

Scuola di Architettura Urbanistica Ingegneria delle Costruzioni (AUIIC)

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria dei Sistemi Edilizi



POLITECNICO
MILANO 1863

Certificato di Idoneità Statica (art.11.6 del R.E. di Milano):
Analisi del provvedimento ed esempio applicativo di I e II livello in
merito ad un cascinale esistente a struttura portante in muratura

Relatore: Prof. Pierluigