione;
- zona prelievo;
- data prelievo;
- diametro effettivo [mm];
- area [mm²];
- tensione a snervamento [N/mm²];
- tensione a rottura [N/mm²];
- allungamento percentuale;

Sigla	Zona prelievo	Data prelievo	Ø diam. [mm]	Area [mm ²]	Tensione. Snerv.	Tensione Rottura	Agt.%
					fy [N/mm ²]	ft [N/mm ²]	
F1	Zona 9	12/06/17	12,56	123,95	193,7	294,0	8,15
F2	Zona 10	12/06/17	21,97	379,02	278,1	376,3	24,19
F3	Zona 22	21/06/17	14,92	172,56	235,6	316,0	11,15

Dalle prove eseguite, confrontando i valori di tensione a snervamento, a rottura e l'allungamento percentuale, è possibile determinare due classi di acciaio da c.a. di riferimento secondo la seguente tabella:

Normativa	R.D.L. n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957				D.M. 30/05/1972					D.M. 30/05/1974			
	liscio			liscio			a.m.	liscio		aderenza migliorata (a.m)			liscio		a.m.	
Tipologia	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60	/	FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Denominazione																
Snervamento (kgf/mm ²)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 41	≥ 44	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 44
Rottura (kgf/mm ²)	42-50	50-60	60-70	42-50	50-60	60-70	/	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 50	≥ 55	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 12

Si è utilizzato in fase di modellazione l'acciaio FeB32 per tutte le armature di tutte le travi appartenenti al solaio zoppo, solaio palestra e solaio bocciofila e i pilastri della bocciofila, mentre si è utilizzato l'acciaio FeB22 per i pilastri ausiliari che sorreggono il solaio zoppo del corpo ovest.

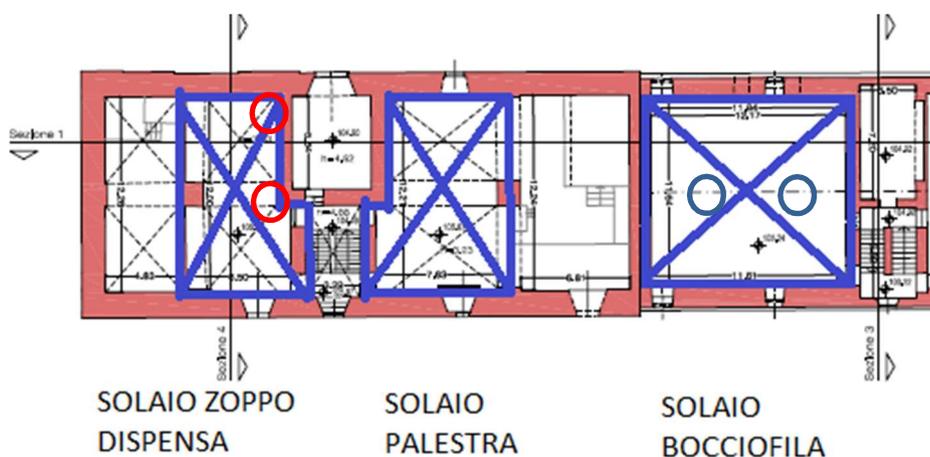


Figura 25. Strutture in cemento armato. I cerchi rossi indicano la posizione dei pilastri ausiliari del solaio zoppo, i cerchi blu indicano la posizione dei pilastri della bocciofila

Elementi esistenti di calcestruzzo

Gli elementi esistenti di calcestruzzo sono stati caratterizzati attraverso carotaggi, prove di compressione e prove combinate SON-REB (indagini sclerometriche + prove ultrasoniche).

La modellazione ha previsto la determinazione delle sollecitazioni e la verifica degli elementi con la rispettiva resistenza determinata dalle prove a compressione. Nella tabella seguente sono riportati nell'ordine i valori rilevati, seguendo le norme UNI EN 12390-3:2009 - UNI EN 12504-1:2009 e precisamente:

- sigla che si riferisce alla prova;
- zona di estrazione;
- data di estrazione;
- dimensioni; [mm]
- massa volumica; [kg/m³]
- tipo rottura;
- resistenza compressione (Rc) [N/mm²].

Sigla	Rif. Struttura	Data estrazione	Dimensioni [mm]		Massa [Kg/m ³]	tipo rottura	Rc [N/mm ²]
			diam. Ø	h rett.			
C1	Zona 1	31/05/17	95	95	2271	S	22,0
C2	Zona 1A	31/05/17	95	95	2288	S	29,2
C3	Zona 2	31/05/17	95	95	2278	S	33,1
C4	Zona 2A	31/05/17	95	95	2260	S	25,1
C5	Zona 3	31/05/17	95	95	2287	S	21,5
C6	Zona 3A	31/05/17	95	95	2215	S	17,4
C7	Zona 10	20/06/17	95	95	2302	S	17,4
C8	Zona 11	12/06/17	95	95	2251	S	14,4
C9	Zona 19	12/06/17	95	95	2250	S	18,1
C10	Zona 20	20/06/17	95	95	2266	S	20,1
C11	Zona 21	20/06/17	95	95	2279	S	16,4

Nota: **S** = rottura soddisfacente **NS** = rottura non soddisfacente

In particolare si segnala come le caratteristiche rilevate possano essere ricondotte a due tipologie di calcestruzzo come riportato nel seguito:

- $14,40 \frac{N}{mm^2} < R_c < 20,00 \frac{N}{mm^2}$ --> cls tipo C16/20 utilizzato nella modellazione per tutte le strutture del corpo ovest e il solaio del corpo centrale
- $25,10 \frac{N}{mm^2} < R_c < 31,10 \frac{N}{mm^2}$ --> cls tipo C25/30 utilizzato per i cordoli di sommità del corpo centrale e del corpo est e i pilatri di sostegno inglobati nella muratura.

Per quanto riguarda il modulo elastico si è optato per utilizzare un valore medio per questo tipo di calcestruzzi mentre per il peso specifico si è effettuata una media dei valori forniti dalle prove:

- $E_{cls} = 30000 \frac{N}{mm^2}$
- $\rho_{cls} = 2260 \frac{kg}{m^3}$ $14,40 \frac{N}{mm^2} < R_c < 20,00 \frac{N}{mm^2}$

3.3 Stima dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza secondo NTC2008

Grazie alla campagna di indagini effettuata è ora possibile stabilire i fattori di confidenza da applicarsi all'edificio, così come riportato nel paragrafo 8.5 delle NTC2008³, nel capitolo C8.5 e nell'allegato A C8.5A della Circolare applicativa n.617/2009⁴.

L'edificio è un edificio misto in cui sono presenti sia strutture in cemento armato sia strutture in muratura portante, che la normativa tratta separatamente; per raggiungere un dato livello di conoscenza è necessario che tutte le tipologie costruttive soddisfino i criteri previsti.

Per quanto riguarda la muratura portante nel capitolo "C8A.1.A.3 Costruzioni in muratura: proprietà dei materiali" della circolare applicativa si effettua la seguente distinzione in base alla tipologia e qualità delle indagini:

- Indagini in-situ limitate: si utilizzano per approfondire le informazioni sui materiali basate esclusivamente sulla letteratura o dalla conoscenza del progettista delle tecniche costruttive e si basano su esami visivi della superficie muraria.
- Indagini in-situ estese: si effettuano in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Tali indagini si effettuano attraverso prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta, di pietre e/o mattoni.
- Indagini in-situ esaustive: servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, si effettua una ulteriore serie di prove sperimentali in laboratorio o in situ che, per numero e qualità,

³ NTC 2008. Norme tecniche per le costruzioni, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Decreto del 14 Gennaio 2008, G.U. S.O. n.30, 4 Febbraio.

⁴ Circolare Esplicativa 617, 2009. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circ. C.S.LI.Pp. No. 617 2/2/2009.

consentono una corretta valutazione delle caratteristiche meccaniche della muratura da parte del progettista.

Le indagini limitate portano alla definizione di un livello di conoscenza minimo (LC1), le analisi estese a un livello di conoscenza intermedio (LC2) e le analisi esaustive a un livello di conoscenza massimo (LC3)

Gli esami visivi previsti nel caso di indagini limitate consistono nell'isolare in diverse zone dell'edificio delle zone di un metro quadrato di superficie muraria dove viene eliminato l'intonaco protettivo, se presente, e analizzata la tessitura, la qualità della malta e dei blocchi di mattoni-pietra.

Il capitolo "C8A.1.A.4 Costruzioni in muratura: livelli di conoscenza" indica che, in riferimento al livello di conoscenza acquisito, si ottiene un fattore di confidenza da applicare i parametri meccanici della muratura secondo la seguente distinzione in 3 livelli di conoscenza:

- Il livello di conoscenza LC3, raggiunto quando vengono effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi e indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il fattore di confidenza che corrisponde a tale livello è $FC=1,00$.
- Il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando vengono effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il fattore di confidenza che corrisponde a tale livello è $FC=1,2$.
- Il livello di conoscenza LC1 si intende raggiunto quando vengono effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il fattore di confidenza che corrisponde a tale livello è $FC=1,35$.

Nel caso del soddisfacimento del livello di conoscenza LC1 la norma prevede di poter utilizzare come parametri meccanici della muratura i valori minimi dell'intervallo indicato nella tabella C8A.2.1 per le resistenze (f_m e τ_0) e i valori medi dell'intervallo per il modulo elastico E ed il modulo di taglio G.

La relazione tra rilevamento delle geometrie, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali e fattori di confidenza è sintetizzata nella Tabella C8A.1.1 della circolare applicativa in seguito riportata.

Come si può notare della tabella, la normativa concede di poter utilizzare un fattore di confidenza pari a 1 con un numero di prove abbastanza limitato (nel caso in esame si sono effettuate 3 prove sulla muratura), senza tener conto dell'estensione in pianta e in altezza dell'edificio analizzato.

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Per quanto riguarda le porzioni dell'edificio in cemento armato al fine della determinazione del fattore di confidenza la normativa risulta più restrittiva introducendo un numero minimo di prove e di tipologie necessari per arrivare a ottenere il livello di conoscenza; le prove risultano molto più numerose di quelle da effettuare sugli elementi in muratura. Nella seguente tabella vengono riportati i quantitativi minimi di prova previsti dal DM 14.01.2008 Capitolo 8 e relativa circolare esplicativa Circolare 02 febbraio 2009 n. 617/C.S.LL.PP.

Art.	PROVE SU STRUTTURE IN CA	NORMA	Livelli di conoscenza		
			LC1	LC2	LC3
			Conoscenza limitata	Conoscenza adeguata	Conoscenza accurata
1-A	Entrata in cantiere per prelievi con carotaggio centrifugo, prove in situ, materiale di consumo, attrezzatura, costi di trasferta per n. 2 tecnici specializzati (€/gg)	UNI EN 12504-1	-	-	-
1-B	Prelievo cls da pilastri tramite carotaggio centrifugo di n. 1 provino cilindrico Ø 100 mm compresa analisi con pacometro per evitare barre di armature	UNI EN 12504-1	1 carota ogni 300 mq di superficie per ogni piano	2 carote ogni 300 mq di superficie per ogni piano	3 carote ogni 300 mq di superficie per ogni piano
1-C	Taglio provini con lama diamantata + rettifica	UNI EN 12390-3			
1-D	Determinazione della resistenza del calcestruzzo attraverso prova di compressione su n. 1 carota prelevata in situ	UNI EN 12390-3			
1-E	Determinazione della profondità di carbonatazione	UNI EN 14630			

1-F	Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonori e dell'indice sclerometrico per la stima della resistenza in situ del calcestruzzo (metodo SON-REB)	UNI 12504-3	In sostituzione del 50% dei carotaggi moltiplicato per 3		
			--	1 carota + 3 son-reb ogni 300 mq di superficie per ogni piano	2 carote + 3 son-reb ogni 300 mq di superficie per ogni piano
2	Indagine pacometrica a zona comprensiva di: - individuazione geometria, dimensione e profondità di rinforzi metallici (barre di armatura) in un'area di max 1 m ² - eventuale rimozione copriferro e misura diretta dei diametri con calibro - restituzione dei risultati in forma numerica e grafica con redazione di singole schede riassuntive con documentazione fotografica, schema geometrico dei ferri di armatura, posizionamento punti di misura, valori misurati (diametri, copriferri, passi staffe); min 3 postazioni	BS 1881	15 % degli elementi 15% pilastri 15% travi 15% solai	35 % degli elementi 35% pilastri 35% travi 35% solai	50 % degli elementi 50% pilastri 50% travi 50% solai
3-A	Prelievo spezzone di barra di armatura (circa 50 cm), da pilastro in ca, per le prove di trazione	UNI EN 15630-1	1 prelievo per piano	2 prelievi per piano	3 prelievi per piano
3-B	Prova di trazione su barra di armatura prelevata dalle strutture				
4	Carotaggio centrifugo Ø 40 mm per verifica stratigrafia solai	UNI EN 12504-1	1 prelievo per piano	1 prelievo per piano	1 prelievo per piano
5	Prove di carico	necessarie per la valutazione della portata dei solai secondo gli attuali sovraccarichi di norma			
6	Prove con martinetti piatti doppi per la caratterizzazione delle murature	Edifici in muratura portante			

Andando anche a considerare la geometria, i dettagli strutturali e i metodi di analisi, oltre alle prove sui materiali sopra citate, la normativa riporta la seguente tabella C8A.1.2 per la determinazione dei fattori di confidenza.

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

In base al numero e la tipologia delle prove descritte in precedenza, sia per quanto riguarda la muratura portante sia le porzioni in cemento armato, si è deciso di dichiarare un **livello di conoscenza pari a LC3** (conoscenza accurata) e un rispettivo **fattore di confidenza FC pari a 1,00** secondo quanto stabilito dalle NTC08 al capitolo 8 paragrafo 8.5.4.

Le principali proprietà meccaniche dei materiali ottenute dopo l'applicazione del FC non variano rispetto a quelle indicate nella tabella del capitolo 3.2 in quanto il fattore individuato è unitario.

Come si può notare, la valutazione sismica dell'edificio, per ottenere un fattore di confidenza pari a uno non può limitarsi a una semplice analisi statica lineare ma deve prendere in considerazione anche analisi dinamiche non lineari (analisi modale), e analisi statiche non lineari (pushover).

3.4 Caratteristiche geologico-geotecniche del sito

Al fine di interpretare in maniera corretta il comportamento dell'edificio in seguito ad azioni sismiche si è reso necessaria una caratterizzazione geologica e geotecnica del sito. La Relazione geotecnica è stata redatta dallo Studio Associato di Geologia Balbi & Muzio nel Gennaio 2017.

La zona oggetto dell'intervento è costituita da potenti sedimenti di spiaggia, accumulatisi nel corso del tempo. Detti sedimenti, come riportato nel precedente paragrafo, sono eterogranulari ma principalmente ghiaioso sabbiosi, con intercalazioni di lenti a composizione più fine.

Le rocce che costituiscono il substrato dell'area in oggetto, sono completamente sepolte e si trovano a una profondità di circa 25 m dal piano campagna.

Il substrato roccioso, presenta una permeabilità per fratturazione molto ridotta e limitata agli strati più superficiali. Al di sopra del substrato roccioso, le coltri detritiche di spiaggia presentano una permeabilità variabile in funzione della granulometria, ma generalmente medio alta, data la composizione principalmente ghiaiosa e sabbiosa e l'organizzazione in lenti della frazione più fine.

Questo porta a non considerare le spinte idrostatiche di una eventuale falda.

Dalle prove effettuate si sono ricavati i parametri geotecnici riferiti allo strato ghiaioso-sabbioso riassunti nella seguente tabella e inseriti poi nella modellazione.

PARAMETRI GEOTECNICI			
Angolo di resistenza al taglio	φ_k	[°]	25,7
Coesione	c'_k	[kPa]	0
Peso specifico	γ_k	[kN/m ³]	18
carico limite	q_{lim}	[kN/m ³]	81200
costante di sottofondo	kt	[kN/m ³]	30000

I parametri geotecnici per l'analisi sismica sono in seguito elencati e vengono descritti con maggiore approfondimento nel capitolo 5.

Parametri sismici

- Categoria di suolo B;
- Accelerazione al suolo a_{max} 0.860 [g/10];
- Coefficiente di amplificazione per il tipo di sottosuolo (S_s) 1,20;
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.

4. La modellazione strutturale

Una volta terminata la fase di acquisizione dei dati e delle relazioni specialistiche del geologo, del laboratorio dei materiali, e la stima del livello di conoscenza e il conseguente fattore di confidenza ottenuto, si è potuto procedere all'analisi vera e propria delle strutture attraverso un'attenta modellazione e verifica della stessa.

Le murature portanti presentano, a causa della loro natura intrinseca di materiale composito, anisotropo, non linearmente elastico e molto spesso già esistente, un comportamento non facilmente schematizzabile dal punto di vista meccanico.

Negli ultimi venti anni sono stati sviluppati numerosi studi per il calcolo della risposta sismica nell'ambito della modellazione delle strutture in muratura, aventi diversi presupposti teorici e differente livello di dettaglio, proprio a causa della gran varietà di opere murarie. Queste differiscono anche notevolmente, per tessitura, per materiali impiegati, per dettagli strutturali e per concezione d'insieme.

Per comprendere meglio il comportamento della muratura si è quindi optato per l'utilizzo di più software per la modellazione in base allo stato di avanzamento del progetto; in particolare per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica degli elementi si è utilizzato per lo stato di fatto:

- DOLMEN versione 2016 (<http://www.cdmdolmen.it/>) realizzando un modello a telaio equivalente per la progettazione preliminare, utilizzando un fattore di confidenza $FC=1,35$
- WINSTRAND versione 2017, distribuito dalla ENEXSYS srl (<http://www.enexsys.com/site/index.php>), per la realizzazione di un modello a elementi finiti per la progettazione definitiva ed esecutiva utilizzando un fattore di confidenza $FC=1,35$ e $FC=1$.
- 3MURI versione 11.0, distribuito da STA DATA, per il quale si è ottenuta una versione di prova non commerciale per studenti per effettuare un'analisi statica non lineare (pushover) e l'analisi di sensibilità introdotta nel capitolo 6.

Nel prossimi vengono esposti i vantaggi e gli svantaggi portati da questi differenti tipi di modellazione, i nuovi materiali che sono stati introdotti nella progettazione e inseriti nel modello oltre quelli individuati nello stato di fatto, la determinazione dei carichi e le loro combinazioni.

4.1 Modellazione a telaio equivalente con il software di calcolo Dolmen 2016

La modellazione Dolmen non è stata eseguita direttamente dal sottoscritto ma da un altro professionista all'interno del team di progettazione per il progetto preliminare consegnato nel marzo 2017.

Per lo studio preliminare della struttura si è deciso di lavorare a un modello di calcolo di Dolmen in cui la struttura è modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono sia monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne), che bidimensionali (piastre e membrane triangolari e quadrangolari). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

Il tipo di modellazione utilizzata dal software è quella a telaio equivalente in linea con le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 [NTC08 7.8.1.5.2].

Questo tipo di modellazione tende a semplificare il più possibile l'edificio rendendolo lo schema struttura simile a un telaio in cemento armato. Nel modello strutturale a telaio equivalente infatti le pareti vengono schematizzate tramite aste svincolate relativamente ai momenti perpendicolari al loro piano.

La resistenza dei pannelli murari alle azioni orizzontali è favorita dalla presenza di forze verticali stabilizzanti. I pannelli vengono considerati resistenti alle forze orizzontali quando la loro lunghezza non è inferiore a 0,3 volte l'altezza di interpiano; se questo criterio non risulta soddisfatto i pannelli vengono schematizzati come bielle. Le pareti vengono comunque verificate anche per le azioni perpendicolari al loro piano, alle quali rispondono come elementi secondari. I solai sono considerati come elementi che ripartiscono le azioni tra le murature.

La formulazione a telaio equivalente, nella sua semplicità, si rivela molto efficace e ha il vantaggio di essere nata dall'elaborazione e dallo sviluppo di alcuni concetti presenti nei metodi basati sul "meccanismo di piano", da tempo familiari a molti progettisti: inoltre, le incertezze in fase preliminare sui parametri di flessibilità e resistenza del materiale sono tali da far preferire un modello semplice e maneggevole, piuttosto che schematizzazioni analiticamente più sofisticate.

Il telaio equivalente deve rappresentare la scatola muraria. Gli elementi di cui è composto sono quindi generati con ben precise proprietà di svincolo interno e di estremi rigidi. Si suppone, infatti, che un elemento sia costituito da una parte deformabile con resistenza finita, ed eventualmente, in presenza di aperture nella parete, di una o due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento.

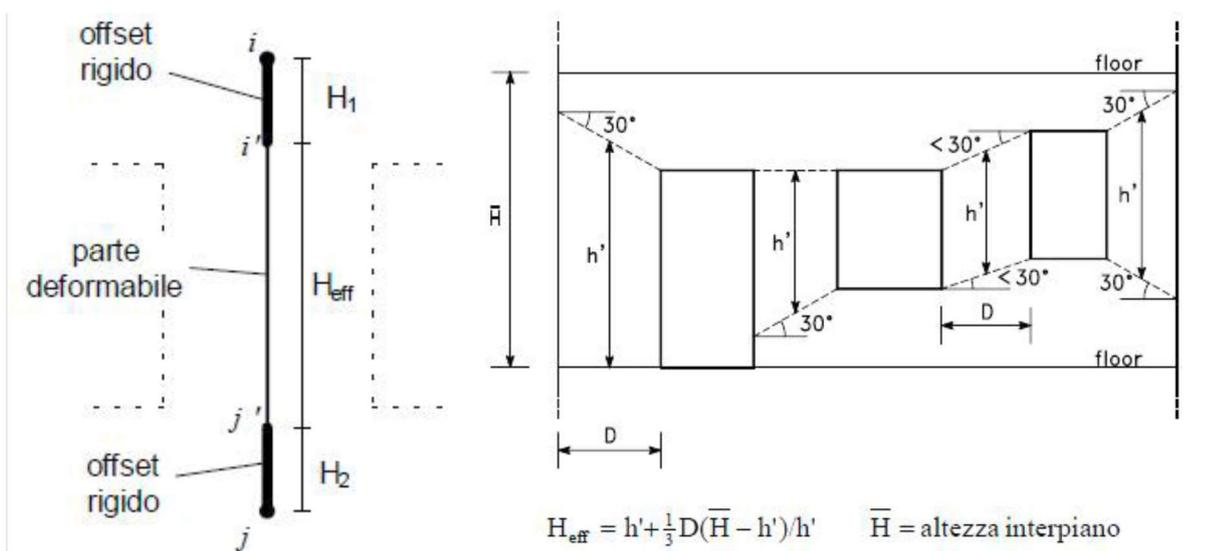


Figura 26. Schematizzazione di una parete in asta e esempio di calcolo dell'altezza effettiva

Si riporta nel seguito una vista generale del modello per illustrare la costruzione del modello a telaio equivalente:

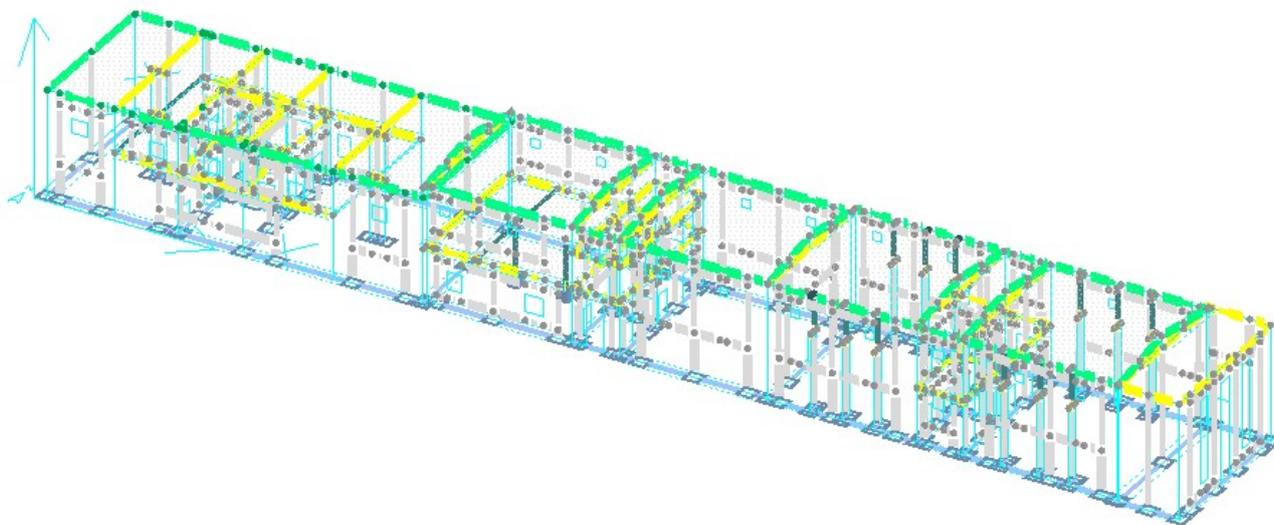


Figura 27. Modello a telaio equivalente dei Magazzini del Sale

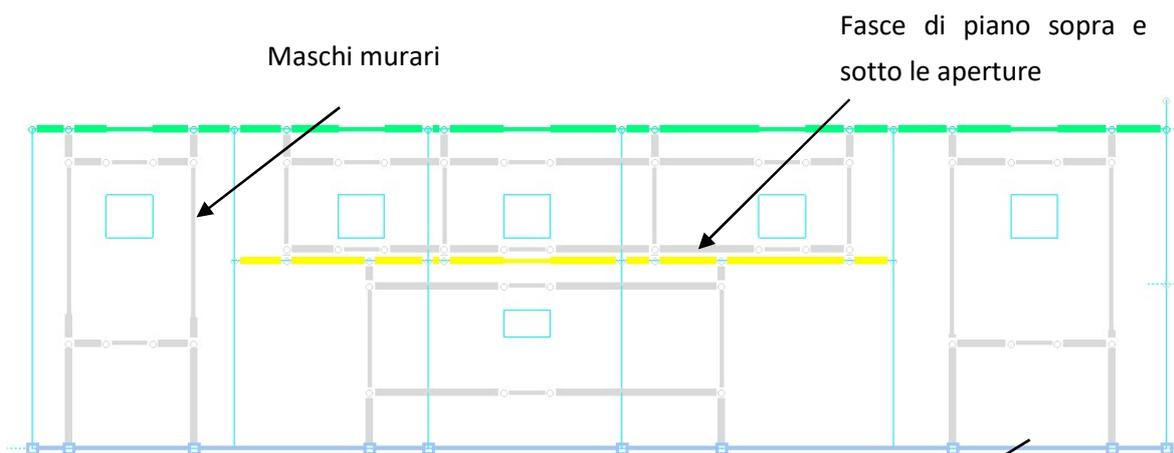


Figura 28. Esempio della schematizzazione delle murature dei Magazzini del Sale

Nel caso in analisi, in assenza di un'architrave in grado di reagire alle sollecitazioni flessionali, le fasce di piano sono state considerate incernierate alle estremità. I maschi murari costituiscono quindi un telaio tipo *bending type*.

Il metodo a telaio equivalente presenta delle limitazioni; Questa modellazione considera i solai come elementi infinitamente rigidi, non sono previsti meccanismi di danneggiamento delle fasce, la rigidità strutturale viene sovrastimata mentre la duttilità strutturale è fortemente sottostimata

Il modello così realizzato è stato verificato con analisi statiche lineare, in cui le forze sismiche applicate sono forze statiche proporzionali alle masse di piano individuate. Per questa modellazione, condotta in ambito preliminare, si è utilizzato un livello di conoscenza LC1 e un fattore di confidenza $FC=1.35$.

Le verifiche sulla muratura sono condotte con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura. Gli stati limite ultimi presi in considerazione per la verifica sono:

- Pressoflessione nel piano del muro
- Taglio nel piano del muro
- Pressoflessione fuori piano di tipo statico e sismico.

Per la descrizione dettagliata delle analisi sulla muratura rimanda al capitolo 5.5.

4.2 Modellazione con metodo FME con il software di calcolo WinStrand 2017

WinStrand permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, anche considerando il comportamento irrigidente di setti e solai. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi andando a definire elementi mesh sempre più fitti quanto più l'analisi vuol essere dettagliata.

Il metodo a macroelementi utilizzato comporta molti vantaggi rispetto a quello a telaio equivalente soprattutto nei confronti dell'analisi della muratura.

Il metodo di calcolo proposto per l'analisi con WinStrand è quello FME (*Frame by Macro Element*) a partire da un modello di input FEM (*finite element method*) o a elementi finiti tipo mesh.

Se da una parte la modellazione a elementi finiti della struttura esistente risulta perfettamente compatibile con il livello di conoscenza ottenuto in seguito alla realizzazione delle prove in situ, le verifiche effettuate con tale modello presentano per le strutture in muratura numerosi inconvenienti tra i quali:

- Dipendenza dell'analisi da numero di mesh create (*mesh dependent*) che ne influenzano il tempo di calcolo; se i modelli sono estesi occorre valutare la superficie delle mesh in modo da crearle in numero e dimensioni adeguate per non appesantire troppo il modello.
- Difficoltà nella definizione e nel reperimento di leggi costitutive del materiale muratura;

- Difficoltà nella definizione del comportamento dei materiali in seguito a un danneggiamento, ossia quando si passa a considerare il comportamento plastico non lineare della struttura; non considerando la fase plastica non è possibile applicare correttamente i criteri di resistenza e valutare i limiti di spostamento e il decadimento della resistenza strutturale;
- La Normativa non riporta riferimenti per una modellazione a pannelli ma propone di analizzare la struttura nell'ipotesi di telaio equivalente; per applicare i criteri di resistenza a taglio e pressoflessione alla muratura è perciò necessario integrare gli effetti nodali sui singoli elementi murari, per controllare la bontà dei risultati ottenuti con il modello costitutivo non lineare;
- Questo tipo di analisi fornisce come output grafico la variazione delle tensioni localizzate apprezzabile attraverso una scala cromatica. Ma se viene superato il valore limite di tensione in un determinato punto, non significa che il pannello murario sia arrivato a rottura. La corrispondenza tra i criteri di resistenza e lo stato tensionale della muratura non è diretta e quindi è necessario considerare la redistribuzione relative alla perdita di resistenza (non lineare) in seguito a danneggiamento.

Con particolare riferimento a questo ultimo punto la verifica FEM è stata sostituita da quella FME: attraverso alcuni specifici comandi del software WinStrand della Enexsys srl, è stato possibile rielaborare i risultati della modellazione FEM, tramite operazioni di media ed integrazione sulle facce delle mesh che hanno permesso al software di individuare le pareti formate da un gruppo di elementi finiti da trattare come un pannello singolo ai fini delle verifiche, in modo da indirizzare il software verso la fase di riconoscimento automatico delle pareti da verificare con il metodo dei macroelementi.

Nel seguito si riportano due immagini esplicative di tale procedura estratta direttamente dal modello degli ex Magazzini del Sale:

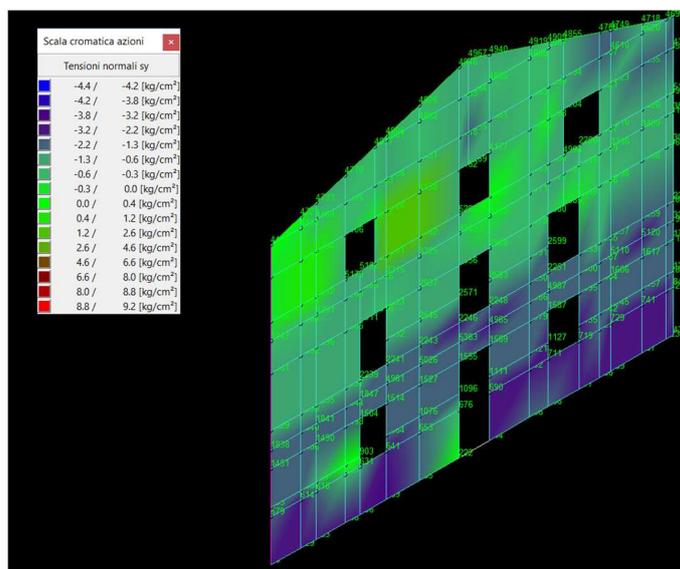


Figura 29. Esempio individuazione delle tensioni della muratura nel modello a elementi finiti con mesh di tipo quadrilatero e triangolare

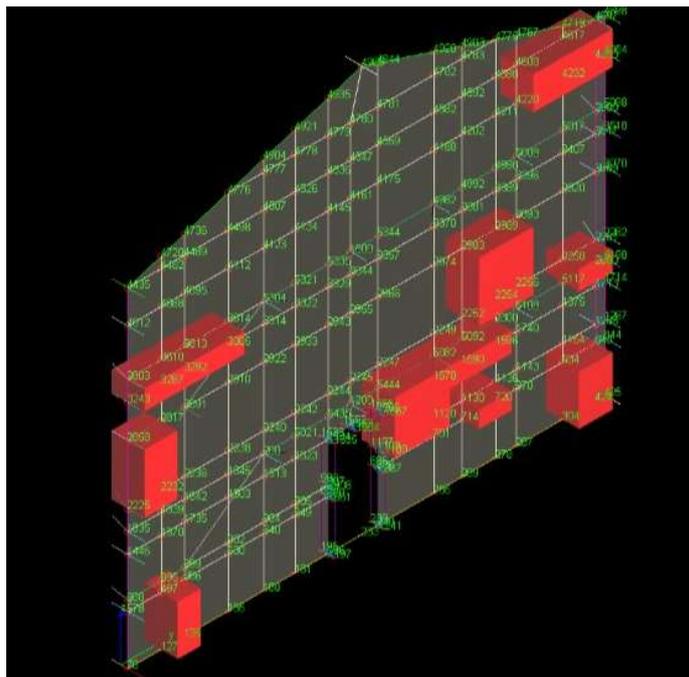


Figura 30. Esempio di ottimizzazione del modello FEM per il riconoscimento dei macroelementi e successivo calcolo FME per una parete degli ex Magazzini del Sale. In rosso sono evidenziati gli elementi di muratura non verificati.

Il metodo di verifica a macroelementi FME è il metodo che meglio interpreta le richieste della normativa in termini di modalità di modellazione delle strutture al fine di effettuare un'analisi globale del comportamento sismico.

Il modello di riferimento usato dal software rimane comunque quello a telaio equivalente, in cui le pareti sono interconnesse orizzontalmente da solai. La parete in muratura viene adeguatamente schematizzata come telaio, in cui vengono assemblati gli elementi resistenti (maschi e fasce) e i nodi rigidi partendo dall'integrazione delle mesh disegnate con il metodo FEM.

I software che adottano il metodo FEM determinano automaticamente le porzioni di muratura i maschi murari e fasce di piano in cui si concentrano principalmente le deformazioni e i danneggiamenti, in base alla posizione di solai e aperture. I maschi e le fasce vengono considerati macroelementi finiti planari con due nodi principali verticalmente allineati in cui si individuano 3 gradi di libertà per nodo, due spostamenti nel piano e la rotazione attorno all'asse uscente dal piano dell'elemento (u_x , u_z , rot_y). Le parti di parete che non vengono identificate come maschi o fasce vengono considerate dei blocchi rigidi bidimensionali connessi a loro volta con i macroelementi; questi ultimi hanno il solo compito di trasmettere le azioni ai nodi dei macroelementi lungo i tre gradi di libertà del piano.

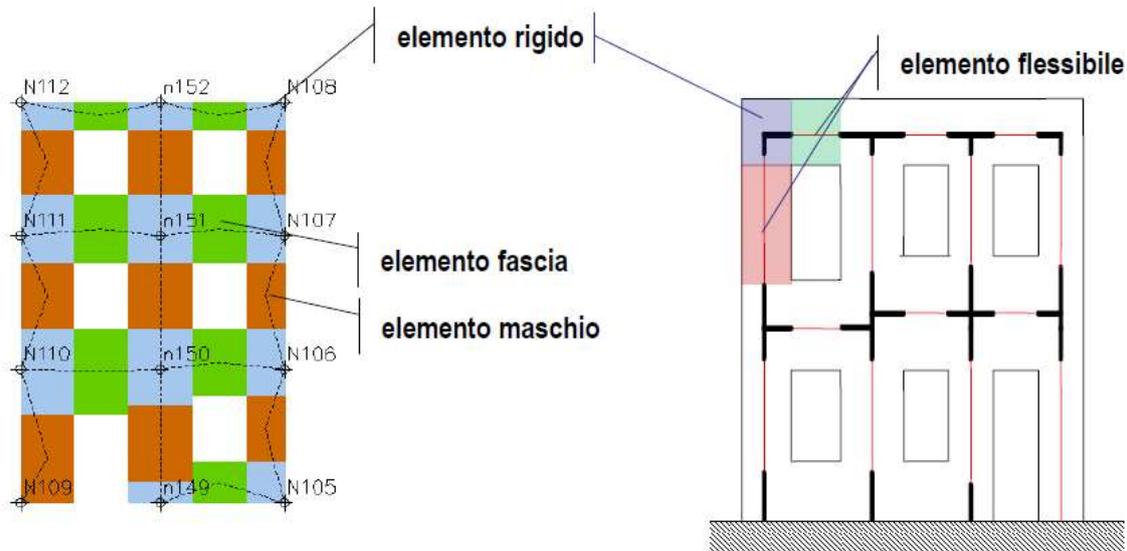


Figura 31. Suddivisione tipo di una parete, in base alle aperture, in Maschi, Fasce, Blocchi rigidi

Con la creazione dei nodi e il loro collegamento attraverso linee verticali, è possibile assimilare il modello della parete a un telaio piano, simile al telaio equivalente proposto dalla Norma.

Il meccanismo di rottura e danneggiamento per pressoflessione è studiato considerando gli effetti non lineari dati dalla redistribuzione delle compressioni in seguito alla parzializzazione della sezione e al raggiungimento della massima resistenza a compressione. Lo spostamento ultimo associato alla rottura per pressoflessione è dello 0,6% sulla base del valore massimo di drift previsto per questo meccanismo dalla normativa.

Il meccanismo di taglio, descritto secondo il legame sviluppato da Gambarotta-Lagomarsino, riesce a cogliere il progressivo degrado di resistenza e rigidità dell'elemento, attraverso le grandezze descrittive del danneggiamento. La deformazione ultima a taglio è pari allo 0,4% sulla base del valore massimo di drift previsto per questo meccanismo dalla normativa.

La struttura è formata da sottostrutture piane tra di loro assemblate: sia le pareti e gli orizzontamenti, hanno una rigidità fuori dal piano nulla. Il modello così realizzato simula nella maniera più corretta il reale comportamento della struttura distribuendo le masse e le rigidità su tutti i gradi di libertà a livello globale del modello ma tenendo conto dei soli gradi di libertà planari a livello locale per le fasce e i maschi. I nodi di connessione, appartenenti ad una sola parete, mantengono i propri gradi di libertà nel piano di riferimento locale, mentre i nodi che sono situati nelle intersezioni tra più pareti dispongono di gradi di libertà nelle 3 dimensioni.

Un breve approfondimento teorico permette di comprendere nel dettaglio il meccanismo di analisi e verifica della struttura oggetto di intervento.

Come già introdotto, ogni generica parete con aperture viene suddivisa in maschi e fasce di piano, collegati da zone rigide. Se si osserva una parete che ha subito danni in seguito a forze orizzontali (sismiche) si può rilevare come solo maschi e fasce della parete siano tipicamente soggetti a danneggiamento e rottura, mentre le zone di connessione sono generalmente prive di danni: ciò consente di supporre che lo stato di

deformazione si mantenga sempre entro i limiti elastici e possa essere considerato trascurabile nella valutazione complessiva del comportamento della parete dove risultano determinanti le deformazioni non lineari delle altre parti. L'individuazione delle porzioni rigide e degli elementi deformabili è possibile per tutti i tipi di parete, sia quelle che presentano aperture regolari, sia irregolari.

I meccanismi di deformazione e danneggiamento delle strutture sono ricavate dalla formulazione di equazioni d'equilibrio che coinvolgono un numero limitato d'incognite. Il macroelemento bidimensionale proposto da Gambarotta e Lagomarsino (1996)⁵ considera un pannello con larghezza, spessore e altezza assegnati. In altezza l'elemento è suddiviso in 3 parti: la deformabilità assiale risulta concentrata nei due elementi di estremità 1 e 3 di spessore infinitesimo Δ , infinitamente rigidi ad azioni taglianti, mentre le deformabilità tangenziale viene attribuita al corpo centrale 2 di altezza h che è indeformabile assialmente e a flessione fuori dal piano. Il modello cinematico completo per il macroelemento contempla i tre gradi di libertà dei nodi i e j di estremità dell'elemento e quelli dei nodi di interfaccia 1 e 2 come dimostrato nella seguente immagine:

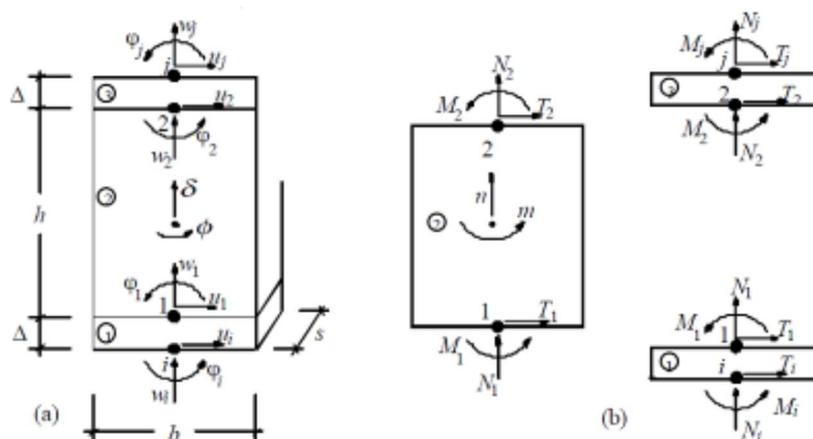


Figura 32. Individuazione dei gradi di libertà dei nodi del macroelemento

Le ipotesi di rigidità introdotte consentono di semplificare il comportamento cinematico del macroelemento imponendo opportune condizioni di congruenza all'interno delle singole sottostrutture 1, 2 e 3. Indicando con w gli spostamenti assiali, con u quelli trasversali e con j le rotazioni attorno all'asse principale del macroelemento, si può affermare che:

- $u_1 = u_i$; $u_2 = u_j$ (per la rigidità a taglio infinita dei blocchi 1 e 3 e lo spessore ridotto degli stessi)
- $w_1 = w_2 = d$; $j_1 = j_2 = f$ (per la rigidità assiale e flessionale del corpo centrale dove d ed f rappresentano rispettivamente lo spostamento assiale e la rotazione nel punto).

Dal punto di vista cinematico il modello è quindi descritto dalle sei componenti di spostamento dei nodi di estremità ($u_i, w_i, j_i, u_j, w_j, j_j$) e dalle due componenti del macroelemento (d e f) per un totale di 8. Il meccanismo di ribaltamento del pannello, favorito da considerare nulla la resistenza a trazione della

⁵ L. Gambarotta, S. Lagomarsino, "Sulla risposta dinamica di pareti in muratura", La meccanica delle murature tra teoria e progetto, Atti del Convegno Nazionale, Messina, Gambarotta L. (ed.), 1996.

muratura, viene rappresentato ipotizzando un contatto elastico unilaterale nelle interfacce 1 e 3: quando il momento fuori dal piano porta la risultante delle azioni al di fuori del nocciolo centrale d'inerzia la sezione risulta parzializzata, lo sforzo normale e il momento definiscono una relazione non lineare fra le grandezze cinematiche j e w . Il meccanismo di rottura a taglio è schematizzato, considerando uno stato di tensione uniforme nella parte centrale dell'elemento (corpo 2); il modello di danneggiamento con attrito deriva da un'integrazione macroscopica del legame costitutivo puntuale proposto da Gambarotta-Lagomarsino (1997)⁶. Le relazioni di legame correlano le componenti cinematiche u_i, u_j, f , lo stato tensionale e le variabili interne del comportamento non lineare (il danneggiamento a e lo scorrimento plastico g).

Grazie a questi legami costitutivi e equazioni di equilibrio, il modello è in grado di descrivere gli effetti della fessurazione diagonale e degli scorrimenti che si attivano quando viene superata la condizione limite per attrito alla Coulomb. L'analisi numerica viene condotta mediante il metodo di integrazione di Newmark, la cui formulazione originale è stata rivista in termini incrementali per poter eseguire la procedura di convergenza iterativa non lineare con metodo di Newton-Raphson. Vengono considerati gli effetti di smorzamento viscoso mediante una matrice di smorzamento alla Rayleigh.

Riassumendo quindi, in sede delle presente analisi che si basava su una conoscenza estesa della costruzione, si è scelta la modellazione FME risultante in un modello a macroelementi in linea con le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 (NTC08 7.8.1.5.3 – analisi dinamica modale), con un'integrazione per i meccanismi di primo modo fuori piano dei principali maschi murari attraverso un'analisi statica lineare statica (NTC08 7.8.1.5.2) per la determinazione dell'effetto degli incatenamenti su ciascun maschio. Come risulterà evidente dai risultati della modellazione, gli interventi previsti dal progetto di miglioramento sismico risultano efficaci nella riduzione del rischio sismico.

Del software WinStrand versione 2017 si sono stati utilizzati i moduli di input e di postprocessione con riferimento al modulo del c.a., dell'acciaio e delle murature di cui si riporta una breve descrizione.

Le analisi e le verifiche effettuate e approfondite in questo elaborato sono:

- Analisi statica a SLU per carichi verticali della struttura
- Analisi statica lineare della forza sismica a SLV
- Analisi dinamica modale
- Verifica degli elementi lineari in cemento armato e acciaio
- Verifica degli elementi mesh parete con il metodo FME con azioni calcolate via integrazione delle tensioni sulle facce

Le analisi con WinStrand sono state svolte per l'analisi preliminare dello stato di fatto con FC pari a 1.35, per la versione definitiva dello stato di fatto in cui è stato possibile utilizzare FC pari a 1 e per la verifica della muratura in seguito all'applicazione dell'analisi di sensibilità descritta al capitolo 6.

⁶ L. Gambarotta, S. Lagomarsino, "Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: Continuum model and its applications", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1997

4.3 Modellazione con il software 3MURI versione 11.0

3MURI permette di studiare il comportamento globale della struttura attraverso analisi statiche non lineari in controllo di spostamento (analisi pushover). Come dichiara anche la normativa vigente, l'analisi pushover è il sistema più appropriato per lo studio di edifici in muratura, dato il comportamento di natura non lineare del materiale.

Con 3MURI si dispone di uno strumento che gli consente di indagare a fondo il comportamento strutturale della muratura, andando a individuare più critici, le zone di maggiore vulnerabilità dell'edificio e le direzioni critiche del sisma.

La modellazione è molto semplificata e incentrata totalmente a comprendere il comportamento della muratura; il programma permette la modellazione di elementi in cemento armato o acciaio ma con il solo fine di trasferire sollecitazioni e deformazioni alla muratura. Come per WinStrand, anche 3MURI utilizza l'approccio FME (*Frame by Macro Element*). Esso consente di limitare il numero di gradi di libertà come spiegato nel capitolo precedente e quindi di rappresentare la risposta di edifici in muratura complessi con un onere computazionale piccolo.

La modellazione proposta da 3MURI tiene conto di disomogeneità o discontinuità significative nello spessore e nell'altezza dei maschi murari con la possibilità di inserire catene e cordoli modellati con elementi elastici trave.

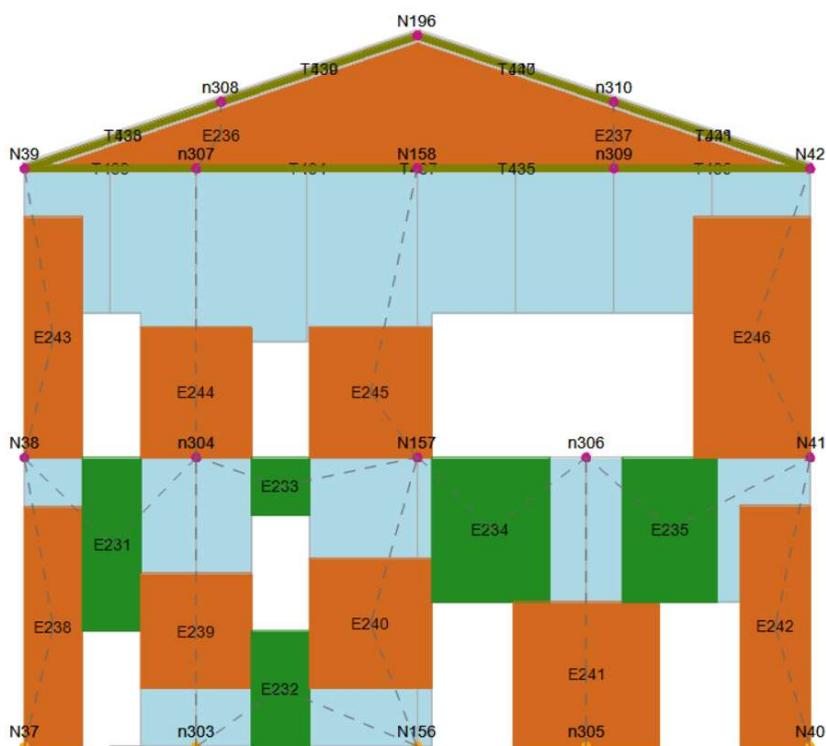


Figura 33. Generazione automatica delle mesh di una parete dei Magazzini del Sale effettuata da 3MURI. In verde vengono indicate le fasce, in arancione i maschi e in azzurro le zone rigide

I vantaggi del metodo FME adottato da 3MURI sono:

- La possibilità di ottenere una modellazione a telaio equivalente con tutte le specifiche richieste da normativa
- Gli elementi del modello consentono il calcolo diretto delle sollecitazioni che vengono automaticamente confrontate con i valori limite forniti dalla normativa.
- Presa in esame di strutture miste in cui tutti gli elementi hanno comportamenti non lineari differenti.
- Considerare, grazie alla tipologia di costruzione delle pareti, l'effettiva rigidità dei solai.
- Lettura dei risultati molto semplice e intuitiva con una velocità di calcolo notevole

Il software 3MURI è stato utilizzato per: effettuare l'analisi pushover dell'edificio con fattore di confidenza $FC=1.35$; basandosi su questa analisi è stato possibile effettuare un'analisi di sensibilità relativamente alla configurazione di carico più sfavorevole.

Infine, grazie a questo software è stato possibile confrontare i diversi valori di vulnerabilità sismica dello stato di fatto dell'edificio in base ai differenti fattori di confidenza utilizzati.

4.4 Nuovi Materiali utilizzati nell'intervento

Per la progettazione delle nuove strutture interne ai Magazzini del Sale, in accordo con quanto regolamentato dal D.M. 14/01/2008, si è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

- Per tutte le strutture in acciaio si utilizza acciaio UNI EN 10025-2 - S 235
- Per le connessioni bullonate, si utilizzano elementi di classe 8.8 che presentano una tipologia di acciaio del tipo S275
- Per gli elementi del rivestimento del solaio, verrà utilizzato legno massiccio di conifera C24, secondo le specifiche della norma UNI EN 1194:2000.
- Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario si è deciso di utilizzare un calcestruzzo C28/35 e un acciaio B 450 C.
- Per il tamponamento di fori nella muratura si è optato per l'inserimento di elementi murari con le stesse caratteristiche meccaniche di quelli esistenti;

Essendo tutti materiali di nuova installazione non valgono più le considerazioni del capitolo 3 relative ai materiali esistenti e ai fattori di confidenza; per questi i softwares calcolano il peso proprio dei vari elementi in base alle caratteristiche delle sezioni e applica solamente i coefficienti parziali di sicurezza come prevedono le analisi a SLU, SLE e sismiche.

4.5 Analisi dei carichi e combinazioni di carico

Nei modelli di calcolo sono stati introdotti i seguenti carichi: pesi propri, carichi permanenti, carichi variabili, vento lungo x e y, sisma x e sisma y. Questi carichi sono stati combinati dal calcolatore in maniera conforme con quanto prescritto nell'Eurocodice 1 (UNI EN 1990/2004) e nelle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni utilizzate della modellazione e verifica della struttura:

- COMBINAZIONE FONDAMENTALE (impiegata per gli SLU)

$$\left\{ \gamma_{G1} \cdot G_{1k} + \gamma_{G2} \cdot G_{2k} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

- COMBINAZIONE CARATTERISTICA (Rara) (impiegata per gli SLE Irreversibili)

$$\left\{ G_{1k} + G_{2k} + P + Q_{1k} + \sum_{i=2} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

- COMBINAZIONE CARATTERISTICA (frequente) (impiegata per gli SLE reversibili)

$$\left\{ G_{1k} + G_{2k} + P + \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

- COMBINAZIONE SISMICA

$$\left\{ E + G_{1k} + G_{2k} + P + \sum_{i=1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

I coefficienti per le combinazioni di cui sopra sono riportati nel seguito:

Azione		Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
		γ_f			
CARICHI PERMANENTI	FAVOREVOLI	γ_{g1}	0.9	1.0	1.0
	NON FAVOREVOLI		1.1	1.3	1.0
CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	FAVOREVOLI	γ_{g2}	0.0	0.0	0.0
	NON FAVOREVOLI		1.5	1.5	1.3
CARICHI VARIABILI	FAVOREVOLI	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	NON FAVOREVOLI		1.5	1.5	1.3

I carichi permanenti della struttura e la rigidità sono, per quanto riguarda gli elementi resistenti, calcolati direttamente dal software in base alla loro geometria a partire dal peso specifico assegnato.

Per la copertura piana della zona ovest, formata da una sottostruttura voltata sormontata da un getto uniforme armato di 20 centimetri, si sono inseriti manualmente i pesi delle componenti ed è stato ipotizzato che questa possieda tutte le caratteristiche per definirla come un impalcato infinitamente rigido

Per elementi che non contribuiscono alla rigidità della struttura (come ad esempio gli strati non strutturali dei solai e della copertura) i carichi vengono applicati manualmente nel modello di calcolo come carichi areici, lineari o puntuali; questi carichi sono stati determinati in base alle stratigrafie e alle indicazioni fornite dal progetto architettonico.

I carichi variabili vengono applicati al modello come i carichi permanenti non strutturali e sono calcolati seguendo le indicazioni delle NTC2008. La normativa prevede la valutazione di un sovraccarico in funzione della destinazione d'uso del locale (paragrafo 3.1 Tabella 3.1.2), indica come valutare l'azione del vento al paragrafo 3.3 e della neve al paragrafo 3.4. Nella seguente tabella sono indicati i valori utilizzati:

Carichi Distribuiti	g_k [kN/m²]
Copertura praticabile zona ovest (Cat. H2)	0.50
Solai uffici aperti al pubblico (Cat. B2)	3.00
Sala da ballo (Cat. C3)	5.00
Locale tecnico per impianti tecnici (vedi indicazioni sugli impianti)	4.00
Impianti tecnologici su copertura piana (FV)	1.20
Scale e pianerottoli (Cat. C2)	4.00
Neve	0.80
Vento in pressione	0.70
Vento in depressione	0.35
Carichi Puntuali	g_k [kN]
Gruppi frigoriferi GF01 e GF02 (carico concentrato)	8.50 kN/cad
Recuperatori REC (carico concentrato)	2.00 kN

5. Analisi sismica

Dopo aver valutato le caratteristiche meccaniche e geometriche dei materiali e i carichi agenti è necessario valutare la resistenza dell'edificio non solo alle forze statiche verticali (SLE, SLU) ma anche a quelle sismiche.

Per ottenere un risultato che preveda l'utilizzo di un fattore di confidenza pari a uno, l'analisi sismica non può limitarsi a una semplice analisi statica lineare ma deve prendere in considerazione anche analisi dinamiche non lineari e analisi statiche non lineari

Nei seguenti capitoli viene presentato brevemente l'inquadramento normativo di riferimento, la determinazione dello spettro di risposta dell'edificio e i risultati dell'analisi sismica sul comportamento globale dell'edificio e nella verifica delle murature.

5.1 Inquadramento normativo

Dato che la progettazione non prevede nessuna sopraelevazione o ampliamento, nessuna variazioni di classe e/o destinazione d'uso con incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10% o interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente, l'intervento può essere classificato come **miglioramento sismico** secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e nella Circolare 02 febbraio 2009 n.617/C.S.LL.PP, con particolare riferimento al cap. 8 intitolato "Costruzioni esistenti", paragrafo 8.4.2 intitolato "Miglioramento Sismico". L'intervento è considerato un miglioramento sismico poiché vincolato ai sensi del D.Lgs 42/04⁷

La norma definisce "costruzione esistente" (§ 8.1 NTC2008) quella costruzione che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, la struttura completamente realizzata al fine di definirne i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi. Si prevede inoltre al §8.2 di effettuare accurate analisi conoscitive sul manufatto oggetto di verifica al fine di determinarne un livello di conoscenza che permetta la definizione di un fattore di confidenza da applicarsi alle caratteristiche dei materiali rilevati e componenti il bene. Per completezza si riporta l'estratto della norma:

"La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti devono tenere conto dei seguenti aspetti - la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione; - possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione; - la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti; - le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria."⁸

⁷ Codice dei beni culturali e del paesaggio, Decreto Legislativo 22 gennaio 2004, n. 42

⁸ NTC 2008. Norme tecniche per le costruzioni § 8.1, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Decreto del 14 Gennaio 2008, G.U. S.O. n.30, 4 Febbraio.

Nella definizione dei modelli strutturali, si deve, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera, ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Si deve quindi prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso, nelle verifiche di sicurezza, di adeguati "fattori di confidenza", che modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali, come indicato nel capitolo 3.

Determinata la capacità di risposta della struttura al sisma e ai carichi di progetto, è possibile suggerire e computare gli interventi di mitigazione per la messa in sicurezza dei locali e l'adeguamento degli stessi ai sensi delle NTC2008.

Nel caso di miglioramento sismico vanno studiati interventi finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni sismiche. La valutazione della sicurezza non deve comunque fermarsi alle zone dell'edificio in cui la progettazione prevede di intervenire ma deve essere estesa a tutta la struttura nel suo insieme.

Il grosso vantaggio a livello di progettazione dato dal miglioramento sismico è il fatto che gli interventi devono aumentare la sicurezza strutturale esistente, ma senza la necessità di raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme; quando si opera nel campo di un miglioramento sismico bisogna quindi dimostrare che il comportamento globale dell'edificio è migliorato rispetto allo stato di fatto anche se questo miglioramento non porta in ogni caso a una verifica completamente soddisfatta di tutte le componenti della struttura.

5.2 Identificazione dello spettro di riferimento.

Definire lo spettro di risposta al sisma di un edificio risulta fondamentale per comprendere le accelerazioni a cui esso può essere sottoposto nel corso della sua vita. La definizione dello spettro passa attraverso l'individuazione una serie di parametri in seguito descritti.

Definizione della vita nominale dell'edificio

Con riferimento ai tipi di costruzione indicati nel prospetto 2.4.1 – NTC, l'edificio in oggetto di analisi è definibile come *opera ordinaria*, pertanto si assume $V_n \geq 50$ anni.

Identificazione della classe d'uso dell'edificio

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, in presenza di azioni sismiche le NTC suddividono gli edifici in 4 classi d'uso nel seguito brevemente definite:

- *Classe I*: Costruzioni con presenza occasionale di persone, edifici agricoli;
- *Classe II*: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali;
- *Classe III*: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente;
- *Classe IV*: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione e protezione civile in caso di calamità.

In accordo a tali definizioni, l'edificio in analisi può essere definito come appartenente alla classe d'uso IV.

Calcolo del periodo di riferimento per l'azione sismica:

Il periodo di riferimento vale:

$$V_R = V_n \cdot C_U$$

Dove C_U è il coefficiente d'uso definito nel prospetto 2.4.II. Per edifici in classe d'uso IV si ha $C_U=2$.

Pertanto:

$$V_R = 50 \cdot 2 = 100 \text{anni}$$

Calcolo del periodo di ritorno per l'azione sismica

Il progetto sismico della struttura viene eseguito con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), allo stato limite di danno (SLD) ed allo stato limite di operatività (SLO). A questi due stati limite il prospetto 3.2.I – NTC associa una probabilità di superamento (P_{VR}) Pari rispettivamente al 5%, al 39% e al 56% (indipendentemente dalla classe d'uso).

Tali valori di probabilità vengono utilizzati per il calcolo del periodo di ritorno dell'azione sismica secondo la formula:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Ubicazione dell'edificio

L'edificio è sito nel comune di Genova (long. 8.889247 lat. 44.409846). Note la latitudine e la longitudine del sito dall'allegato alle NTC si ottengono i parametri spettrali seguenti:

Valori risultanti per SLV:

$$a_g = 0,860 \left[\frac{g}{10} \right]$$

$$F_0 = 2,54$$

$$T_{C^*} = 0,300$$

Dove: a_g = accelerazione massima del sito

F_0 = valore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_{C^*} = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Identificazione del tipo di terreno

Nella Relazione geologica redatta dallo Studio Associato di Geologia Balbi & Muzio in Gennaio 2017, viene indicato che, in base ai risultati delle prove MASW, è possibile classificare il terreno di fondazione come appartenente alla categoria "B – Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30m" secondo la definizione riportata nel prospetto 3.2.2 – TUC.

Le condizioni topografiche sono di lieve pendio per cui ricadente nella **categoria T1** della tabella 3.2.IV - TUC.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Calcolo del coefficiente di struttura

Il coefficiente di struttura q può essere calcolato mediante la seguente espressione (7.3.1 – NTC):

$$q = q_0 \cdot K_R$$

Dove q_0 è il valore massimo del coefficiente di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione.

Al punto 7.3.1 – NTC viene specificato che "...le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ pari alla media tra 1.0 e i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive".

Nella Tabella 7.8.I del capitolo sulle Costruzioni in muratura si individua il valore di q_0 in base al rapporto $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ per la tipologia costruttiva dell'edificio esistente e il valore di tale rapporto in base alla tipologia di edificio considerata.

Tabella 7.8.I - Valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0
Costruzioni in muratura ordinaria	$2,0 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2,5 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$
- costruzioni in muratura armata ad un piano	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni in muratura armata a due o più piani	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = \frac{1+1,4}{2} = 1,2$$

$$q_0 = 2 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 2 \cdot 1,2 = 2,4$$

K_R è un fattore riduttivo per strutture non regolari in altezza ed è pari a 0.8.

Si riporta nel seguito il calcolo analitico del definitivo coefficiente di struttura:

$$q = q_0 \cdot K_R = 2,4 \cdot 0,8 = 1,92$$

Individuazione dello spettro di progetto per azione orizzontale

Lo spettro elastico è descritto dalle espressioni riportate al punto 3.2.3.2.1 – TUC. Sia WinStrand che 3MURI permettono di ottenerlo a partire dai dati di input sopra descritti. Di seguito viene riportata la definizione dello spettro di progetto calcolata da WinStrand.

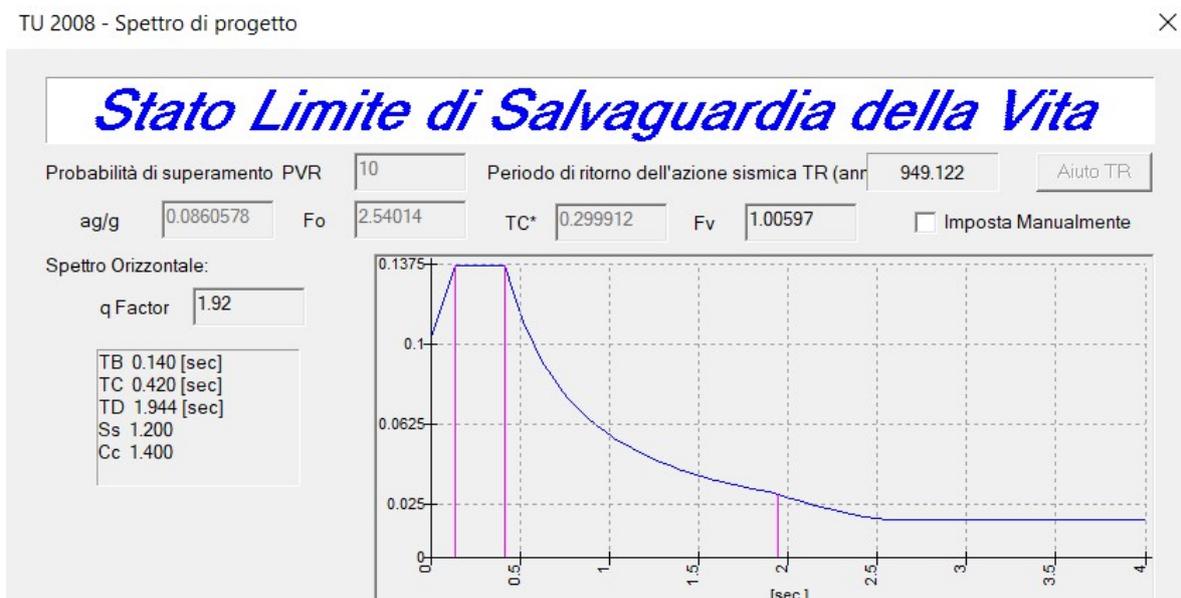


Figura 34. Spettro orizzontale in accelerazione di progetto a SLV calcolato da WinStrand 2017

Dallo stesso software viene inoltre calcolato lo spettro di progetto per accelerazioni verticali in cui il fattore di struttura è impostato pari a 1.5.

Questi spettri risultano fondamentali per l'analisi modale e l'analisi pushover descritte nei seguenti capitoli.

5.3 Analisi dinamica lineare: determinazione delle deformate modali e delle masse partecipanti

L'analisi modale è di fondamentale importanza per comprendere il comportamento dell'edificio sotto l'azione di un sisma. Queste analisi possono evidenziare eventuali comportamenti torsionali che si possono riscontrare nella struttura e che porterebbero a un'elevata vulnerabilità e consistenti costi per il miglioramento.

L'analisi modale viene effettuata con il software WinStrand; per poter effettuare l'analisi dinamica è necessario definire i diversi solai della struttura e le masse che gravano su di essi. In particolare per lo stato di fatto si sono individuati:

- il solaio della bocciofila (solaio 1) nel corpo centrale a quota 5,00 m dal terreno
- i due solai della palestra (solaio 2) nel corpo est a quota 5,50 m
- il solaio della copertura piana (solaio 3) del corpo ovest a quota 9,50 m

Inoltre si sono impostate le 8 direzioni principali di ingresso del sisma rispetto agli assi principali dell'edificio; le direzioni principali 0,00° e 180,00° prendono in considerazione un sisma la cui direzione principale è quella relativa all'asse est-ovest della costruzione mentre le direzioni 90,00° e 270,00° considerano un sisma rivolto secondo l'asse nord-sud.

Per la configurazione dell'edificio l'analisi prevede una percentuale di massa dispersa sul totale molto alta (85%) in quanto i pesi principali dell'edificio risultano concentrati soprattutto nelle murature perimetrali che non appartengono a nessun solaio; questo non porta però particolari problemi relativamente alla bontà dei risultati ottenuti. La seguente tabella riporta le masse di ogni solaio e l'indicazione dei centri di massa e i centri di rigidezza nel modello con fattore di confidenza unitario.

Solaio	Massa [UTM]	Variazione Massa %	Jp [UTM m ²]	Is [m]	X _g [m]	Y _g [m]	Z _g [m]	Dx [m]	Dy [m]
1	29596.1	0.0	1323498.4	6.69	40.64	7.05	5.00	-3.25	0.12
2	35798.1	21.0	2550316.0	8.44	15.63	7.06	5.50	-0.57	-0.81
3	36684.2	2.5	4797707.5	11.44	17.32	6.93	9.50	4.99	0.20

Come si può notare anche dall'immagine seguente la rigidezza fornita dagli orizzontamenti è concentrata soprattutto nella zona ovest dell'edificio ed molto maggiore nella direzione Y rispetto alla direzione X (come è visibile dalla diversa dimensione dei due semiasse degli ovali celesti).

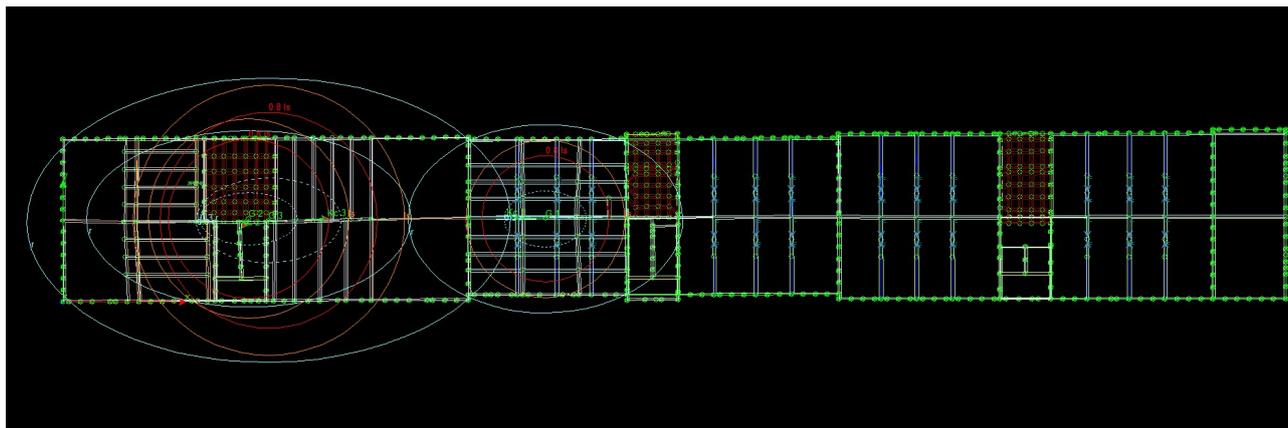


Figura 35. Distribuzione delle masse e delle rigidzze della struttura

Nel seguito si riportano i risultati dell'analisi sismica in regime dinamico lineare effettuati sul modello avente fattore di confidenza $FC=1$ e alcune considerazioni strutturali funzionali alla definizione del progetto di miglioramento sismico.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] +	1	0.04	76	100
0.00 [°] -	10	0.04	60	100
90.00 [°] +	19	0.08	87	100
90.00 [°] -	28	0.08	85	100
180.00 [°] +	37	0.04	60	100
180.00 [°] -	46	0.04	76	100
270.00 [°] +	55	0.08	85	100
270.00 [°] -	64	0.08	87	100

Per ogni direzione di ingresso del sisma il software computa 9 modi di vibrare anche se quelli significativi risultano sostanzialmente 3 per tutti e 8 i casi analizzati.

Con riferimento alla tabella precedente, si riportano alcune immagini che mostrano le deformate modali in pianta secondo le diverse direzioni di ingresso del sisma (gli spostamenti delle deformate sono amplificati di un fattore pari a 2.5 per poter meglio apprezzare il comportamento).

Direzione principale 0° direzione secondaria +90° +SLV (pianta, autovalori e periodi)

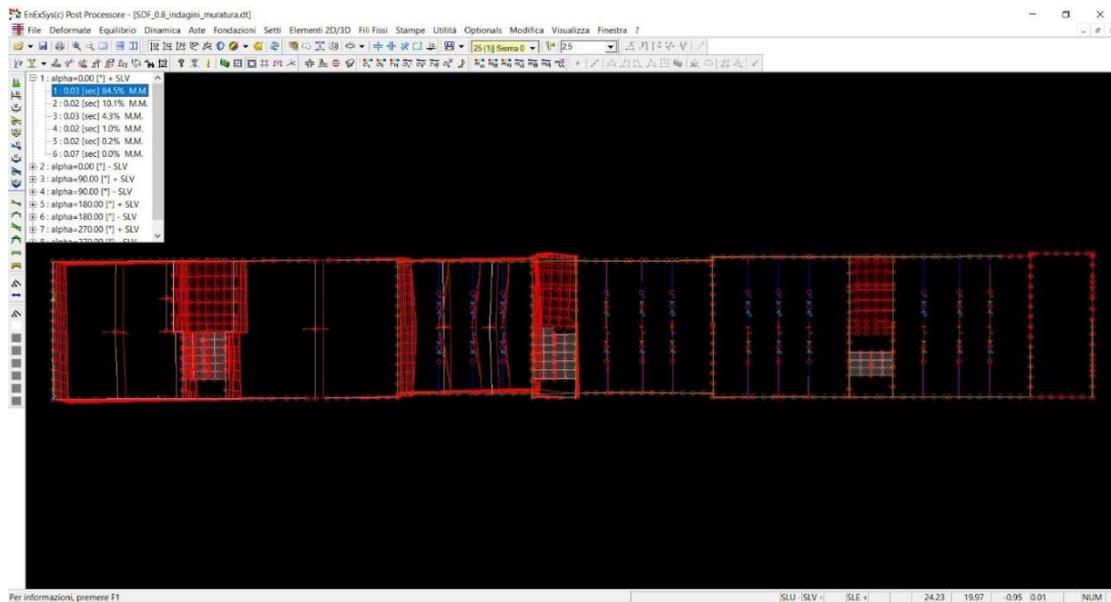


Figura 36. Vista in pianta della deformata modale amplificata direzione 0° (90°)

Modo	Autovalore [rad/sec]^2	Pulsazione [rad/sec]	Periodo [sec]	R
1	26027.9902	161.332	0.04	0.1126
2	105360.3203	324.593	0.02	0.1079
3	28874.3535	169.925	0.04	0.1121
4	165519.6875	406.841	0.02	0.1070
5	123083.3047	350.832	0.02	0.1075
6	173219.9844	416.197	0.02	0.1069
7	46924.2578	216.620	0.03	0.1102
8	65695.4531	256.311	0.02	0.1091
9	5755.4785	75.865	0.08	0.1230

Direzione principale 0° direzione secondaria 270° -SLV (pianta, autovalori e periodi)

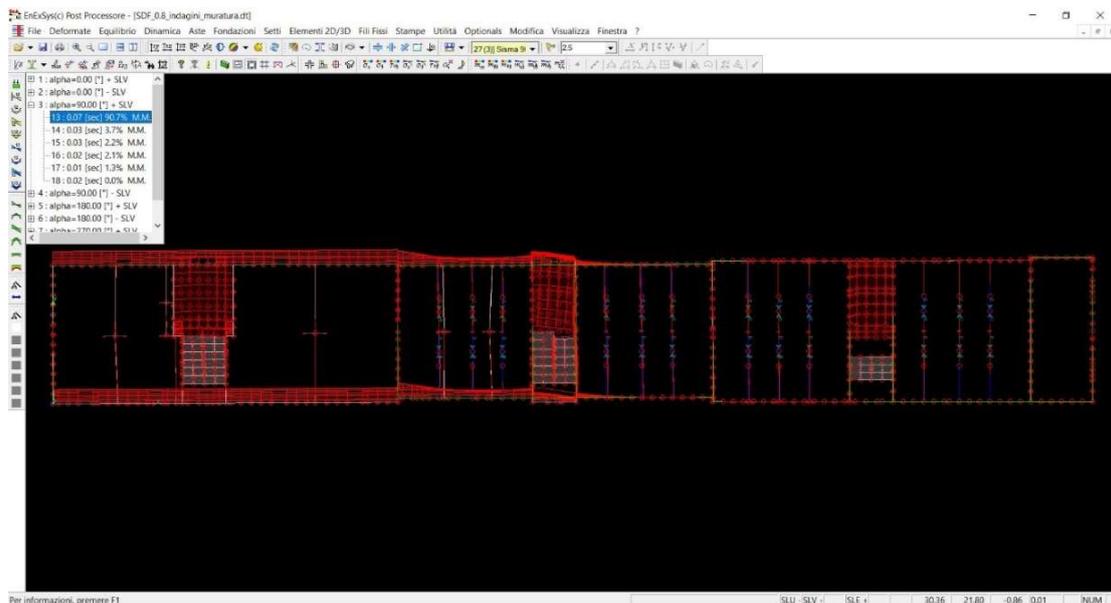


Figura 37. Vista in pianta della deformata modale amplificata direzione 0° (270°)

Modo	Autovalore [rad/sec]^2	Pulsazione [rad/sec]	Periodo [sec]	R
10	23915.1094	154.645	0.04	0.1130
11	30846.9609	175.633	0.04	0.1118
12	107908.4219	328.494	0.02	0.1078
13	168205.0781	410.128	0.02	0.1069
14	65928.2578	256.765	0.02	0.1091
15	47212.0039	217.283	0.03	0.1102
16	175366.0469	418.767	0.02	0.1068
17	5753.9575	75.855	0.08	0.1230
18	117889.6172	343.351	0.02	0.1076

Direzione principale 90° direzione secondaria 0° +SLV (pianta, autovalori e periodi)

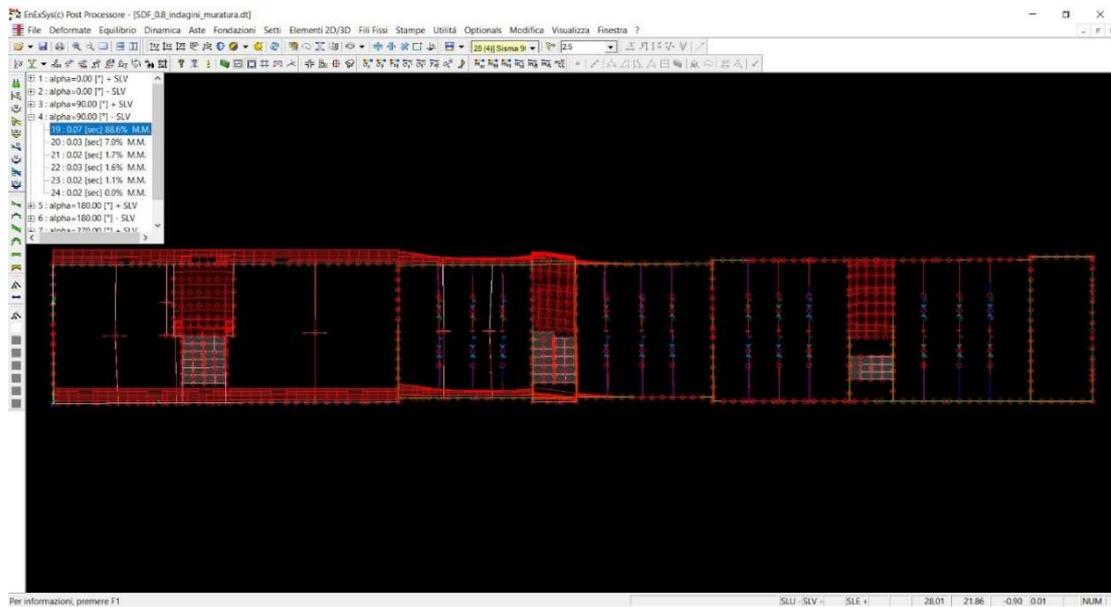


Figura 38. Vista in pianta della deformata modale amplificata direzione 90° (0°)

Modo	Autovalore [rad/sec]^2	Pulsazione [rad/sec]	Periodo [sec]	R
19	5893.6704	76.770	0.08	0.1228
20	62777.0820	250.554	0.03	0.1092
21	29833.6426	172.724	0.04	0.1119
22	25085.8320	158.385	0.04	0.1127
23	45784.3516	213.973	0.03	0.1103
24	176288.4375	419.867	0.01	0.1068
25	123636.0625	351.619	0.02	0.1075
26	165702.1406	407.065	0.02	0.1069
27	108281.7031	329.062	0.02	0.1078

Direzione principale 90° direzione secondaria 180° -SLV (pianta, autovalori e periodi)

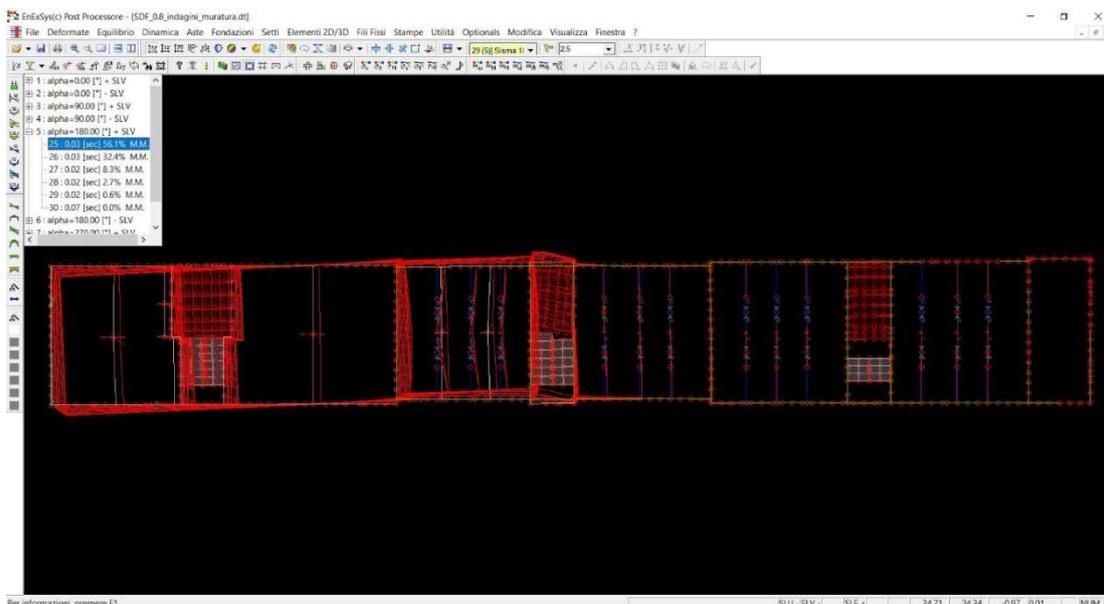


Figura 39. Vista in pianta della deformata modale amplificata direzione 90° (180°)

Modo	Autovalore [rad/sec]^2	Pulsazione [rad/sec]	Periodo [sec]	R
28	5587.2485	74.748	0.08	0.1233
29	29674.9297	172.264	0.04	0.1120
30	68866.3438	262.424	0.02	0.1090
31	25032.8262	158.218	0.04	0.1127
32	47474.9414	217.887	0.03	0.1101
33	164117.4375	405.114	0.02	0.1070
34	167249.8906	408.962	0.02	0.1069
35	122985.5625	350.693	0.02	0.1075
36	108229.8750	328.983	0.02	0.1078

Direzione principale 180° direzione secondaria 90° +SLV (pianta, autovalori e periodi)

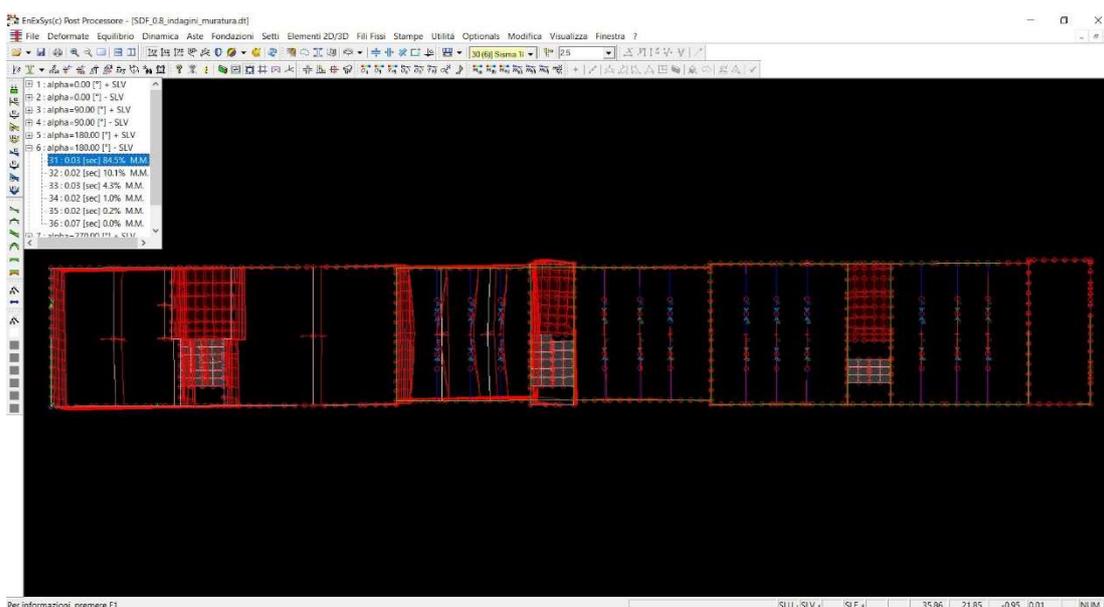


Figura 40. Vista in pianta della deformata modale amplificata direzione 180° (90°)

Modo	Autovalore [rad/sec]^2	Pulsazione [rad/sec]	Periodo [sec]	R
37	23915.1094	154.645	0.04	0.1130
38	30846.9609	175.633	0.04	0.1118
39	107908.4219	328.494	0.02	0.1078
40	168205.0781	410.128	0.02	0.1069
41	65928.2578	256.765	0.02	0.1091
42	47212.0039	217.283	0.03	0.1102
43	175366.0469	418.767	0.02	0.1068
44	5753.9575	75.855	0.08	0.1230
45	117889.6172	343.351	0.02	0.1076

Direzione principale 180° direzione secondaria 270° -SLV (pianta, autovalori e periodi)

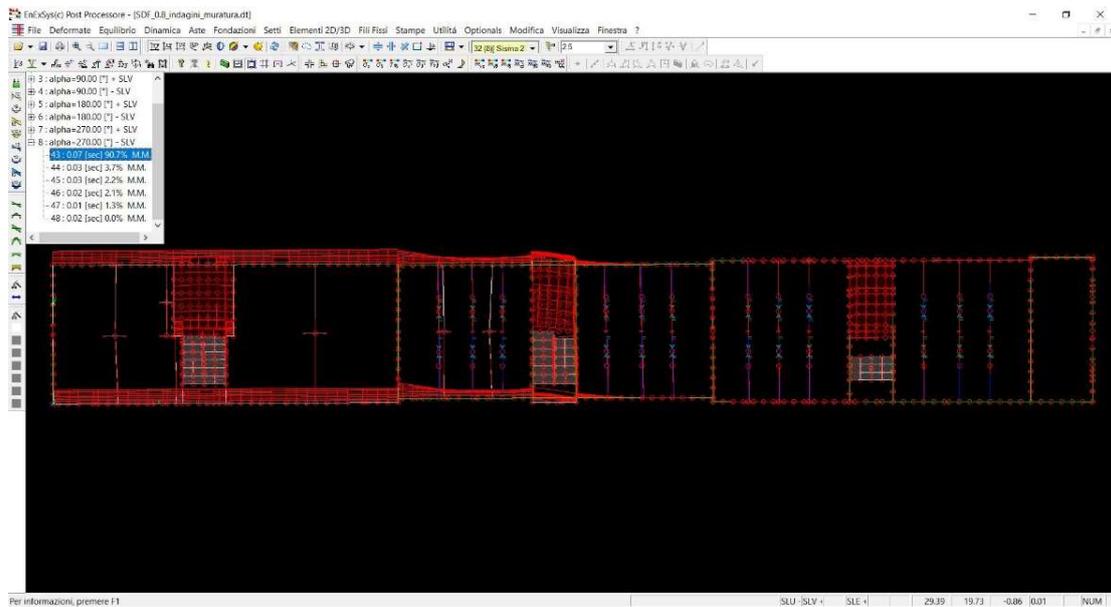


Figura 41: Vista in pianta della deformata modale amplificata direzione 180° (270°)

Modo	Autovalore [rad/sec]^2	Pulsazione [rad/sec]	Periodo [sec]	R
46	26027.9902	161.332	0.04	0.1126
47	105360.3203	324.593	0.02	0.1079
48	28874.3535	169.925	0.04	0.1121
49	165519.6875	406.841	0.02	0.1070
50	123083.3047	350.832	0.02	0.1075
51	173219.9844	416.197	0.02	0.1069
52	46924.2539	216.620	0.03	0.1102
53	65695.4531	256.311	0.02	0.1091
54	5755.4785	75.865	0.08	0.1230

Direzione principale 270° direzione secondaria 0° +SLV (pianta, autovalori e periodi)

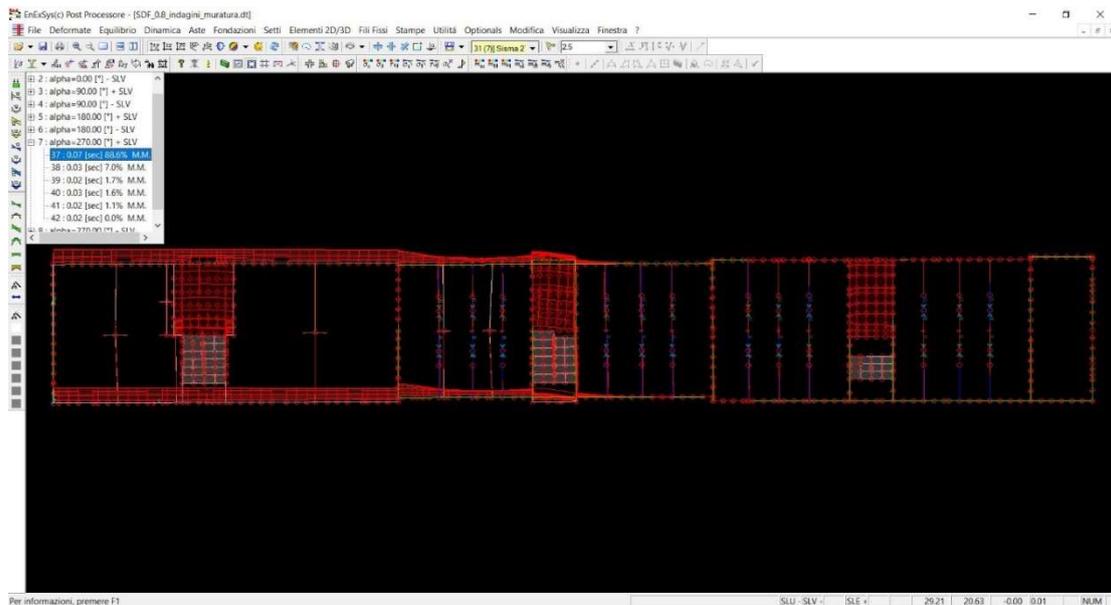


Figura 42. Vista in pianta della deformata modale amplificata direzione 270° (0°)

Modo	Autovalore [rad/sec]^2	Pulsazione [rad/sec]	Periodo [sec]	R
55	5587.2485	74.748	0.08	0.1233
56	29674.9297	172.264	0.04	0.1120
57	68866.3516	262.424	0.02	0.1090
58	25032.8262	158.218	0.04	0.1127
59	47474.9414	217.887	0.03	0.1101
60	164117.4375	405.114	0.02	0.1070
61	167249.8906	408.962	0.02	0.1069
62	122985.5625	350.693	0.02	0.1075
63	108229.8750	328.983	0.02	0.1078

Direzione principale 270° direzione secondaria 180° -SLV (pianta, autovalori e periodi)

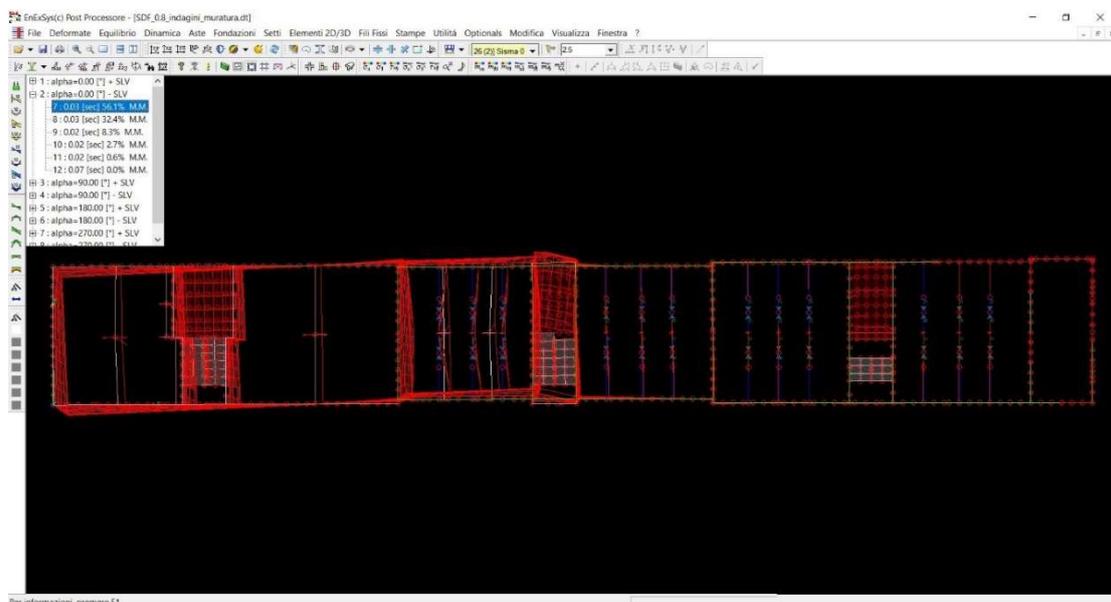


Figura 43. Vista in pianta della deformata modale amplificata direzione 270° (180°)

Modo	Autovalore [rad/sec] ²	Pulsazione [rad/sec]	Periodo [sec]	R
64	5893.6704	76.770	0.08	0.1228
65	62777.0820	250.554	0.03	0.1092
66	29833.6426	172.724	0.04	0.1119
67	25085.8320	158.385	0.04	0.1127
68	45784.3516	213.973	0.03	0.1103
69	176288.4375	419.867	0.01	0.1068
70	123636.0625	351.619	0.02	0.1075
71	165702.1406	407.065	0.02	0.1069
72	108281.7031	329.062	0.02	0.1078

Con riferimento alle immagini precedenti, è possibile notare come il comportamento in condizioni sismiche dell'edificio presenti le seguenti caratteristiche:

- Le direzioni del sisma che comportano un periodo maggiore e una conseguente massa modale partecipante sono quelle trasversali all'asse principale del manufatto (direzioni 90° e 270°);
- Le direzioni del sisma parallele all'asse principale dell'edificio (0° e 360°) comportano invece un periodo minore e una massa partecipante inferiore;
- L'edificio tende a comportarsi in modo disomogeneo, così come evidenziato dalla visualizzazione delle deformate modali in pianta a causa della presenza di diversi baricentri geometrici e di rigidità che causano effetti torsionali parassiti a cui la struttura risponde diversamente; si possono quindi individuare 3 zone, rappresentate dalla zona oggi occupata dall'Associazione Zapata che tende ad attivarsi per prima a causa della presenza dei solai di c.a., una zona centrale in corrispondenza del vano scala centrale e la zona della bocciofila, che tende invece ad attivarsi per ultima non presentando piani rigidi;
- Il comportamento descritto in precedenza comporta la necessità di intervenire per la riduzione del rischio sismico con particolare riferimento ai meccanismi di collasso di primo modo, dovuti alla rototraslazione fuori piano di macroelementi o porzioni di macroelementi che devono essere mitigati attraverso l'inserimento di tiranti e catene oltre al miglioramento delle caratteristiche della muratura.

5.4 Analisi Statica non lineare: analisi pushover e indice di vulnerabilità sismica

L'analisi statica non lineare (pushover), eseguita con il software 3MURI, caratterizza la resistenza sismica dell'edificio tramite la costruzione di curve di capacità.

Le pushover sono analisi statiche in quanto la forzante esterna è applicata con incrementi statici monotoni alla struttura e non lineari a causa del comportamento degli elementi resistenti durante il caricamento, che passano dal trovarsi in fase elastica nei primi step di carico a passare alla fase plastica negli ultimi fino ad arrivare alla rottura.

Le curve di pushover evidenziano la correlazione presente tra sforzo e deformazione, riportando gli spostamenti di un punto significativo della struttura (nodo di controllo) nell'asse delle ascisse e la forza di taglio incrementale alla base sull'asse delle ordinate. La curva rappresenta quindi il comportamento globale della struttura all'aumento del carico applicato fino al raggiungimento del collasso.

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

L'analisi statica non lineare (pushover) consente di analizzare la struttura in tutte le fasi comprese tra la fase iniziale di applicazione del carico sismico sino al completo collasso della struttura.

La figura seguente, presa dal manuale del software di calcolo, illustra diverse fasi in cui si sviluppa l'analisi.

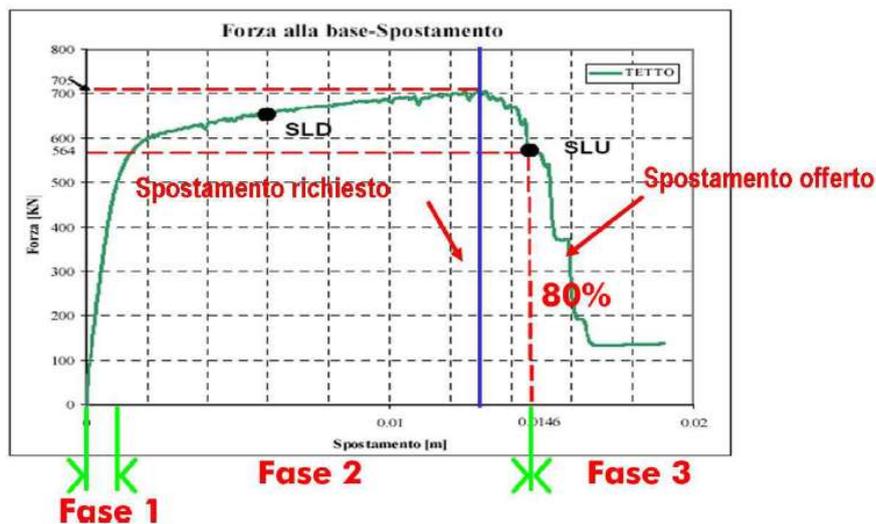


Figura 44. Esempio di curva pushover

All'interno si possono individuare 3 fasi; nella prima fase il comportamento della struttura è pressoché elastico e gli spostamenti sono proporzionali alle forze.

Nella seconda fase, a causa del superamento della fase elastica dei singoli elementi di cui la struttura è costituita, si evidenzia la plasticizzazione della struttura e la progressiva riduzione della crescita della forza, sino al picco massimo di resistenza. Più è lungo il ramo plastico e più la struttura è in grado di assorbire il sisma deformandosi plasticamente.

Nell'ultima fase si arriva al superamento di un limite convenzionale (80% del valore del picco massimo di resistenza) per cui viene considerata la struttura collassata. La struttura è arrivata a stato limite ultimo SLU che per le NTC 08 coincide con SLV, cioè lo stato limite di Salvaguardia della Vita.

Si riesce a individuare in questo modo il massimo spostamento offerto dalla struttura prima di raggiungere il collasso che va confrontato con lo Spostamento Richiesto (calcolato automaticamente dal programma), cioè lo spostamento imposto dalla normativa, in funzione del sito e delle caratteristiche della struttura (Vita Nominale e Classe d'Uso)

La struttura risulta verificata se:

$$\text{Spostamento Offerto} > \text{Spostamento Richiesto}$$

Al termine la struttura risulta collassata quando nella curva forza alla base - spostamento si è raggiunto un valore pari a 80% del valore massimo raggiunto (come indicato nelle NTC 2008).

A differenza delle strutture in CA, in cui le curve di capacità sono curve semplici monocollasso, per gli edifici in muratura e gli edifici misti si possono ottenere curve pushover multi-collasso con la presenza di salti verticali nel ramo plastico; ognuna di queste interruzioni indica il raggiungimento del collasso di un elemento strutturale e la conseguente riduzione di resistenza.

Per effettuare l'analisi pushover si è dovuto ricreare il modello di calcolo realizzato su WinStrand nel software di calcolo 3MURI. Il nuovo modello, necessario per arrivare a sviluppare l'analisi di sensibilità, introdotta nel capitolo 5, presenta le seguenti caratteristiche:

- I carichi ipotizzati (permanententi e variabili) e lo spettro di risposta selezionato sono gli stessi del modello precedente
- Gli elementi strutturali sono stati modellati considerando certa la loro geometria e per gli elementi in CA, il numero dei ferri e la loro posizione.
- Ai solai in cemento armato del piano primo è stata assegnata una rigidezza consona ai materiali che li compongono e uno spessore medio calcolato partendo dalla loro sezione trasversale
- La copertura piana della zona ovest (costituita da volte sormontate da 20 cm di cemento armato) è stata considerata come un impalcato rigido, mentre alla copertura a falde della zona centrale e della zona est è stata assegnata una rigidezza molto bassa assimilabile a quella di un singolo tavolato in legno con travetti disposti a un passo costante di 1/1.5m
- La muratura è stata divisa in 3 tipologie a seconda della diversa collocazione in pianta (ovest, centrale e est) alle quali in questa prima analisi sono state assegnate le stesse caratteristiche meccaniche
- L'analisi è svolta con fattore di confidenza 1.35 e con i valori di resistenza forniti da NTC08.

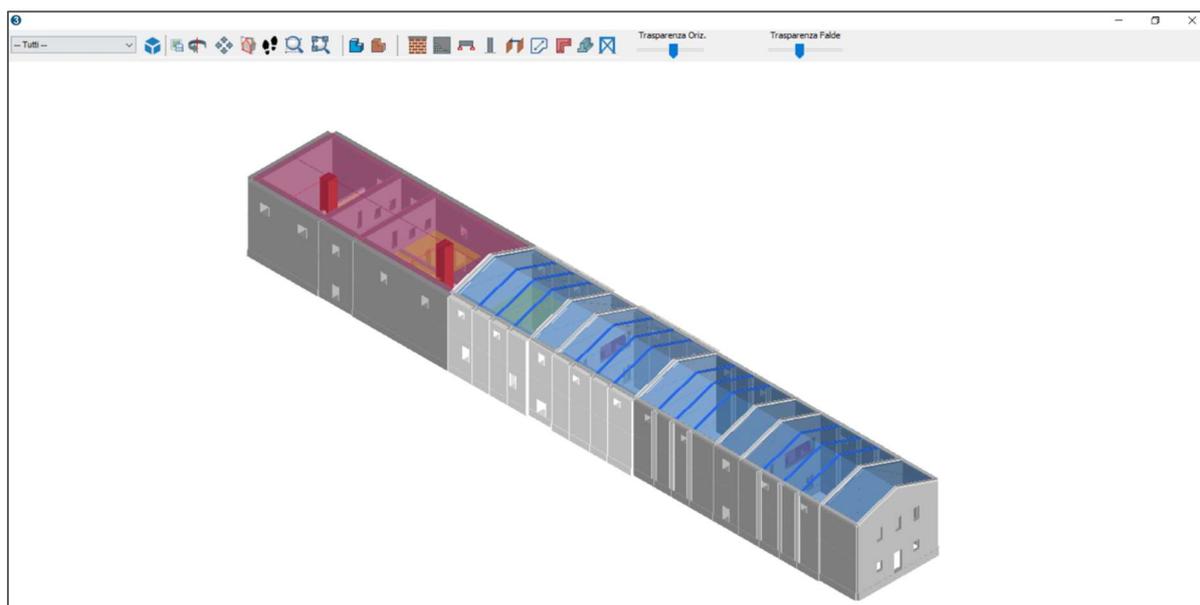


Figura 45. Modello della struttura nell'ambiente grafico 3D di 3MURI. In viola è indicato il solaio infinitamente rigido di copertura della zona ovest, in azzurro il tetto a falde con rigidezza minima

Una volta costruito il modello il software ha proceduto automaticamente all'individuazione di maschi e fasce secondo il metodo FME e si è potuti passare alla scelta del nodo di controllo della struttura; per essere rappresentativo tale nodo deve trovarsi all'ultimo piano dell'edificio il quando più possibile vicino al centro delle rigidezze dello stesso.

Il software permette di scegliere come nodo uno di quelli generati automaticamente sugli elementi strutturali al momento della generazione delle mesh; la scelta del nodo non è ricaduta su un nodo al centro di una parete trasversale perché, data la mancanza di un impalcato rigido all'ultimo piano nella zona est e nella zona centrale, esso non risulta troppo rappresentativo in quanto non riesce a cogliere al meglio le deformazioni che avvengono sul resto della struttura.

Questo comportamento è dovuto al fatto che, in assenza di orizzontamenti rigidi su gran parte dell'edificio l'edificio, viene a mancare in parte il concetto di scatolarità in quanto la distribuzione delle forze orizzontali è affidata unicamente alle murature. Questo potrebbe portare ad analisi non completamente soddisfacenti e verosimili del comportamento dell'edificio scegliendo un nodo di controllo errato.

La scelta è ricaduta sul nodo 42 che si trova a quota 10 m all'incrocio del muro perimetrale a nord e uno dei due muri del corpo scala centrale.

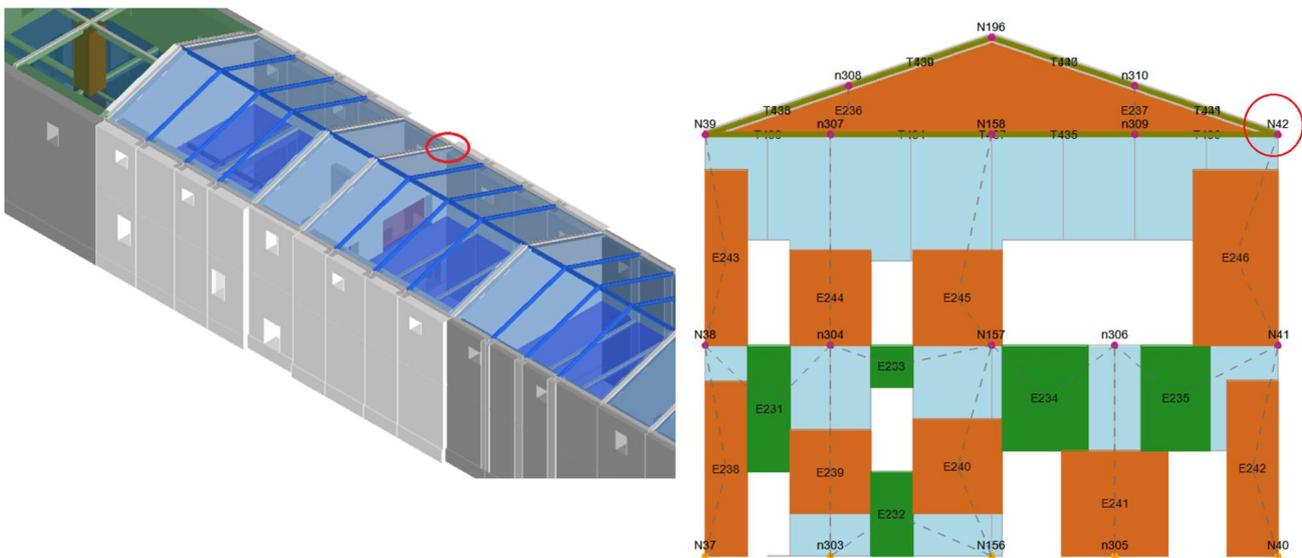


Figura 46. Nodo di controllo per le analisi pushover, vista in sezione e vista 3D

A questo punto è possibile procedere con l'analisi. 3MURI riconosce le due direzioni principali con entrambi i versi (positivo e negativo), permette di calcolare i risultati con un carico proporzionale alle masse dei livelli o al primo modo di vibrare della struttura; inoltre esegue analisi pushover andando a considerare l'eccentricità accidentale, posta pari al 5% della dimensione in pianta nella direzione ortogonale alla direzione di applicazione del carico.

Analisi

Nodo di controllo

Livello: [2] Livello 2 Spostamento del Nodo di controllo
 Spostamenti medi del livello selezionato
 Spostamenti Medi pesati

Nodo: 42

N.	Calcola analisi	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	67,5
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-67,5
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	67,5
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-67,5
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	67,5
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-67,5
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	67,5
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-67,5
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	515,3
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-515,3
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	515,3
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-515,3
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	515,3
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-515,3
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	515,3
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-515,3

Dati generali

Piano Campagna: 0,0000 [cm]
Step critico: 400
Precisione p.p.: 0,0100

Abilita analisi

Dir. sisma:
Carico sismico:
Eccentricità:

Parametri di calcolo

Sottopassi: 200
Precisione: 0,0050
Spostamento max: 12,00 [cm]
 Applica a tutte

Figura 47. Inserimento dei dati di input per l'analisi pushover

Inoltre, selezionando la seconda opzione nella tendina di Input (spostamenti medi del livello selezionato), la curva di capacità viene tracciata tenendo conto dello spostamento medio di tutti i nodi del livello a cui appartiene il nodo di controllo; in questo modo una scelta errata del nodo di controllo risulta facilmente individuabile.

L'analisi porta a individuare 24 diverse configurazioni di carico, 12 in direzione X (parallele all'asse principale dell'edificio) e 12 in direzione Y ortogonale; per ogni direzione si hanno 4 analisi in cui non è prevista eccentricità accidentale nell'applicazione delle forze e 8 in cui viene prevista. Ogni analisi riporta gli spostamenti massimi offerti della struttura e quelli richiesti per il soddisfacimento dei 3 stati limite: stato limite di salvaguardia della vita (SLV), stato limite di danno (SLD) e stato limite di operatività (SLO). Inoltre viene indicato l'indice di vulnerabilità sismica α per ogni stato limite definito come:

$$\alpha_{SLV} = \frac{PGA_C}{PGA_D}$$

Dove:

- PGA_C è l'accelerazione al suolo di capacità, ossia quella offerta dalla struttura;
- PGA_D è l'accelerazione al suolo di domanda, ossia quella richiesta dal sisma per il raggiungimento del determinato stato limite (SLV, SLD, SLO).

L'analisi è da ritenersi soddisfatta solamente nel caso in cui l'indice di vulnerabilità assuma valori maggiori di uno ossia quando la capacità dell'edificio risulti maggiore della domanda.

Oltre ad analizzare l'indice di vulnerabilità, al fine del soddisfacimento dell'analisi, è necessario verificare che il fattore q^* (riportato nell'output del programma) sia inferiore a 3; questo indice, introdotto dalla normativa solamente per gli edifici in muratura, rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento equivalente a un grado di libertà (SDOF) e ha lo scopo di mettere un limite alla duttilità della struttura per far sì che essa abbia un comportamento più simile alla realtà.

Viene riportato l'output tabellare fornito dal programma ottenuto per l'analisi con $FC=1,35$, avente come nodo di controllo il nodo 42.

Con il colore verde vengono evidenziate le analisi verificate mentre con il rosso si identificano quelle non verificate; il programma evidenzia inoltre l'analisi più gravosa per ognuna delle due direzioni, ossia quella che riporta il minor indice di vulnerabilità sismica a SLV.

Verifica analisi														
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q^* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	0,05	0,33	0,36	0,02	0,20	0,02	0,20	5,036	8,388	10,506
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	0,05	0,35	0,42	0,02	0,21	0,02	0,21	4,708	7,619	9,576
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	0,06	3,32	0,19	0,03	1,36	0,02	1,36	15,633	34,432	42,057
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	0,06	0,38	0,35	0,03	0,38	0,02	0,38	4,966	11,868	15,135
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	0,73	1,66	1,23	0,30	0,96	0,25	0,96	1,922	2,882	3,644
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	0,92	0,78	1,50	0,37	0,78	0,30	0,78	0,881	2,036	2,551
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	0,81	0,69	1,53	0,32	0,69	0,26	0,69	0,887	2,057	2,583
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	0,96	0,55	2,05	0,36	0,53	0,30	0,53	0,631	1,409	1,759
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	67,50	0,04	0,31	0,42	0,02	0,16	0,02	0,16	4,734	6,990	8,737
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-67,50	0,05	0,19	0,34	0,02	0,20	0,02	0,20	3,541	8,490	10,609
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	67,50	0,05	0,36	0,40	0,02	0,21	0,02	0,21	4,936	7,695	9,647
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-67,50	0,05	0,28	0,42	0,02	0,19	0,02	0,19	4,083	7,085	8,860
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	67,50	0,06	2,91	0,19	0,03	1,48	0,02	1,48	15,642	34,452	42,080
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-67,50	0,06	3,23	0,19	0,03	1,35	0,02	1,35	15,892	35,003	42,753
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	67,50	0,06	0,37	0,39	0,02	0,23	0,02	0,23	4,846	7,925	9,941
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-67,50	0,06	0,39	0,34	0,03	0,39	0,02	0,39	5,100	12,190	15,548
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	515,25	0,77	1,03	1,24	0,32	0,96	0,26	0,96	1,247	2,767	3,493
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-515,25	0,73	0,82	1,28	0,30	0,70	0,25	0,70	1,086	2,212	2,757
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	515,25	0,99	18,98	1,76	0,39	1,07	0,32	1,07	1,708	2,585	3,310
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-515,25	0,87	0,65	1,47	0,35	0,65	0,29	0,65	0,801	1,817	2,256
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	515,25	0,85	0,95	1,52	0,34	0,95	0,28	0,95	1,094	2,602	3,310
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-515,25	0,77	0,59	1,58	0,29	0,59	0,24	0,59	0,817	1,881	2,353
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	515,25	1,00	0,71	2,02	0,39	0,63	0,32	0,63	0,748	1,574	1,978
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-515,25	0,91	0,49	2,07	0,34	0,48	0,28	0,48	0,602	1,358	1,693

Legenda colori

■ Verificato ■ Non verificato ■ Non converge a p.p. ■ Analisi più gravosa

Figura 48. Tabella riassuntiva dell'output dell'analisi pushover

Come si può notare dalla figura 48 le analisi più problematiche risultano quelle in direzione Y mentre quelle in direzione X risultano ampiamente verificate; questo risultato conferma quanto ottenuto dall'analisi modale in cui le massime deformazioni della strutture e la massima partecipazione di massa si sono

ottenuti per forzanti sismiche ortogonali all'asse principale dell'edificio. Le analisi più gravose risultano la 8 e la 24 in cui la forze arrivano da ovest e hanno eccentricità nulla nel primo caso e di 66,5 cm nel secondo.

Per ogni analisi è possibile visualizzare le curve di capacità calcolate dal software e la deformata qualitativa della pianta e di ogni singola parete per ogni step di carico successivo.

Di seguito vengono riportate due curve pushover, una in direzione X e una scelta tra quelle non verificate in direzione Y.

Per entrambe le direzioni gli spostamenti finali sono molto piccoli a causa dello spessore delle pareti e della loro rigidità distribuita; si può inoltre notare che per la direzione X il comportamento strutturale è di tipo discretamente duttile mentre in direzione Y è fragile e per alcune curve sono presenti i gradoni tipici degli edifici in muratura con profili di capacità multicollasso.

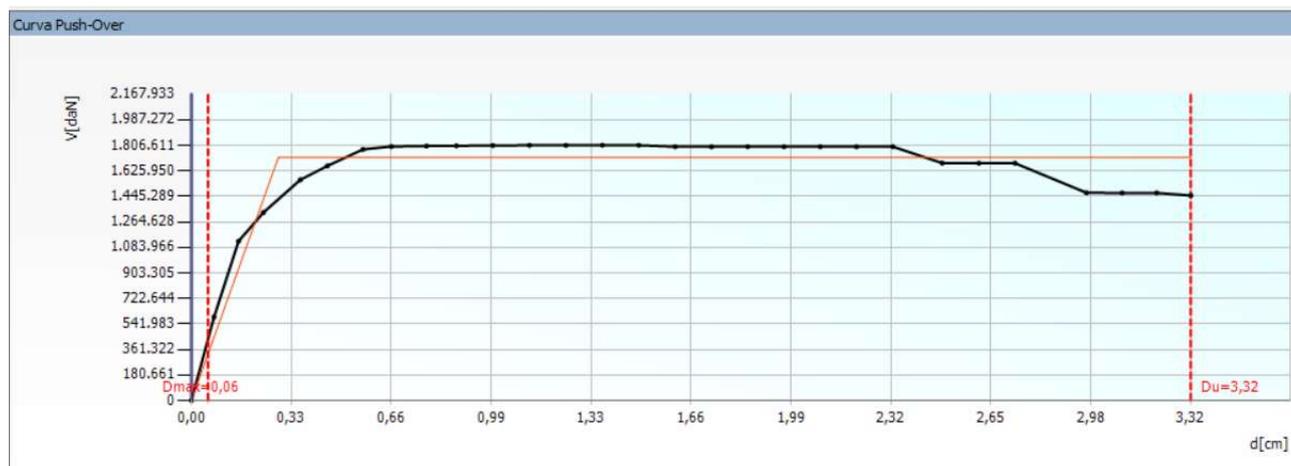


Figura 49. Curva di capacità analisi 3, direzione -X eccentricità nulla

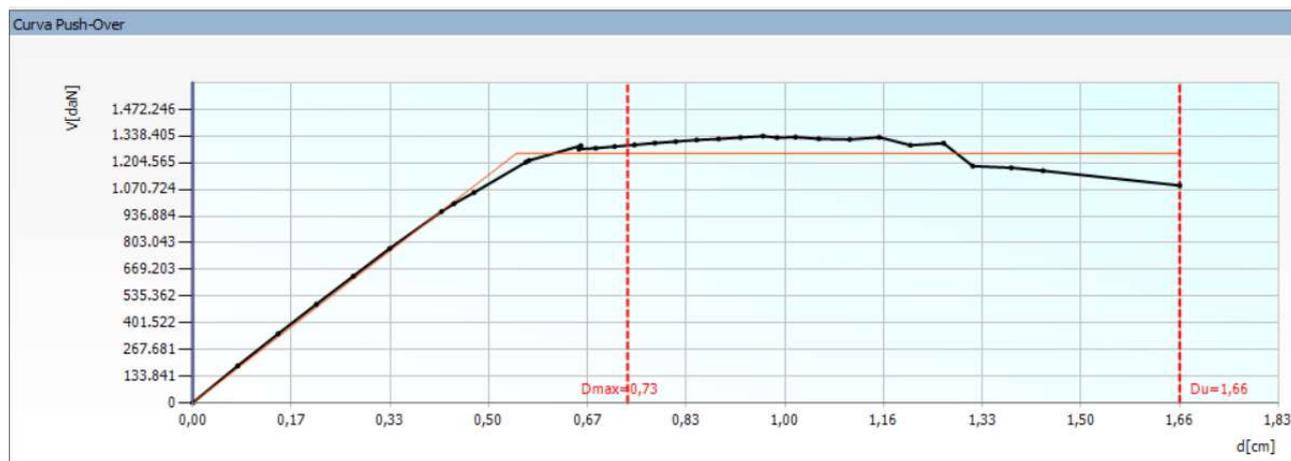


Figura 50. Curva di capacità analisi 5, direzione +Y eccentricità nulla



Figura 51. Curva di capacità del caso peggiore, analisi 24, direzione -Y eccentricità 515,5 cm

A questo punto l'analisi dovrebbe prevedere di individuare gli elementi che hanno raggiunto una crisi per taglio o pressoflessione durante le analisi più gravose, rinforzarli e valutare se la nuova vulnerabilità sismica raggiunta sia soddisfacente.

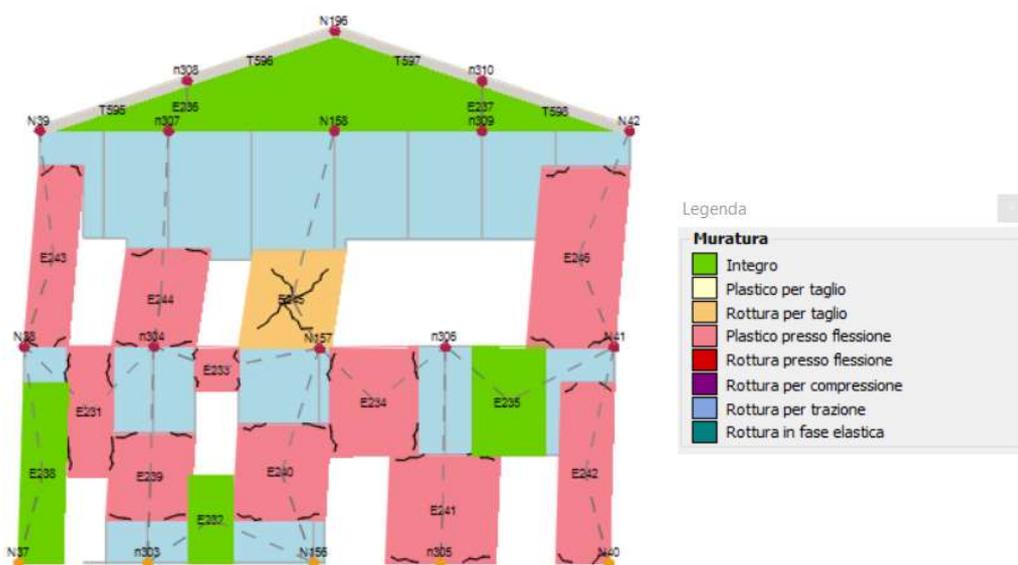


Figura 52. Danneggiamenti in una parete trasversale all'ultimi step dell'analisi Pushover 24

Dato che quest'analisi è stata effettuata esclusivamente in funzione della successiva analisi di sensibilità, si è deciso con procedere con questa metodologia per la verifica delle murature ma di verificare le stesse su tutto l'edificio con il software WinStrand che prevede sia una verifica a SLU sia quella con una configurazione sismica di tipo statico lineare.

5.5 Verifiche sulle murature

Per la muratura esistente si è seguito il metodo di verifica impiegato per la verifica statica a SLU e sismica a SLV dei maschi murati e delle fasce utilizzando il software WinStrand.

Le verifiche delle mesh della muratura sono condotte con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura.

Gli stati limite ultimi presi in considerazione per la verifica sono:

- **Presso flessione nel piano del muro:**

La verifica è eseguita confrontando il momento agente nel piano del muro, dato dall'applicazione di forze orizzontali (statiche e sismiche) con il momento resistente, che si calcola in accordo con la formula 7.8.2 del DM 14.01.08:

$$M_u = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d} \right)$$

In cui:

- M_u è il momento di collasso per pressoflessione;
- l rappresenta la lunghezza totale della parete;
- t è lo spessore della parete;
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione che se la muratura è in trazione viene assunta pari a zero;
- f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura, ossia la resistenza caratteristica diviso il coefficiente di sicurezza γ_m che vale 2 nel caso di verifiche in condizioni statiche e 3 in caso di condizioni dinamiche.

- **Taglio per azioni nel piano del muro:**

La resistenza a taglio del pannello è valutata confrontando il taglio agente e il taglio resistente sulla sezione parzializzata, secondo la formula 7.8.3 del DM 14.01.08:

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd}$$

l' rappresenta la lunghezza della parte compressa, t lo spessore della parete e f_{vd} è la resistenza a taglio di progetto calcolata a partire dalla tensione normale media sulla parte di sezione compressa.

- **Verifica a pressoflessione fuori piano (statica)**

Ha il compito di controllare che eventuali eccentricità dei carichi in direzione perpendicolare al piano del pannello murario non riducano in modo eccessivo la capacità portante del pannello stesso: è infatti opportuno ricordare che le tensioni di compressione possono essere distribuite in modo non uniforme in direzione longitudinale al muro, a causa di un'eccentricità longitudinale della risultante dei carichi verticali, o per azioni spingenti di volte. Le NTC08 propongono un metodo semplificato, in cui la resistenza a compressione della muratura, per l'effetto combinato di eccentricità trasversali del carico e per effetti geometrici del secondo ordine, è ridotta da un coefficiente Φ (tabella 4.5.III DM M14.01.08).

- **Verifica a pressoflessione fuori piano (sismica):**

Verifica come elemento secondario nei confronti della direzione del sisma perpendicolare al piano del pannello. Si verificano, quindi, i pannelli murari, applicando agli elementi detti una forza orizzontale F_a definita come nella valutazione degli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale (§ 7.2.3 DM 14.01.08).

Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture di muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi.

Le analisi sono eseguite in automatico dal WinStrand che, una volta definiti i pannelli e le fasce di piano, li analizza e riporta in rosso le zone dove la muratura non risulta verificata.

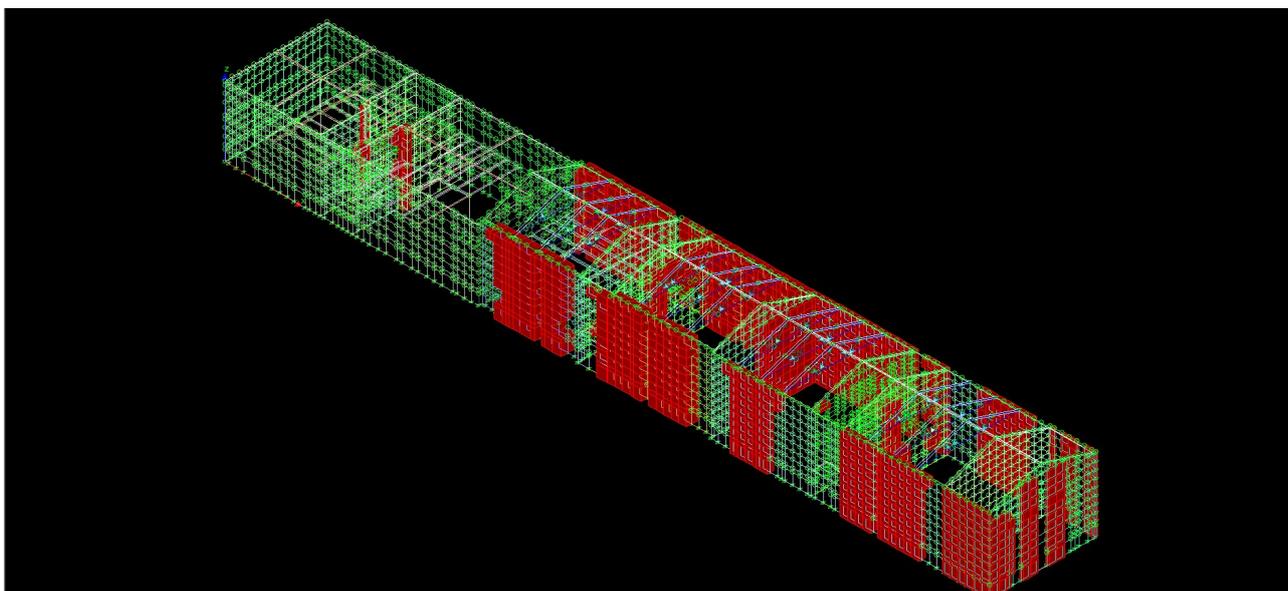


Figura 53. Verifica delle murature su WinStrand. In rosso vengono evidenziate le murature non verificate

La verifica delle murature è stata prevista per:

- Il modello dello stato di fatto realizzato su dolmen non fattore di confidenza 1.35
- Il modello di WinStrand con fattori di confidenza 1,35 e 1 (prima e dopo l'esecuzione delle indagini)
- Il modello di WinStrand con i fattori di confidenza derivanti dalle analisi di sensibilità introdotte nel capitolo 6.

In ogni zona dove le murature non risultano verificate si è ipotizzato di effettuare iniezioni di malta e posizionare dei tiranti a contrastare la pressoflessione fuori dal piano; nel capitolo 6 verranno computate tali operazioni e si effettuerà un confronto a livello economico relativamente al numero di pannelli non verificati in base rispetto al fattore di confidenza raggiunto.

6. Analisi di sensibilità

Il capitolo si propone di andare introdurre l'analisi di sensibilità e di applicarla al fabbricato dei Magazzini del Sale, prendendo principalmente spunto dall'articolo "*L'incompleta conoscenza nella valutazione sismica di edifici esistenti: definizione del fattore di confidenza attraverso l'analisi di sensibilità*"⁹ redatto dal Professor Sergio Lagomarsino e dai suoi collaboratori.

Verranno introdotti i principi metodologici di tale analisi e verrà brevemente descritta la sua applicazione al caso studio dei Magazzini del Sale utilizzando il software 3MURI. I risultati ottenuti vengono poi analizzati e confrontati con quelli in cui vengono applicati i fattori di confidenza con il metodo proposto dalla normativa vigente nel capitolo 7.

6.1 l'utilizzo dell'Analisi di sensibilità per la definizione del fattore di confidenza

Nei seguenti paragrafi vengono presentati i principi teorici del metodo che vengono in seguito applicati alla struttura.

Introduzione all'analisi

Nei capitoli precedenti si è visto come, seguendo le Norme Tecniche delle Costruzioni 2008, si sia reso necessario adottare un fattore di confidenza (FC) che cerca di prendere in considerazione dell'incompleta conoscenza residua, nell'ambito di un approccio semiprobabilistico agli stati limite; si applica quindi un coefficiente peggiorativo sulle resistenze dei materiali analogo ai coefficienti γ applicati per considerare l'incertezza relativa alle azioni

Nel caso in esame in relazione a diversi livelli di approfondimento e indagini eseguite su aspetti specifici (geometria, proprietà meccaniche e dettagli costruttivi) si è deciso di prendere un FC globale pari a 1 corrispondente al livello massimo di conoscenza (LC3). Tale livello è stato ottenuto grazie alla definizione di un opportuno piano delle indagini che rappresenta lo strumento per eliminare o ridurre l'incompleta conoscenza *iniziale* mentre l'applicazione del FC ai parametri di resistenza dei materiali rappresenta lo strumento per considerare l'incompleta conoscenza *residua* ossia quella che le prove non sono riuscite a stimare con certezza.

L'applicazione normata di tale procedura su edifici esistenti porta però ad alcune criticità che possono essere sintetizzate nei seguenti punti:

- Il raggiungimento di un qualsiasi Livello di Conoscenza (LC1, LC2 o LC3) in seguito alle prove, avviene a livello globale per tutto l'edificio, basandosi su criteri convenzionali e normati come ad esempio il numero di prove effettuato, la loro tipologia, la percentuali di elementi indagati, etc.

⁹ S. Lagomarsino, J. Haddad, S. Cattari, "L'incompleta conoscenza nella valutazione sismica di edifici esistenti: definizione del fattore di confidenza attraverso l'analisi di sensibilità", Genova, Anidis, 2015.

- Il fattore di confidenza standard viene applicato ai parametri di resistenze dei materiali che compongono la struttura dell'edificio, senza considerare la loro significatività nella valutazione della risposta e le cause di questa incompleta conoscenza;
- i valori assegnati al fattore di confidenza ($FC=1.35/1.2/1,0$), sono standardizzati e non tengono conto delle caratteristiche dell'edificio su cui sono applicati.

L'analisi di sensibilità si pone come obiettivo il superamento di queste incongruenze valutando l'utilizzo del fattore di confidenza in seguito a una modellazione preliminare, applicando FC solamente alle zone dell'edificio e ai materiali sensibili e tenendo conto delle diverse fonti di incertezza derivanti dalla valutazione della sicurezza sismica.

Le incertezze nella modellazione e nella valutazione della sicurezza sismica si distinguono in base alla loro origine in aleatorie ed epistemiche. Le prime dipendono da una conoscenza limitata o incompleta del valore numerico dei parametri che vanno a definire gli elementi inseriti nel modello. L'esempio principale è fornito dalle proprietà dei materiali o dalla geometria delle sezioni; per questi parametri di solito si utilizzano dei valori di riferimento e, attraverso le indagini si mira a limitarne l'incertezza.

La seconda tipologia di incertezza invece si riferisce ad aspetti non quantificabili attraverso un parametro (ad esempio l'ammorsamento tra due pareti ortogonali, l'effetto delle tamponature o le caratteristiche dei diaframmi orizzontali) che fino ad oggi non sono mai state incluse nella stima del fattore di confidenza.

Principi metodologici della procedura

Rispetto a quanto avviene attualmente con le procedure normative sull'uso del fattore di confidenza, gli aspetti più innovativi di questa procedura sono relativi all'introduzione nel processo di valutazione della sicurezza sismica degli edifici esistenti dell'uso codificato dell'analisi di sensibilità e l'introduzione in maniera esplicita delle fonti di incertezza aleatorie, epistemiche e di modello. In particolare, gli scopi dell'analisi sono:

- Identificare i parametri che influenzano maggiormente la risposta sismica della struttura, al fine di indirizzare le indagini nelle zone critiche e approfondire la conoscenza solo dove essa è rilevante;
- Applicare il FC a parametri significativi superando la scelta convenzionale e a priori imposta dalla normativa;
- Definire il valore di FC assegnandogli, per ogni parametro, un valore differente che tenga conto della sua effettiva variabilità, sensibilità e incompleta conoscenza residua.

Come primo passo è necessario individuare i parametri e i dettagli costruttivi dell'edificio che presentano incertezze.

Per le incertezze aleatorie sui parametri è necessario individuare un valore medio di tali parametri e un range di incertezza identificato da un limite inferiore e di un limite superiore; la scelta dei limiti è a completa discrezione del progettista e non deve aver necessariamente un significato statistico. Le incertezze aleatorie vengono indicate con X_k dove k è il numero del parametro considerato.

Nel caso delle variabili epistemiche (indicate come Y_j dove j è il numero del fattore considerato) si vanno a analizzare le possibili alternative di modellazione; se ad esempio non si conosce il reale ammorsamento di

due pareti si può costruire un modello in cui queste sono tra di loro saldamente incastrate e un modello in cui risultano libere.

Il metodo non conduce all'attribuzione di un Livello di Conoscenza (LC) globale per tutti gli elementi che compongono la struttura, ma assegna LC_k o LC_j associati ad ogni singolo parametro k o fattore j . Tale livello di conoscenza è graduato su tre livelli:

- Livello di conoscenza basso (LCL).
- Livello di conoscenza medio (LCM)
- Livello di conoscenza alto (LCH)

Questa conoscenza, comparata con la sensibilità dei parametri, fornisce un nuovo indicatore RU (*Residual Uncertainty*).

Per valutare la sensibilità di un parametro, ossia quanto una variazione di questo influisca nella risposta sismica dell'edificio, si considera un indicatore della risposta strutturale indicato come *Structural Performance Indicator* (SPI).

Come proposto nell'articolo, per il caso in esame l'indice di performance utilizzato è l'indice di vulnerabilità sismica allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Tale grandezza può essere computata attraverso l'analisi pushover, ossia attraverso procedure statiche non lineari che studiano il comportamento plastico dell'edificio, basate sull'utilizzo di spettri ridotti.

Il metodo assume che una buona stima della sicurezza sismica dell'edificio può essere ottenuta attribuendo a tutti i parametri il valore medio stimato, ad eccezione del parametro rispetto al quale la risposta manifesta una incertezza residua minore, che verrà variato attraverso FC_A . Il valore di questo fattore di confidenza non viene assunto a priori ma calcolato in modo da ottenere un valore tanto elevato quanto più è grande l'incertezza residua al termine delle indagini.

Per le incertezze epistemiche, sulla non completa capacità del modello di calcolo a descrivere le risposte del fabbricato, viene proposta l'applicazione di un altro fattore di confidenza FC_M applicato direttamente alla capacità e individuato attraverso la valutazione di modelli alternativi con la tecnica ad albero logico.

La tecnica ad albero logico per la valutazione delle incertezze epistemiche non viene valutata in questo elaborato in quanto, da un primo sopralluogo è stato possibile notare con un'analisi esclusivamente visiva il buon ammassamento tra pareti ortogonali, tra copertura e pareti e tra solai e pareti su tutto il fabbricato; l'analisi si concentra esclusivamente sulle incertezze aleatorie.

Metodo per l'esecuzione dell'analisi e la definizione del piano d'indagine

Il primo step dell'analisi consiste nel suddividere i parametri affetti da incertezza in N gruppi; all'interno di questi gruppi sono inseriti parametri che si desidera far variare allo stesso modo in positivo e in negativo in quanto appartenenti allo stesso elemento e tra di loro correlati (per la muratura ad esempio possono ricadere nello stesso gruppo la resistenza a compressione e la resistenza a taglio).

Definiti N gruppi il programma deve svolgere 2N+1 analisi in cui:

- La prima analisi è quella di riferimento e utilizza per tutti i parametri il valore medio plausibile \bar{X}_K che corrisponde al valore centrale dell'intervallo.
- Le altre 2N analisi mantengono tutti i parametri al valore centrale dell'intervallo, a parte per un gruppo di parametri ogni volta diverso per il quale viene utilizzato il limite inferiore ($\bar{X}_{K,low}$) o superiore ($\bar{X}_{K,up}$) dell'intervallo.

Per effettuare questa operazione si è optato per l'utilizzo del software di calcolo 3MURI introdotto nel capitolo 3.3 al quale viene chiesto di eseguire le analisi pushover per le diverse combinazioni in base alla distribuzione di forze (triangolare inversa, proporzionale alle masse e proporzionale al primo modo di vibrare), alla direzione e verso delle azioni e all'eccentricità accidentale (usualmente definita pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione ortogonale a quella di analisi).

Andare ad analizzare tutte le differenti analisi pushover risulterebbe però molto lungo e dispendioso; per questo motivo nell'analisi di sensibilità il software propone di selezionare solamente la condizione di carico più gravosa tra quelle analizzate in riferimento ai valori medi delle caratteristiche dei materiali.

Il valore di capacità da confrontare è la vulnerabilità sismica α a SLV definita come:

$$\alpha_{SLV} = \frac{PGA_C}{PGA_D}$$

Dove:

- PGA_C è l'accelerazione di capacità, ossia quella offerta dalla struttura;
- PGA_D è l'accelerazione di domanda, ossia quella richiesta dal sisma per il raggiungimento del determinato stato limite (in questo caso quello di salvaguardia della vita).

La vulnerabilità sismica è il parametro fondamentale per la classificazione del rischio sismico; un valore di vulnerabilità maggiore dell'unità indica che l'analisi è verificata e l'edificio, per quella distribuzione di forze incrementali di piano sopporta una accelerazione maggiore di quella prevista dallo stato limite in analisi.

Tuttavia, quando si effettua un intervento di miglioramento sismico, le NTC 2008 prevedono che l'indice di vulnerabilità sismica debba essere incrementato in seguito alle lavorazioni previste sulla struttura ma non debba necessariamente superare il valore unitario. L'analisi di sensibilità si pone quindi l'obiettivo di comprendere su quali parti dell'edificio intervenire in modo da massimizzare l'incremento dell'indice di vulnerabilità sismica.

Dopo aver individuato l'analisi pushover più sfavorevole, suddiviso i parametri affetti da incertezza in gruppi e deciso il range di variazione, si può procedere al calcolo degli indicatori di sensibilità.

L'indice di sensibilità di ogni gruppo G_K di parametri si suddivide in due categorie entrambe riferite al valor medio del parametro: l'indice di sensibilità conoscitiva e l'indice di sensibilità al miglioramento.

Per l'indice di sensibilità conoscitiva viene calcolata la vulnerabilità minima che si ottiene da tre casi, quello in cui utilizzo i valori medi di tutti i parametri (α_{MEDI0}), quello in cui per tutti i parametri del gruppo analizzato vengono assunti i valori minimi ($\alpha_{[2,G_k]}$) e quello in cui per si assumono i valori massimi dell'intervallo di variazione ($\alpha_{[3,G_k]}$).

$$\alpha_{MIN} = \min(\alpha_{MEDI0}; \alpha_{[2,G_k]}; \alpha_{[3,G_k]})$$

L'indice viene dato dalla variazione percentuale dell'indice di vulnerabilità rispetto al valore medio:

$$I_S = \frac{\alpha_{MEDI0} - \alpha_{MIN}}{\alpha_{MEDI0}}$$

La sensibilità di tipo conoscitivo è per l'appunto riferita alla conoscenza attuale dell'edificio; l'indice ad esso riferito indica per quale gruppo o insieme di gruppi dell'edificio una sovrastima eccessiva dei parametri meccanici possa portare a un crollo della capacità strutturale, per cui si ha la necessità di pianificare meglio le analisi in sito o quantomeno utilizzare un fattore di confidenza adeguato. Questo indice è quindi indispensabile per capire dove approfondire la conoscenza dell'edificio ed evitare di eseguire test in quelle invece poco utili.

L'indice di sensibilità al miglioramento viene calcolato in maniera analoga al caso precedente; indice di vulnerabilità massimo è dato dalla variazione dei parametri di ogni gruppo.

$$\alpha_{MAX} = \max(\alpha_{MEDI0}; \alpha_{[2,G_k]}; \alpha_{[3,G_k]})$$

Anche in questo caso l'indice di sensibilità rappresenta la variazione percentuale dell'indice di vulnerabilità rispetto al valore medio:

$$I_S = \frac{\alpha_{MEDI0} - \alpha_{MAX}}{\alpha_{MEDI0}}$$

La sensibilità al miglioramento è importante per l'individuazione delle zone della struttura in cui un consono intervento contribuisce maggiormente al miglioramento strutturale. L'obiettivo legato al miglioramento è quello di intervenire solamente nelle zone più rilevanti trascurando quelle in cui un intervento non porterebbe a elevati miglioramenti in termini di vulnerabilità sismica.

Una volta calcolati gli indici è necessario procedere alla loro suddivisione in 3 livelli o classi di sensibilità (SC) a seconda che il gruppo abbia parametri molto sensibili, mediamente sensibili o poco sensibili. Il software individua automaticamente delle soglie di confine tra le diverse classi dividendo per tre il massimo valore percentuale di sensibilità.

L'attribuzione di una classe di sensibilità a ogni variabile permette così di individuare quali tipologie di indagini sull'edificio siano più utili, in modo da potersi concentrare su quelli che portano a un'incertezza maggiore.

A questo punto vengono quindi programmate e eseguite le analisi che portano all'attribuzione di un livello di conoscenza (LC) che differisce per ogni diverso parametro. Il risultato delle analisi porta inoltre a confermare o aggiornare i valori medi dei parametri stimati in precedenza e in qualche caso a ridurre l'intervallo di variazione.

Come introdotto nei prossimi paragrafi, avendo a disposizione le classi di sensibilità e i livelli di conoscenza dei parametri, è possibile stimare il nuovo fattore di confidenza.

Metodo per la definizione del fattore di confidenza e valutazione della sicurezza sismica

Per la definizione del fattore di confidenza viene introdotto un nuovo parametro chiamato *Residual Uncertainty* (RU). L'incertezza residua tiene conto della differenza tra la classe di sensibilità e il livello di conoscenza di ogni parametro; tale indice risulta un numero compreso tra 0 e 2 dato che la sensibilità e la conoscenza vengono valutate attraverso una suddivisione in 3 livelli.

$$RU_K = SC_K - LC_K \geq 0$$

Nel caso in cui si ottenesse un RU minore di zero il parametro viene definito nullo a prescindere; i gruppi di parametri in cui $RU=0$ sono quelli per cui o la conoscenza è approfondita al massimo livello ($LC=3$) o la loro incompleta conoscenza non porta a variazioni sensibili della sicurezza sismica.

Se i Gruppi assumono invece valori di 1 o 2 significa che le indagini eseguite non hanno eliminato del tutto l'incertezza che influisce in maniera significativa sulla capacità dell'edificio. In questi casi è necessario applicare un FC da applicare al k-esimo gruppo scelto possibilmente tra quelli in cui sia l'incertezza residua che la sensibilità risultano massimi ($RU=2$, $SC=3$). Nel caso in cui il gruppo scelto non abbia la classe di sensibilità massima, si deve aggiungere 1 al valore di RU.

A questo punto può essere eseguita l'analisi del modello definitivo in cui si attribuisce il valore centrale dell'intervallo a tutti i parametri dei gruppi meno significativi mentre a quello che presenta la maggiore incertezza residua (X_{k^*}) viene assegnato un valore modificato attraverso il fattore di confidenza così calcolato:

$$X_{K^*} = X_{K^*,MEDI0} / FC$$

$$FC = \left\{ \frac{1}{3} \left[2 - RU^* + (RU^* + 1) \cdot \frac{X_{K^*,MIN}}{X_{K^*,MEDI0}} \right] \right\}^{-1}$$

In cui $X_{k^*,MIN}$ è il valore estremo dell'intervallo dei parametri del gruppo più significativo che producono il minore valore di vulnerabilità sismica a stato limite ultimo.

Con questo metodo si ottiene nuovo indice di vulnerabilità sismica che può essere confrontato con quelli ottenuti dalle analisi tradizionali, con fattori di confidenza variabili tra 1,1,2 e 1,35.

6.2 Applicazione dell'analisi al caso studio dei Magazzini del Sale

Per l'applicazione dell'analisi di sensibilità si è deciso di utilizzare il software 3MURI versione 11 prodotto da STA DATA di cui si ha a disposizione una licenza temporanea per studenti universitari; la scelta è ricaduta su questo software in quanto è quello utilizzato nell'esempio all'interno dell'articolo di riferimento e presenta una sezione dedicata all'analisi di sensibilità nella sezione di verifica della struttura.

Come descritto nel capitolo 5.3, si è proceduto alla costruzione di un nuovo modello di calcolo dello stato di fatto dei Magazzini del Sale con fattore di confidenza 1.35, basato, per geometrie e caratteristiche dei materiali, su quello precedentemente costruito con il software WinStrand. Per questo nuovo modello si sono ottenute le curve pushover di capacità per individuare i profili di carico più sfavorevoli e per scegliere quale analisi utilizzare come base per l'analisi di sensibilità. Le analisi più gravose risultano la 8 e la 24 che presentano un indice di vulnerabilità sismica rispettivamente di 0,631 e 0,601; dato che le due analisi riportano risultati molto simili si è deciso di utilizzare la prima.

L'indice di vulnerabilità relativo alle analisi da condurre viene quindi valutato con un carico proporzionale al primo modo di vibrare, applicato ortogonalmente all'asse principale dell'edificio (da nord verso sud) e con il nodo 42 come nodo di controllo.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	α SLV	α SLD	α SLO
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	0,96	0,55	2,05	0,36	0,53	0,30	0,53	0,631	1,409	1,759

A questo punto si può procedere a individuare i gruppi dei parametri, il valore medio dei singoli parametri e il range di variazione; nell'effettuare questa operazione va considerato che per l'analisi di sensibilità non si hanno a disposizione i risultati delle indagini effettuate sull'edificio per ottenere il livello di conoscenza LC3; la sensibilità viene valutata a priori ipotizzando di conoscere le sole caratteristiche geometriche dell'edificio e di aver effettuato solamente un rilievo speditivo per analizzare visivamente i materiali che compongono la struttura.

Vengono individuati i seguenti gruppi:

- GRUPPO 1, caratteristiche meccaniche della muratura del corpo centrale;
- GRUPPO 2 caratteristiche meccaniche della muratura del corpo ovest;
- GRUPPO 3, caratteristiche meccaniche della muratura del corpo est;
- GRUPPO 4, caratteristiche meccaniche dei cordoli in cemento armato, delle travi e dei pilastri;
- GRUPPO 5, tensione media a rottura dei ferri d'armatura di corpoli e pilastri;
- GRUPPO 6, rigidezza del solaio in cemento armato del primo livello nel corpo centrale;
- GRUPPO 7, rigidezza dei due solai in cemento armato del corpo ovest;
- GRUPPO 8, rigidezza delle volte a botte presenti nei 3 vani centrali di ogni diversa sezione dell'edificio;

La divisione in zone della muratura è evidenziata nella seguente immagine; le murature di confine tra corpo ovest-corpo centrale e corpo centrale-corpo est sono state inserite nel gruppo 1.

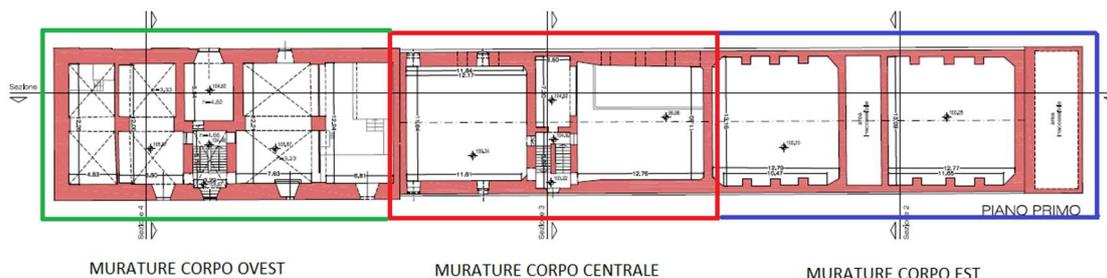


Figura 54. Suddivisione delle murature nei 3 gruppi

La scelta è ricaduta su questi gruppi perché considerati rappresentativi di tutte le maggiori incertezze riguardanti l'edificio. Infatti gli altri elementi che potevano essere indagati, ossia il solaio della copertura piana del lato ovest e la copertura a falde dei corpi centrale e est, non presentano particolari incertezze; il solaio del lato ovest viene considerato infinitamente rigido perché composto da volte a crociera sormontate da più di 20 centimetri di calcestruzzo armato mentre la rigidità del tetto a falde è talmente bassa da poter essere ritenuta trascurabile.

Avendo individuato 8 gruppi, si richiede al software di analizzare 17 combinazioni di analisi al fine di valutare la sensibilità dei parametri.

In riferimento al valore medio e dei limiti superiori e inferiori dei parametri si sono avanzate le seguenti ipotesi:

- Per i tre gruppi che considerano le caratteristiche della muratura si è deciso di far variare il modulo elastico (E) il modulo di taglio (G) la resistenza a compressione (f_m) e la resistenza media a taglio (τ_0). I valori massimi dell'intervallo di variazione sono quelli forniti dalla tabella C8A.2.1 della Circolare 617/2009 mentre i valori minimi sono stati ottenuti dividendo il limite inferiore dell'intervallo fornito dalla circolare per 1,35 in modo da considerare come caso peggiore quello corrispondente al livello di conoscenza LC1.
- Vengono considerate come caratteristiche medie del calcestruzzo quelle del C16/20, prendendo come intervallo di variazione le proprietà del C12/15 come limite inferiore e del C20/25 come limite superiore.
- Si suppone per le strutture in acciaio l'utilizzo del B450C ma viene impostato un range di variazione della tensione media a rottura che comprenda acciai qualitativamente inferiori.
- Le rigidità dei solai in cemento armato (modulo elastico e modulo di taglio) sono considerate identiche nelle due direzioni planari e viene fatto variare lo spessore, calcolato assimilando la sezione a travetti di questi solai a un rettangolo equivalente. Tutti i solai risultano avere uno spessore medio equivalente di 22 cm tranne un solaio del corpo ovest che ha uno spessore di 18 cm.
- Vengono utilizzate come rigidità medie delle volte in muratura quelle calcolate automaticamente dal programma in base alla tipologia del materiale e della struttura muraria. L'incertezza maggiore di questo gruppo è relativa allo spessore delle volte che viene fatto variare tra un minimo di 18 cm e un massimo di 22 cm.

La seguente tabella riassume la suddivisione in gruppi di parametri e la variazione di ognuno di essi.

ANALISI DI SENSIBILITA' VARIAZIONE DEI PARAMETRI							
Gruppo	Descrizione	Parametro	Simbolo	UM	Valore medio	Valore min	Valore max
G1	Caratteristiche muratura corpo centrale	Modulo elastico	E	[N/mm ²]	1.634	1.288	1.980
		Modulo di taglio	G	[N/mm ²]	545	430	660
		Resistenza compressione	f _m	[N/cm ²]	287	193	380
		Resistenza a taglio media	τ ₀	[N/cm ²]	5,75	4,10	7,40
G2	Caratteristiche muratura corpo ovest	Modulo elastico	E	[N/mm ²]	1.634	1.288	1.980
		Modulo di taglio	G	[N/mm ²]	545	430	660
		Resistenza compressione	f _m	[N/cm ²]	287	193	380
		Resistenza a taglio media	τ ₀	[N/cm ²]	5,75	4,10	7,40
G3	Caratteristiche muratura corpo ovest	Modulo elastico	E	[N/mm ²]	1.634	1.288	1.980
		Modulo di taglio	G	[N/mm ²]	545	430	660
		Resistenza compressione	f _m	[N/cm ²]	287	193	380
		Resistenza a taglio media	τ ₀	[N/cm ²]	5,75	4,10	7,40
G4	Caratteristiche cls cordoli e pilastri	Modulo elastico	E	[N/mm ²]	28.524	27.085	29.962
		Modulo di taglio	G	[N/mm ²]	11.885	11.285	12.484
		Resistenza media a compr.	f _{cm}	[N/mm ²]	24	20	28
G5	Armatura CA	Tensione media a rottura	f _{ym}	[N/mm ²]	425	300	550
G6	Rigidità solaio corpo centrale	Spessore	s	[cm]	22	21	23
		Modulo elastico direzione x	E _x	[N/mm ²]	28.600	27.100	30.100
		Modulo elastico direzione y	E _y	[N/mm ²]	28.600	27.100	30.100
		Modulo di taglio	G	[N/mm ²]	11.900	11.300	12.500
G7	Rigidità solai corpo ovest	Spessore	s	[cm]	22 (18)	21 (17)	23 (19)
		Modulo elastico direzione x	E _x	[N/mm ²]	28.600	27.100	30.100
		Modulo elastico direzione y	E _y	[N/mm ²]	28.600	27.100	30.100
		Modulo di taglio	G	[N/mm ²]	11.900	11.300	12.500
G8	Rigidità volte dei corpi scala	Spessore	s	[cm]	20	18	22
		Modulo elastico direzione x	E _x	[N/mm ²]	700	600	800
		Modulo elastico direzione y	E _y	[N/mm ²]	700	600	800
		Modulo di taglio	G	[N/mm ²]	235	200	270

E' quindi possibile effettuare l'analisi di sensibilità che evidenzia l'incidenza della sensibilità di ogni gruppo attraverso la variazione percentuale della vulnerabilità sismica rispetto all'analisi in cui si utilizzano i valori medi dei parametri di ogni gruppo.

Il software 3MURI costruisce un grafico che racchiude sinteticamente i risultati dell'analisi in riferimento a ogni gruppo. In rosso viene indicata la sensibilità al miglioramento ossia di quanto si incrementi il parametro di vulnerabilità sismica in seguito a un miglioramento delle caratteristiche meccaniche di un determinato gruppo rispetto al valor medio; in blu invece viene indicata la sensibilità conoscitiva che considera la variazione negativa della vulnerabilità sismica data del peggioramento delle caratteristiche meccaniche di ogni gruppo rispetto al valor medio.



Figura 55. Grafico dell'analisi di sensibilità ricavato con il software 3MURI

Come si può notare dal grafico gli unici gruppi rilevanti in termini di sensibilità risultano i primi 4, ossia quelli relativi alle caratteristiche della muratura e del calcestruzzo; in particolare il gruppo che manifesta una maggiore influenza nel risultato è quello della **muratura del corpo centrale** seguito da quello della muratura nella zona est.

Questo risultato appare verosimile in quanto l'edificio ha come principale struttura portante proprio le murature mentre le strutture in cemento armato e acciaio sono molto meno estese di conseguenza meno importanti nel valutare la risposta dell'edificio.

Si decide quindi di ipotizzare l'esecuzione delle prove tramite martinetto piatto doppio nella zona centrale dell'edificio e non più in zone casuali come fatto nel caso reale per ottenere il livello di conoscenza LC3. Per semplicità si assume di effettuare nuovamente 3 prove e che esse conducano agli stessi risultati esposti nel capitolo e riportati nella seguente tabella.

Prove su muratura corpo centrale		
E	[N/mm ²]	3.170
G	[N/mm ²]	1.056
f _m	[N/cm ²]	253
τ ₀	[N/cm ²]	7,00

I valori di resistenza a compressione e a taglio ricadono all'interno dell'intervallo di variazione ipotizzato mentre il modulo elastico e il modulo di taglio risultano superiori al valore massimo. Per ogni parametro è necessario prendere il valore ottenuto dalla prove come valore centrale e impostare nuovamente il range di variazione, in modo che sia proporzionale a quello utilizzato nella prima ipotesi.

Per la muratura del corpo centrale si assume un livello di conoscenza alto (LCH) perché le prove effettuate in quella zona hanno portato a caratterizzare in maniera del tutto soddisfacente il materiale; per la muratura

dei corpi ovest e est si indica un livello di conoscenza medio (LCM) poiché, anche se non vengono effettuate delle prove di caratterizzazione direttamente su di esse, l'uniformità della muratura su tutto l'edificio porta ad affermare che i loro parametri di resistenza non si discostino troppo da quelli ottenuti in seguito alle prove effettuate nel corpo centrale.

È possibile, a questo punto, stimare per ogni gruppo la classe di sensibilità (SC), il livello di conoscenza (LC) e l'incertezza residua (RU) relativa a ogni gruppo al fine di individuare il gruppo su cui applicare il fattore di confidenza.

ANALISI DI SENSIBILITA'				
Gruppo	Descrizione	SC	LC	RU
G1	Caratteristiche muratura corpo centrale	3	3	0
G2	Caratteristiche muratura corpo ovest	1	2	0
G3	Caratteristiche muratura corpo est	3	2	1
G4	Caratteristiche cls cordoli e pilastri	1	1	0
G5	Armatura CA	1	1	0
G6	Rigidezza solaio corpo centrale	1	1	0
G7	Rigidezza solai corpo ovest	1	1	0
G8	Rigidezza volte dei corpi scala	1	1	0

LEGENDA	
	Gruppo più significativo
SC=3	Livello di sensibilità alto
SC=2	Livello di sensibilità medio
SC=1	Livello di sensibilità basso
LC=3	Conoscenza Accurata
LC=2	Conoscenza Adeguata
LC=1	Conoscenza Limitata

L'unico gruppo che riporta un'incertezza residua diversa da zero è quello relativo alle caratteristiche meccaniche della muratura della zona est. Si procede quindi a calcolare il fattore di confidenza dei parametri del gruppo 3 mentre per i restanti gruppi è possibile utilizzare il valore medio delle caratteristiche ipotizzato precedentemente o ottenuto dalle prove sui materiali.

6.3 Risultati dell'analisi di sensibilità: calcolo dei fattori di confidenza

Per il calcolo del fattore di confidenza del gruppo si ricorre alla seguente formula:

$$FC = \left\{ \frac{1}{3} \left[2 - RU^* + (RU^* + 1) \cdot \frac{X_{K^*,MIN}}{X_{K^*,MEDIO}} \right] \right\}^{-1}$$

Il valore di $X_{K^*,MIN}$ è ottenuto, per ogni parametro, individuando un nuovo range di variazione intorno al valor medio ottenuto dalle prove sulla muratura del corpo centrale. Tale range è proporzionale a quello individuato nella stima iniziale delle caratteristiche del materiale. Attraverso questa operazione si sono ottenuti i nuovi valori minimi dell'intervallo di variazione riassunti nella seguente tabella.

Valori minimi intervallo di variazione del gruppo 3		
E_{min}	[N/mm ²]	2.499
G_{min}	[N/mm ²]	833
$f_{m, min}$	[N/cm ²]	170
$\tau_{0, min}$	[N/cm ²]	4,99

Utilizzando la formula indicata in precedenza si ottengono i seguenti fattori di confidenza:

Fattore di confidenza del gruppo 3		
FC_E	[-]	1,16
FC_G	[-]	1,16
FC_{f_m}	[-]	1,28
FC_{τ_0}	[-]	1,24

Si può notare come questo caso i fattori di confidenza siano diversi tra di loro e non si attestino a valori standard come nella metodologia proposta da normativa; i fattori di confidenza relativi alla resistenza a compressione e a taglio risultano i maggiori e si posizionano ipoteticamente tra LC2 e LC3 mentre i fattori relativi al modulo elastico e modulo di taglio risultano inferiori al livello di conoscenza intermedio delle NTC08 ($FC=1,2$). In ogni caso questi fattori di confidenza dipendono dal range di variazione applicato quindi, più il progettista è sicuro del valore di un parametro, più il fattore di confidenza risulta minore.

Nella modellazione si assumono quindi i nuovi valori di resistenza per la muratura del corpo est mentre per le altre zone dell'edificio si utilizzano i valori ottenuti dalle prove. I nuovi valori, ottenuti moltiplicando il valor medio per il nuovo fattore di confidenza, sono riassunti nella seguente tabella.

Nuovi valori dei parametri del gruppo 3		
E^*_{G2}	[N/mm ²]	2.723
G^*_{G2}	[N/mm ²]	907
$f_m^*_{G2}$	[N/cm ²]	198
$\tau_0^*_{G2}$	[N/cm ²]	5,66

È ora possibile confrontare i risultati derivanti da questa nuova tipologia di analisi con quelli ottenuti da una stima dei fattori di confidenza nelle modalità previste da normativa. Il confronto, presentato nel capitolo 7, è effettuato paragonando i parametri di vulnerabilità sismica e i costi di intervento.

7. Risultati e confronto tra le analisi con differenti fattori di confidenza

Dopo aver effettuato l'analisi di sensibilità è necessario comprendere quali benefici possano derivare da questa nuova tipologia di approccio rispetto alle procedure di intervento standardizzate sugli edifici esistenti in muratura.

Dalle analisi introdotte nei precedenti capitoli si sono sviluppati i seguenti modelli di calcolo:

- Modello di calcolo preliminare della struttura realizzato con DOLMEN 2016 assimilando le murature a un telaio equivalente e utilizzando un livello di conoscenza LC1 (FC=1,35)
- Modello di calcolo della struttura realizzato con WinStrand e 3MURI con metodo FME utilizzando un livello di conoscenza LC1 (FC=1,35)
- Modello di calcolo della struttura realizzato con WinStrand e 3MURI con metodo FME utilizzando un livello di conoscenza LC31 (FC=1,00) in seguito alle prove approfondite effettuate su tutto l'edificio.
- Modello di calcolo della struttura realizzato con WinStrand e 3MURI con metodo FME utilizzando l'analisi di sensibilità e i relativi fattori di confidenza nell'ipotesi dell'esecuzione mirata delle indagini solamente sulle murature del corpo centrale.

I Modelli sopra elencati sono relativi allo stato di fatto della struttura. Risulta interessante valutare sia la diversa risposta globale al sisma in termini di vulnerabilità sismica sia il diverso costo delle prove sui materiali e degli interventi da effettuare sulla muratura nel caso di un miglioramento sismico.

Nei prossimi capitoli vengono analizzati esclusivamente i costi di intervento relativi alle murature, trascurando eventuali interventi sulle opere in CA e sulla copertura. I parametri di calcolo per le murature utilizzati in ogni modello sono riassunti nelle seguenti tabelle.

PARAMETRI DI CALCOLO MURATURA MODELLAZIONE DOLMEN LC1 (FC=1,35)		
FC	[-]	1,35
E	[N/mm ²]	1.500
G	[N/mm ²]	500
ρ	[kg/m ³]	2.100
ν	[-]	0,1
f_m	[N/cm ²]	260
τ_0	[N/cm ²]	5,60
f_{bkh}	[N/cm ²]	1.000
f_{vk0}	[N/cm ²]	20

PARAMETRI DI CALCOLO MURATURA MODELLAZIONE ENEXSYS E 3MURI LC1 (FC=1,35)		
FC	[-]	1,35
E	[N/mm ²]	1.740
G	[N/mm ²]	850
ρ	[kg/m ³]	2.100
ν	[-]	0,1
f_m	[N/cm ²]	260
τ_0	[N/cm ²]	5,60
f_{bkh}	[N/cm ²]	1.000
f_{vk0}	[N/cm ²]	20

PARAMETRI DI CALCOLO MURATURA MODELLAZIONE ENEXSYS E 3MURI LC3 (FC=1)		
FC	[-]	1
E	[N/mm ²]	3.170
G	[N/mm ²]	1.056
ρ	[kg/m ³]	2.100
ν	[-]	0,1
f_m	[N/cm ²]	253
τ_0	[N/cm ²]	7,00
f_{bkh}	[N/cm ²]	1.000
f_{vk0}	[N/cm ²]	20

PARAMETRI DI CALCOLO MURATURA MODELLAZIONE ENEXSYS E 3MURI (ANALISI DI SENSIBILITA')		
FC (centrale-ovest)	[-]	1
E	[N/mm ²]	3.170
E_{est}	[N/mm ²]	2.723
G	[N/mm ²]	1.056
G_{est}	[N/mm ²]	907
ρ	[kg/m ³]	2.100
ν	[-]	0,1
f_m	[N/cm ²]	253
$f_{m,est}$	[N/cm ²]	198
τ_0	[N/cm ²]	7,00
$\tau_{0,est}$	[N/cm ²]	5,66
f_{bkh}	[N/cm ²]	1.000
f_{vk0}	[N/cm ²]	20

Per la modellazione con WinStrand e 3MURI per LC1 si sono seguite le indicazioni della normativa (circolare 617/2009) che prevedono l'utilizzo dei valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 delle murature in pietra a spacco con buona tessitura per le resistenze e dei valori medi per i moduli elastici.

Nella modellazione con LC1 realizzata con DOLMEN in fase preliminare, si è deciso di utilizzare i valori minimi degli intervalli anche per quanto riguarda il modulo elastico e di taglio come ipotesi a ulteriore favore di sicurezza.

La resistenza caratteristica in direzione orizzontale nel piano della parete (f_{bkh}) e la resistenza caratteristica a taglio (f_{vk}) rappresentano valori limite che, se non hanno valori troppo bassi, non influenzano le verifiche; per questo motivo vengono assunti uguali per tutti i tipi di modellazione.

7.1 Confronto della vulnerabilità sismica dell'edificio

Il confronto della vulnerabilità sismica per i diversi fattori di confidenza adottati viene effettuato sui modelli realizzati con 3MURI. Questo viene eseguito comparando i risultati dell'analisi pushover per una delle 24 combinazioni calcolate dal software.

Si è scelto di confrontare i risultati in termini di vulnerabilità sismica nei confronti dell'analisi n° 8 ossia quella in cui si considerano forze incrementali di piano ortogonali all'asse principale dell'edificio, provenienti da nord e applicate senza eccentricità. La seguente tabella riassume quanto ottenuto.

CONFRONTO VULNERABILITA' SISMICA PER I DIFFERENTI FATTORI DI CONFIDENZA						
FC	Direz. sisma	Carico proporzionale	Ecc.	α SLV	α SLD	α SLO
1,35	Y-	1°modo	0	0,631	1,409	1,759
1	Y-	1°modo	0	1,105	2,582	3,255
SENS	Y-	1°modo	0	1,084	2,491	3,137

Come si può notare il modello ottenuto applicando un fattore di confidenza 1,35 ai parametri forniti dalla normativa risulta l'unico con una vulnerabilità allo stato limite di salvaguardia della vita minore di 1. Il modello realizzato con il livello di conoscenza LC3 risulta invece verificato, seppur di poco, poiché in esso migliorano le caratteristiche meccaniche, i moduli elastici e di taglio di tutti i materiali che compongono la struttura.

Il modello ottenuto dall'analisi di sensitività riporta valori di α più bassi di quello che utilizza FC=1 ma molto simili. Il risultato appare conforme a quanto ci si aspetta da questo tipo di analisi.

Infatti per questo modello vengo utilizzati gli stessi parametri per la muratura del corpo centrale e del corpo ovest del modello con FC=1 mentre variano le caratteristiche meccaniche della muratura del corpo est, del cemento armato e degli orizzontamenti. La variazione dei parametri del cemento armato e degli orizzontamenti, come evidenziato dal grafico dell'analisi di sensibilità non porta a avere variazione notevoli

in termini di vulnerabilità; la diminuzione della resistenza della muratura est rispetto a LC3 porta invece a un esiguo abbassamento del valore di α .

Si può concludere quindi che, per il caso in esame, l'esecuzione di prove mirate in seguito all'applicazione dell'analisi di sensibilità conduce a risultati verosimili e discretamente accurati in termini valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico dell'edificio.

7.2 Stima dei costi delle prove sui materiali

Avendo constatato che il modello realizzato attraverso l'utilizzo dell'analisi di sensibilità simula in maniera corretta il comportamento dell'edificio sotto l'azione sismica, resta da valutare quali vantaggi sono portati da questo metodo in termini economici relativamente agli interventi di miglioramento da effettuare sulle strutture.

In prima istanza va considerata la differenza di costo relativa alle prove sui materiali per ogni livello di conoscenza previsto.

I costi di riferimento non sono quelli delle prove effettivamente effettuate in situ (per LC3) dalla società 4emme service S.p.a. in quanto di esse si possiede solamente il costo totale delle prove inficiato da ribassi di gara. Per stimare il costo di ogni singola prova si è chiesto un preventivo al laboratorio di prove sui materiali *Engineering Controls* srl di Madonna dell'olmo (CN). La società ha fornito i costi unitari aggiornati a novembre 2017 di ogni tipologia di prova prevista per strutture in cemento armato e muratura portante; questi costi sono stati rapportati al numero di prove effettuate nella realtà e al costo totale ottenuto è stata aggiunta l'IVA (22%) al fine di ottenere il costo totale per la caratterizzazione della struttura.

Nelle seguenti tabelle vengono indicati i costi delle prove relativi a ognuno dei livelli di conoscenza previsti.

COSTO PROVE LC1 FC=1,35					
Materiale analizzato	Tipo di prova	Costo unitario	n° prove	Costo totale	
Muratura, Cls, Armature	Rilievo in situ+ rilievo ferri con pacometro	€ 60,00	10	€ 600,00	
Muratura, Cls, Armature	Relazione finale sulle prove e certificazioni	€ 264,00	1	€ 264,00	
				TOT	€ 864,00
				TOT+IVA	€ 1.054,08

COSTO PROVE LC3 (FC=1,00)					
Materiale analizzato	Tipo di prova	Costo unitario	n° prove	Costo totale	
Muratura	Martinetto piatto	€ 1.400,00	3	€ 4.200,00	
Calcestruzzo	Microdurometro, sclerometro, ultrasuoni	€ 80,00	6	€ 480,00	
Calcestruzzo	Prova di carico	€ 1.350,00	2	€ 2.700,00	
Calcestruzzo	Carotaggi+taglio provini	€ 170,00	6	€ 1.020,00	
Calcestruzzo	Prova di compressione	€ 15,00	6	€ 90,00	
Armature	Prelievo	€ 90,00	3	€ 270,00	
Armature	Prova di trazione	€ 25,00	3	€ 75,00	
Muratura, Cls, Armature	Rilievo in situ+ rilievo ferri con pacometro	€ 60,00	24	€ 1.440,00	
Muratura, Cls, Armature	Relazione finale sulle prove e certificazioni	€ 264,00	1	€ 264,00	
				TOT	€ 10.539,00
				TOT+IVA	€ 12.857,58

COSTO PROVE ANALISI DI SENSIBILITA'				
Materiale analizzato	Tipo di prova	Costo unitario	n° prove	Costo totale
Muratura	Martinetto piatto	€ 1.400,00	3	€ 4.200,00
Muratura, Cls, Armature	Rilievo in situ+ rilievo ferri con pacometro	€ 60,00	10	€ 600,00
Muratura, Cls, Armature	Relazione finale sulle prove e certificazioni	€ 264,00	1	€ 264,00
TOT				€ 5.064,00
TOT+IVA				€ 6.178,08

Per il livello di conoscenza LC1 e per l'analisi di sensibilità viene comunque previsto un rilievo in situ con prove visive sulla muratura e prove pacometriche su alcune strutture in CA per comprendere per ogni zona diversa le geometrie e le posizioni dei ferri che, in fase di modellazione, vengono considerate prive di incertezze.

Come si può notare il costo delle prove da effettuare per l'analisi di sensibilità risulta dimezzato rispetto a quello ricavato per ottenere il livello di conoscenza LC3; infatti, dovendo caratterizzare solamente la muratura del corpo centrale con l'utilizzo del martinetto piatto, si sono evitate le numerose prove previste dalla normativa per la caratterizzazione del cemento armato che risulta poco influente nella valutazione della risposta dell'edificio.

L'analisi di sensibilità diminuisce quindi il numero di prove da effettuare e le indirizza nelle zone dell'edificio che maggiormente influenzano il suo comportamento a livello dinamico.

7.3 Stima dei costi di intervento

La stima dei costi di intervento viene effettuata utilizzando come riferimento il Prezzario Regione Liguria 2017. Per ognuno dei 4 modelli realizzati (Dolmen con FC=1,35, WinStrand con FC=1,35, FC=1 e FC da analisi di sensibilità) si effettua un computo metrico estimativo della spesa prevista per il miglioramento sismico della struttura.

Gli interventi previsti sulla muratura, per tutti i livello di approfondimento delle indagini sono i seguenti:

- Nuove opere in muratura: previste per la chiusura della parte crollata nella testata est dell'edificio;
- Nuove opere in CA: consistono nella realizzazione del cordolo sommitale posizionato sopra la nuova muratura del corpo est;
- Consolidamento delle murature esistenti attraverso iniezione di malta per tutti i segmenti di parete non verificati (i costi di questa lavorazione sono stati considerati nella parte architettonica del progetto all'interno degli interventi per il degrado);
- Tiranti metallici per il miglioramento sismico: in questa voce ricade la rimozione delle catene esistenti, la creazione di incastri nelle murature e il posizionamento e la tesatura dei nuovi tiranti dove necessario.

Le prime due voci, trattandosi di nuove opere, hanno lo stesso costo per ogni diverso modello mentre le voci *c* e *d* dipendono dal numero di pareti/mesh che risultano non verificate nelle analisi svolte dai softwares di calcolo.

Per individuare le porzioni di parete non verificate nel modello di DOLMEN si sono identificate le aste del telaio equivalente riportano dei problemi e ad ognuna di esse è stata associata una porzione di parete. Questa

procedura risulta molto conservativa poiché per piccola porzione di asta non verificata viene considerata non verificata l'intera parete associata a tale asta e quindi si può andare a considerare superfici molto estese (30-40 m² per ogni asta); ci si aspetta quindi che il modello a telaio equivalente presenti costi d'intervento maggiori.

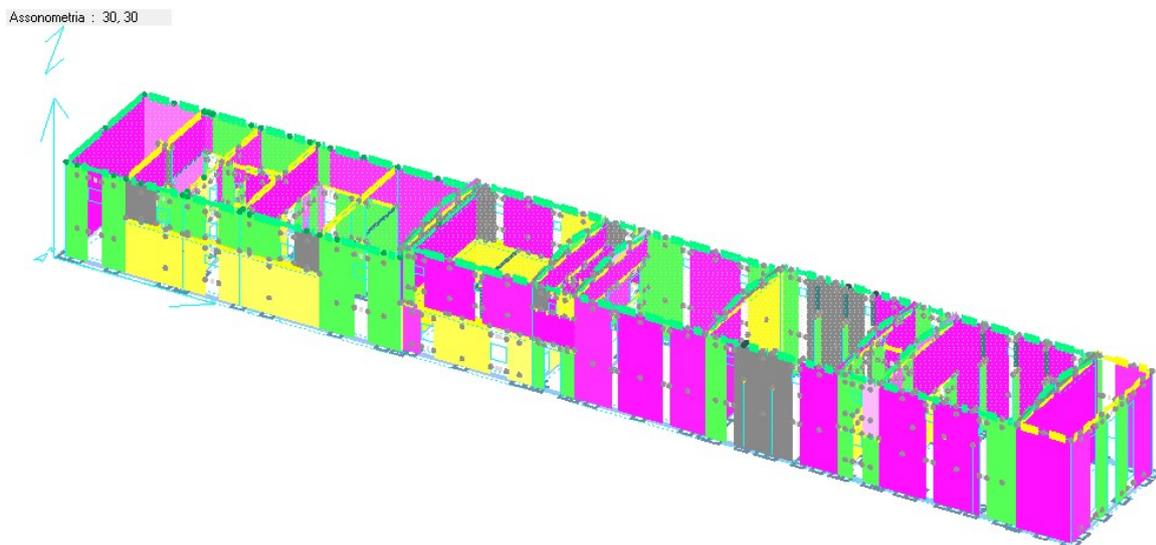


Figura 56. Output delle murature non verificate dal software DOLMEN. In grigio sono indicate le murature che non soddisfano la verifica sismica fuoripiano, in giallo quelle che non soddisfano la verifica a taglio, in viola quelle che non soddisfano le verifiche a presso flessione. In verde sono indicate le murature verificate.

Per i modelli realizzati con il software WinStrand si procede a individuare unicamente le mesh non verificate a cui l'output del programma assegna il colore rosso. In questo modo, dato che ogni mesh rappresenta all'incirca un metro quadrato di superficie, il calcolo risulta più affinato e meno conservativo.

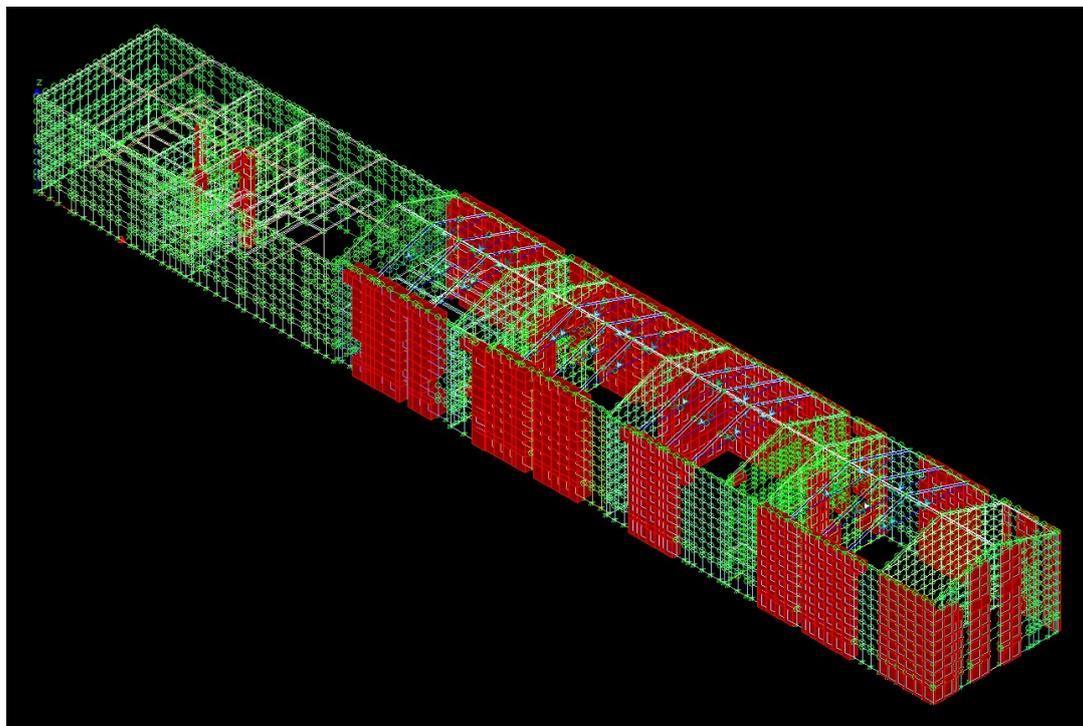


Figura 57. Output delle murature non verificate dal software WinStrand. In rosso sono indicate le murature non verificate del modello con livello di conoscenza LC1 e fattore di confidenza FC=1,3.

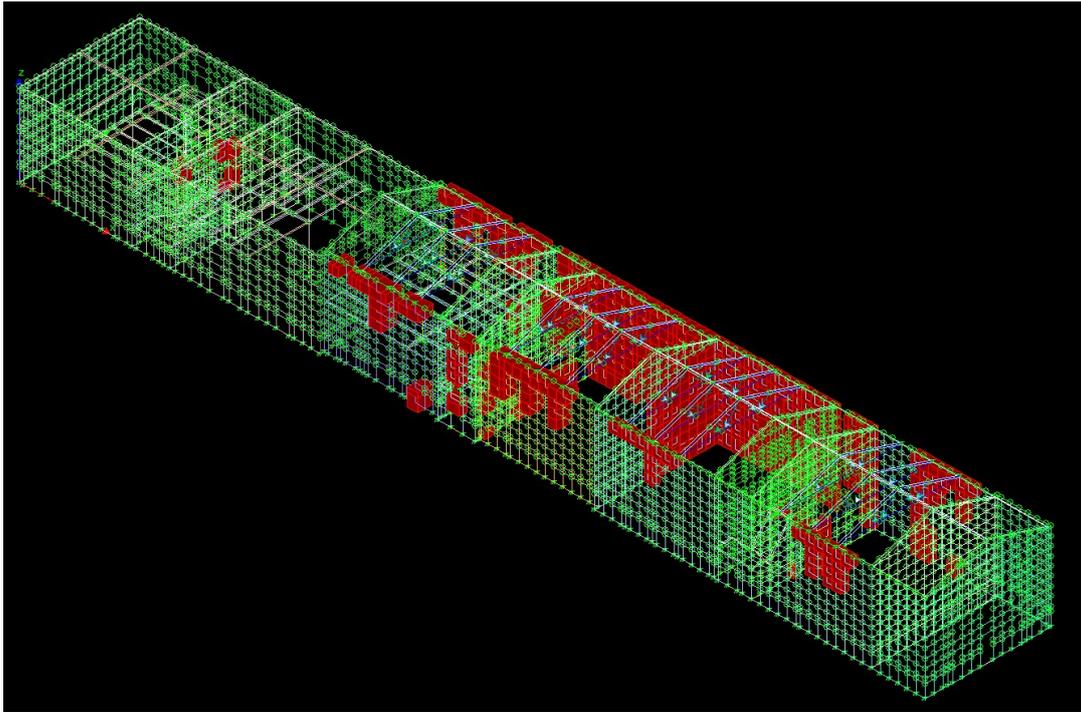


Figura 58. Output delle murature non verificate dal software WinStrand. In rosso sono indicate le murature non verificate del modello con livello di conoscenza LC3 e fattore di confidenza $FC=1,00$.

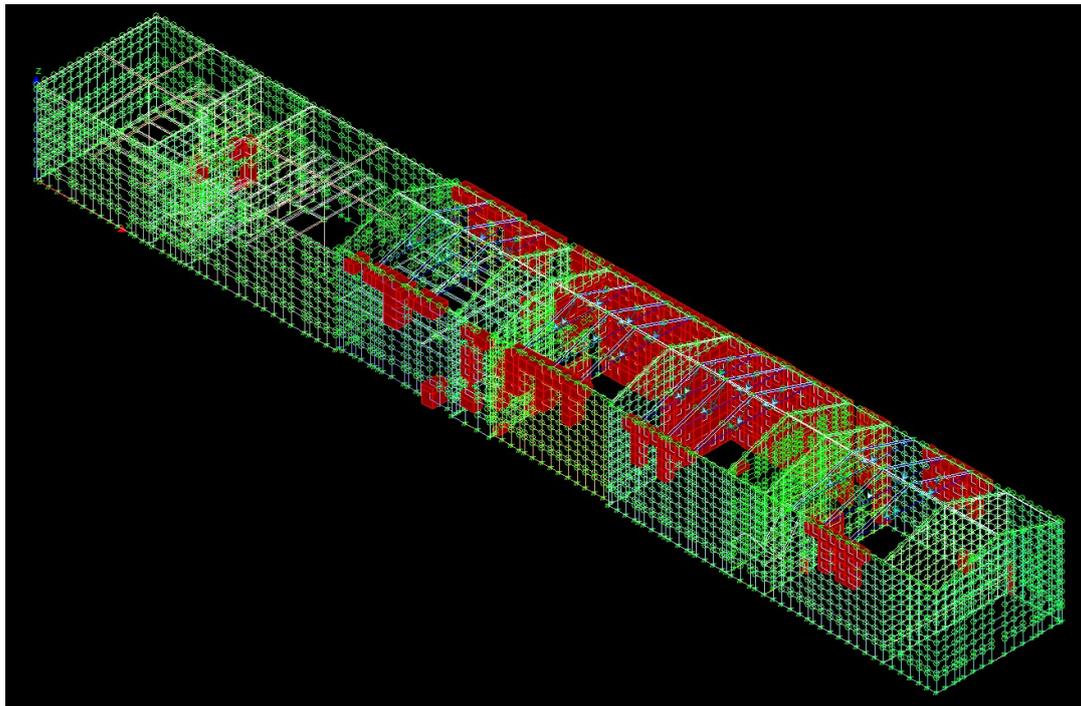


Figura 59. Output delle murature non verificate dal software WinStrand. In rosso sono indicate le murature non verificate del modello realizzato con l'analisi di sensibilità con fattore di confidenza applicato unicamente alla muratura del corpo ovest.

Come si può notare dalle figure precedenti il passaggio del modello con livello di conoscenza minimo LC1 a LC3 porta un notevole miglioramento in termini di murature verificate. I modelli con $FC=1,00$ e quello calcolato in seguito all'applicazione dell'analisi di sensibilità differiscono nella verifica solamente per piccole porzioni di muratura nella zona ovest.

In ogni zona non verificata si è deciso di intervenire sulla muratura con iniezioni di malta e di posizionare dei tiranti per contrastare i meccanismi di ribaltamento fuori dal piano. Le seguenti immagini indicano le posizioni di massima dei tirati e la tabelle riporta il loro numero e la lunghezza complessiva per ogni tipo di modellazione considerato, oltre che il calcolo della superficie di muratura non verificata.

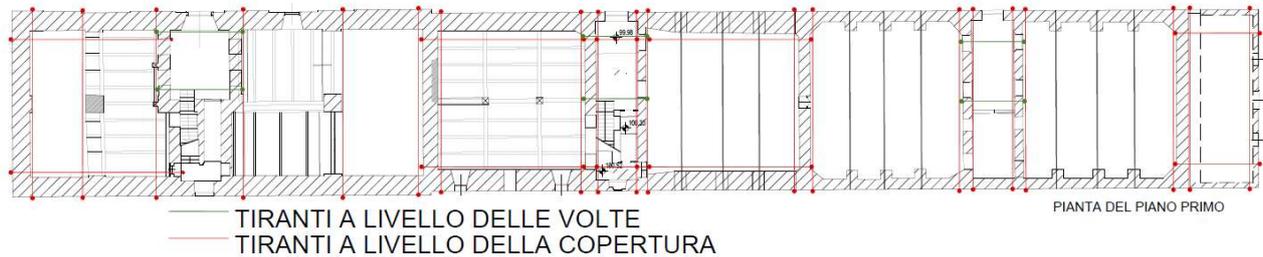


Figura 60. Posizione dei tiranti applicati al modello di DOLMEN con LC1

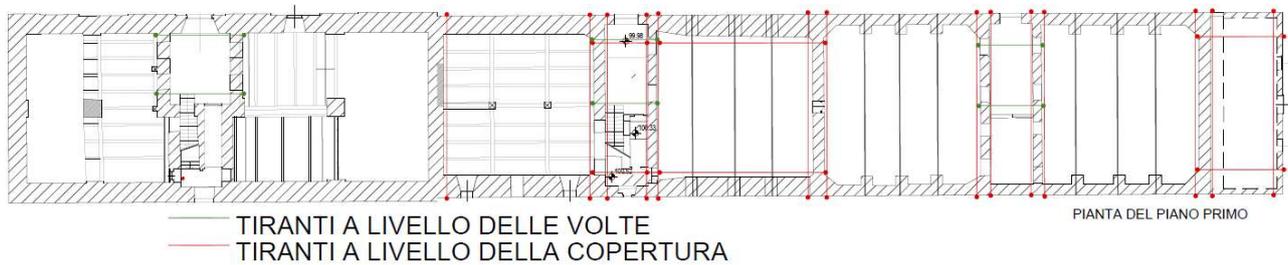


Figura 61. Posizione dei tiranti applicati al modello WinStrand con LC1

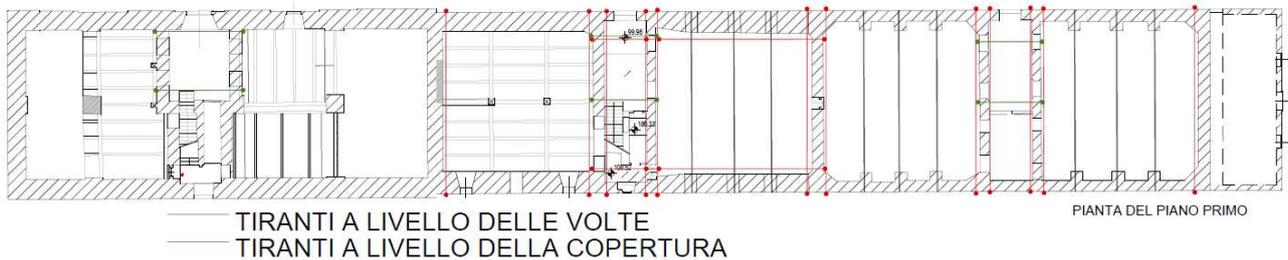


Figura 62. Posizione dei tiranti applicati al modello WinStrand con LC3



Figura 63. Posizione dei tiranti applicati al modello WinStrand costruito con l'analisi di sensibilità

COMPARAZIONE ECONOMICA RISULTATI					
FC	SOFTWARE DI ANALISI	Superficie muratura non verificata [m ²]	N° tiranti da inserire	Lunghezza tiranti [m]	N° scassi nella muratura
1,35	DOLMEN	2.455,00	36	448,90	72
1,35	ENEXSYS	1.152,00	26	298,20	52
1	ENEXSYS	576,00	22	254,20	44
SENS	ENEXSYS	582,00	24	284,40	48

Per ogni tipo di modellazione viene quindi realizzato un computo metrico estimativo (CME) in modo da poter confrontare i costi totali di intervento tra i diversi modelli considerati, come descritto nel capitolo 7.4; i computi ottenuti vengono allegati all'elaborato.

Tutte le voci di costo presenti vengono estratte del Prezzario delle opere edili ed impiantistiche della regione Liguria (2017), tranne quella relativa alla rimozione delle catene esistenti che è stata valutata attraverso un'analisi prezzo.

Analisi prezzo per la stima del costo di rimozione delle catene esistenti

Tutti i prezzi derivanti dall'analisi prezzo comprendono, ai sensi dell'art. 32 del D.P.R. 207/2010, una percentuale variabile tra il 13% e il 17% per spese generali, stabilita per la Regione Liguria nella misura del 15%, e una percentuale del 10% per utili di impresa.

All'interno delle singole analisi invece, al fine di evitare una doppia computazione, i prezzi delle risorse che le compongono sono indicati al netto delle spese generali e degli utili d'impresa così come indicato anche dalle note metodologiche del Prezzario Regione Liguria 2017.

Nel dettaglio l'analisi del prezzo è un procedimento attraverso il quale è possibile ottenere il costo di un'opera compiuta mediante la definizione dei suoi componenti e delle incidenze necessarie per la realizzazione dell'opera stessa, secondo la schematizzazione sotto riportata:

- a) Unità di tempo delle risorse umane.
- b) Quantità di prodotti/ prodotti da costruzione.
- c) Unità di tempo delle attrezzature.
- d) Spese generali pari al 15%.
- e) Utili d'impresa pari al 10% (questa percentuale viene applicata comprendendo anche le spese generali).

La somma a)+b)+c) è indicata come totale parziale. Il costo orario della manodopera impiegata nelle lavorazioni è fornito da prezzario. Per la rimozione delle catene viene previsto l'impiego di 3 operai, di cui uno qualificato e due comuni; si stima che essi riescano a rimuovere in orario ordinario di lavoro 10 m di acciaio all'ora.

Come prodotti da costruzione viene stimato il costo della miscela a base di calci idrauliche per chiudere il buco che si forma nella struttura dopo aver sfilato la catena, pari a 10 €/m di catena da estrarre. Inoltre non viene previsto l'utilizzo di particolari attrezzature, se non di quelle in normale dotazione agli operai.

Con la seguente tabella si è ottenuto il costo della voce di interesse pari a 24,62 €/m

CODICE	DESCRIZIONE DELLA LAVORAZIONE				u.m.
AP01	Rimozione di catena esistente mediante taglio e/o smontaggio del capochiave ed eventuale piastra di ancoraggio, sfilamento della catena dal paramento murario, iniezione del foro con miscela a base di calci idrauliche e comunque non cementizie fino a rifiuto, il calo in basso ed il trasporto a rifiuto del materiale non più utilizzabile, escluse le opere provvisorie da computarsi a parte.				m
	Elementi analisi	u.m.	quantità	importo parziale [€/u.m.]	importo tot [€/u.m.]
RU	Risorse Umane				€ 9,46
RU.M01.A01.010	Operaio IV livello	h	0,00	€ 38,17	€ 0,00
RU.M01.A01.020	Operaio Specializzato	h	0,00	€ 36,22	€ 0,00
RU.M01.A01.030	Operaio Qualificato	h	0,10	€ 33,71	€ 3,37
RU.M01.A01.040	Operaio Comune	h	0,20	€ 30,44	€ 6,09
PR	Prodotti da costruzione				€ 10,00
Ricerca di mercato	Materiale	m	1,00	€ 10,00	€ 10,00
AT	Attrezzature				€ 0,00
TP = RU+PR+AT	Totale parziale (RU+PR+AT)				€ 19,46
SG	Spese Generali				€ 2,92
	Spese Generali pari al 15% di TP [TP=RU+PR+AT]				€ 2,92
UI	Utile di Impresa				€ 2,24
	Utile dell'Appaltatore pari al 10% di TP+SG				€ 2,24
TOT=TP+SG+UI	TOTALE voce [TOT=TP+SG+UI]			€/m € 24,62	
	% Incidenza della manodopera				38,43%

7.4 Confronto economico tra i diversi livelli di approfondimento

Una volta redatti i CME e stimati i costi delle indagini per ogni grado di approfondimento considerato, si sono racchiusi nella seguente tabella i risultati ottenuti; è così possibile effettuare un confronto economico tra i diversi livelli di conoscenza raggiunti¹⁰.

COMPARAZIONE ECONOMICA RISULTATI				
FC	SOFTWARE DI ANALISI	COSTO LAVORAZIONI [€]	COSTO PROVE [€]	COSTO TOTALE [€]
1,35	DOLMEN	€ 333.206,23	€ 864,00	€ 334.260,31
1,35	WINSTRAND	€ 181.308,99	€ 864,00	€ 182.363,07
1	WINSTRAND	€ 113.554,65	€ 10.539,00	€ 126.412,23
SENS	WINSTRAND	€ 117.882,41	€ 5.064,00	€ 124.060,49

¹⁰ I costi degli interventi e i costi delle prove non comprendono l'IVA che vale rispettivamente il 10% e il 22% del costo totale

Si può facilmente notare come i costi totali, ossia quelli che comprendo i costi delle indagini e quelli di intervento sulla muratura dei Magazzini del Sale, hanno grosse variazioni in base ai livelli di conoscenza raggiunti e in base al tipo di modellazione utilizzata.

La modellazione della struttura attraverso l'ipotesi di telaio equivalente porta a considerare dei costi di intervento molto elevati a causa dell'eccessiva semplificazione del calcolo e della conservatività di questo modello in risposta alle azioni agenti. Pur considerando costi delle prove molto bassi, gli interventi sulla muratura portano ad avere costi totali eccessivi e non paragonabili ai modelli studiati con il metodo FEM e FME.

La modellazione con il software WinStrand porta a difformità relative al livello di approfondimento considerato; prendendo in esame i due casi in cui si è utilizzato il livello di conoscenza previsto da normativa (LC1 e LC3) si può notare come un approfondimento della conoscenza dei materiali abbia portato a una considerevole diminuzione dei costi di intervento che giustificano ampiamente l'aumento dei costi delle indagini.

Il costo totale ottenuto considerando il modello a cui è stata applicata l'analisi di sensibilità risulta simile a quello ottenuto dall'analisi con LC1. In questo caso, la voce del costo delle indagini è dimezzata perché, attraverso la nuova metodologia, si sono potuti individuare la porzione dell'edificio più sensibile alle azioni sismiche e il materiale su cui effettuare le prove.

La voce del costo degli interventi, rispetto a LC1, è aumentata poiché per la zona ovest si sono considerati parametri di resistenza della muratura inferiori a causa dell'applicazione dei nuovi fattori di confidenza; questo aumento di costo non è però troppo cospicuo e viene bilanciato dalla diminuzione dei costi delle prove.

E' possibile concludere quindi che, per il caso studio dei Magazzini del Sale, l'analisi di sensibilità porta a dei risultati degni di nota anche dal punto di vista economico. I risultati dimostrano infatti che i costi totali sono paragonabili a quelli ottenuti attraverso il massimo livello di approfondimento previsto da normativa.

8. Conclusioni

La modellazione dello stato di fatto degli ex Magazzini del Sale di Genova Sampierdarena si è rivelata un'operazione tutt'altro che banale; le scelte da effettuare in fase di analisi sono numerose e gli errori di valutazione possono portare a notevoli differenze nei costi di intervento.

Innanzitutto la scelta del software di calcolo risulta fondamentale; il modello a telaio equivalente realizzato con DOLMEN, seppur semplice da costruire ed analizzare, porta a ottenere risultati troppo conservativi che prevedrebbero costi troppo elevati per il miglioramento sismico delle murature e per l'idoneità statica.

La modellazione con il software 3MURI si è rivelata attendibile ma comunque rischiosa; infatti, anche se l'analisi statica non lineare è considerata la migliore per lo studio degli edifici in muratura, per lo specifico caso in esame, in cui l'edificio è privo in molte zone di orizzontamenti rigidi, l'analisi poteva portare a comportamenti non veritieri del modello. E' risultato quindi fondamentale, anche se ha previsto un onere computazionale notevole, incrementare la modellazione con il software WinStrand che ha permesso una verifica attendibile delle murature portanti dell'edificio attraverso la suddivisione in mesh delle pareti.

Un'altra scelta importante è quella relativa al livello di conoscenza da raggiungere; la normativa introduce i fattori di confidenza in modo da considerare l'incompleta conoscenza del manufatto in seguito a un inadeguato numero di prove di caratterizzazione dei materiali strutturali.

Molto spesso si è portati a pensare che impostando un livello di conoscenza minimo si abbiano costi di intervento maggiori ma che essi vengono comunque bilanciati da una accentuata diminuzione dei costi delle indagini. Questo ragionamento è veritiero in molti casi ma non per quanto riguarda il caso in esame; per edifici come i Magazzini del Sale, con una grande estensione in pianta e con notevole uniformità strutturale, è fondamentale un approfondimento al massimo il livello di conoscenza per diminuire i costi di intervento. Eseguendo le indagini in maniera esaustiva si ottiene un risparmio del 30% a livello di costo totale nel passaggio dal livello di conoscenza minimo LC1 al livello massimo LC3.

Per i risultati ottenuti dall'analisi di sensibilità occorre effettuare un ragionamento a parte. Per i due parametri analizzati, ossia la vulnerabilità sismica e il costo totale di prove e interventi, si ottengono valori molto simili a quelli ottenuti con il massimo livello di conoscenza da normativa e quindi si potrebbe concludere che quest'analisi non porti notevoli benefici rispetto a una modellazione con LC3.

Quest'assunzione non è corretta poiché sebbene non si siano ottenuti vantaggi economici l'analisi di sensibilità si è rivelata utile; essa ha permesso di individuare le zone dell'edificio più sensibili e, in base alla posizione e tipologia di elemento, è stato possibile definire un piano di indagini più efficaci e su misura dell'edificio.

Inoltre, dato non è stato possibile effettuare ulteriori prove sui materiali, si è ipotizzato che la muratura da investigare possieda gli stessi parametri di resistenza ottenuti dalle indagini per LC3; una variazione delle caratteristiche meccaniche date dalla realizzazione delle prove nella muratura nella zona centrale (sia migliorativa che peggiorativa), avrebbe portato a una stima più veritiera della risposta dell'edificio in quanto

per tutte le murature si sarebbero utilizzati i parametri di resistenza della zona più sensibile (a meno dei fattori di confidenza applicati dove è presente un'incertezza residua).

L'obiettivo dell'analisi di sensibilità è quello di cambiare l'approccio nello studio degli edifici esistenti; con l'attuale metodo il professionista deve come primo passo richiedere le prove sui materiali componenti l'edificio e poi iniziare la modellazione strutturale. Con l'analisi di sensibilità invece il punto di partenza è sempre un modello con parametri di resistenza medi che permette da subito di comprendere a grandi linee quale sia il comportamento statico e dinamico dell'edificio in modo da eseguire le indagini in un secondo momento in maniera più funzionale.

Infine, un altro importante vantaggio portato dall'analisi di sensibilità è quello di creare una scala gerarchica degli interventi; infatti se le risorse economiche scarseggiano, questo metodo permette di individuare in quali zone e quali tipologie di intervento effettuare con una certa priorità e quali lavorazioni possano essere considerate di completamento perché poco influenti nell'ambito del miglioramento sismico.

9. Bibliografia e sitografia

Riferimenti bibliografici:

Circolare Esplicativa 617, 2009. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circ. C.S.LI.Pp. No. 617 2/2/2009.

Codice dei beni culturali e del paesaggio, Decreto Legislativo 22 gennaio 2004, n. 42

CEN 2005 Eurocode 8 *“Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings”*, Brussels, Belgium.

NTC 2008. Norme tecniche per le costruzioni, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Decreto del 14 Gennaio 2008, G.U. S.O. n.30, 4 Febbraio.

Regione Liguria, *“Prezzario Opere Edili ed Impiantistiche - Regione Liguria”*, Genova, 2017.

A. Biondi, *“Analisi pushover, Verifica degli edifici esistenti e ottimizzazione dei nuovi”*, Palermo, Dario Flaccovio Editore, 2014.

A. Galasco, S. Lagomarsino, A. Penna, *“Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura”*, Milano, Anidis, 2001.

L. Gambarotta, S. Lagomarsino, *“Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: Continuum model and its applications”*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1997.

L. Gambarotta, S. Lagomarsino, *“Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: Continuum model and its applications”*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1997.

L. Gambarotta, S. Lagomarsino, *“Sulla risposta dinamica di pareti in muratura”*, La meccanica delle murature tra teoria e progetto, Atti del Convegno Nazionale, Messina, Gambarotta L. (ed.), 1996.

S. Lagomarsino, J. Haddad, S. Cattari, *“L'incompleta conoscenza nella valutazione sismica di edifici esistenti: definizione del fattore di confidenza attraverso l'analisi di sensibilità”*, Genova, Anidis, 2015.

G.Morabito S. Podestà, *“Edifici Storici in conglomerato cementizio armato”*, Palermo, Dario Flaccovio Editore, 2015.

M. A. Pisani, *“Consolidamento delle strutture: Guida ai criteri, ai manuali e alle tecniche più utilizzate”*, Milano Hoepli, 2012.

P. Scarzella M. Zerbinatti, *“Recupero e conservazione dell'edilizia storica”*, Firenze, Alinea Editore, 2009.

M. Vinci, *“Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura”*, Palermo, Dario Flaccovio Editore, 2012.

Riferimenti Sitografici:

www.sviluppogenova.com consultato il 02/10/2017

www.sanpierdarena.net consultato il 02/10/2017

www.maps.google.it consultato il 22/10/2017

www.enexsys.com/site/index.php 08/10/2017

http://www.stadata.com/?area=Software&table=3MURI_Descrizione&mnu=4 consultato il 5/11/2017

<http://www.cdmdolmen.it/> consultato il 16/09/2017

10. Indice delle Immagini

Figura 1. Progetto di Angelo Scaniglia. Prospetto nord su via Sampierdarena	5
Figura 2. Individuazione delle due porzioni dell'edificio storico	5
Figura 3. Sezione struttura originale con muratura in pietra a spacco e capriate lignee.....	6
Figura 4. Vista dell'edificio nei primi anni '70.....	6
Figura 5. Porzione del lato ovest crollata nel 1993	7
Figura 6. Evoluzione nel tempo del prospetto nord del fabbricato degli ex Magazzini del Sale.....	8
Figura 7. Vista satellitare del contesto relativo all'edificio Ex-Magazzini del Sale presa da Google maps	9
Figura 8. Vista satellitare dell'edificio Ex-Magazzini del Sale presa da Google Maps	9
Figura 9. Prospetti dell'edificio ex Magazzini del Sale.....	11
Figura 10. Porzione crollata e sorretta da un'impalcatura nel corpo est dell'edificio	11
Figura 11. Pianta del piano terra e individuazione della suddivisione dell'edificio in tre lotti.....	12
Figura 12. Pianta del piano primo e individuazione dei solai in cemento armato della struttura esistente ..	12
Figura 13. Suddivisione dell'edificio in base ai nuovi utilizzi previsti da progetto	13
Figura 14. Mappatura del degrado sulla facciata nord dell'edificio e relativa legenda	17
Figura 16. Pilastri in cemento armato del corpo est e del corpo centrale inglobati nella muratura	18
Figura 17. Maschio murario in pietra a spacco regolare su tutta l'altezza.....	18
Figura 15. Elementi strutturali dei vani scala	19
Figura 18. Solaio voltato di copertura del corpo ovest	19
Figura 20. Degrado del calcestruzzo nella zona ovest dell'edificio	20
Figura 19. Particolare dell'ancoraggio del solaio intermedio che ospita la sala da ballo della bocciofila alla muratura.....	20
Figura 21. Zone indagini corpo est	21
Figura 22. Zone indagini corpo est e corpo centrale	22
Figura 23. Esempio di scheda di rilievo delle strutture in cemento armato	23
Figura 24. Schema di un martinetto doppio e applicazione sulla muratura degli ex Magazzini del Sale	24
Figura 25. Strutture in cemento armato	29
Figura 26. Schematizzazione di una parete in asta e esempio di calcolo dell'altezza effettiva	36
Figura 27. Modello a telaio equivalente dei Magazzini del Sale	37
Figura 28. Esempio della schematizzazione delle murature dei Magazzini del Sale.....	37
Figura 29. Esempio individuazione delle tensioni della muratura nel modello a elementi finiti con mesh di tipo quadrilatero e triangolare	39
Figura 30. Esempio di ottimizzazione del modello FEM per il riconoscimento dei macroelementi e successivo calcolo FME per una parete degli ex Magazzini del Sale.....	40
Figura 31. Suddivisione tipo di una parete, in base alle aperture, in Maschi, Fasce, Blocchi rigidi	41
Figura 32. Individuazione dei gradi di libertà dei nodi del macroelemento.....	42
Figura 33. Generazione automatica delle mesh di una parete dei Magazzini del Sale effettuata da 3MURI. 44	44
Figura 34. Spettro orizzontale in accelerazione di progetto a SLV calcolato da WinStrand 2017	52
Figura 35. Distribuzione delle masse e delle rigidezze della struttura	54
Figura 36. Vista in pianta della deformata modale amplificata direzione 0° (90°)	55

Figura 37. Vista in pianta della deformata modale amplificata direzione 0° (270°)	55
Figura 38. Vista in pianta della deformata modale amplificata direzione 90° (0°)	56
Figura 39. Vista in pianta della deformata modale amplificata direzione 90° (180°)	57
Figura 40. Vista in pianta della deformata modale amplificata direzione 180° (90°)	57
Figura 41: Vista in pianta della deformata modale amplificata direzione 180° (270°)	58
Figura 42. Vista in pianta della deformata modale amplificata direzione 270° (0°)	59
Figura 43. Vista in pianta della deformata modale amplificata direzione 270° (180°)	59
Figura 44. Esempio di curva pushover.....	61
Figura 45. Modello della struttura nell'ambiente grafico 3D di 3MURI	62
Figura 46. Nodo di controllo per le analisi pushover, vista in sezione e vista 3D	63
Figura 47. Inserimento dei dati di input per l'analisi pushover.....	64
Figura 48. Tabella riassuntiva dell'output dell'analisi pushover	65
Figura 49. Curva di capacità analisi 3, direzione -X eccentricità nulla.....	66
Figura 50. Curva di capacità analisi 5, direzione +Y eccentricità nulla	66
Figura 51. Curva di capacità del caso peggiore, analisi 24, direzione -Y eccentricità 515,5 cm.....	67
Figura 52. Danneggiamenti in una parete trasversale all'ultimi step dell'analisi Pushover 24.....	67
Figura 53. Verifica delle murature su WinStrand. In rosso vengono evidenziate le murature non verificate	69
Figura 54. Suddivisione delle murature nei 3 gruppi	77
Figura 55. Grafico dell'analisi di sensibilità ricavato con il software 3MURI.....	79
Figura 56. Output delle murature non verificate dal software DOLMEN.....	87
Figura 57. Output delle murature non verificate dal software WinStrand. Livello di conoscenza LC1 e fattore di confidenza FC=1,3.....	87
Figura 58. Output delle murature non verificate dal software WinStrand. Livello di conoscenza LC3 e fattore di confidenza FC=1,00.....	88
Figura 59. Output delle murature non verificate dal software WinStrand.	88
Figura 60. Posizione dei tiranti applicati al modello di DOLMEN con LC1.....	89
Figura 61. Posizione dei tiranti applicati al modello WinStrand con LC1.....	89
Figura 62. Posizione dei tiranti applicati al modello WinStrand con LC3.....	89
Figura 63. Posizione dei tiranti applicati al modello WinStrand costruito con l'analisi di sensibilità	89

11. Ringraziamenti

Desidero ringraziare le persone che hanno permesso realizzazione di questa tesi e in particolare l'Ingegnere Ivano Menso, che mi ha seguito sia durante il tirocinio che durante la stesura dell'elaborato con impegno e professionalità e il mio relatore Prof. Ing. Fabio Manzone.

Inoltre mi preme ringraziare le persone che con il loro supporto hanno reso possibile il raggiungimento di questo traguardo. In particolare ringrazio la mia famiglia per il continuo supporto economico e morale, i miei amici per i momenti di spensieratezza che mi hanno fatto vivere in questi 5 anni, i miei compagni di classe e in particolar modo Chiara, per aver condiviso con me questo percorso di formazione.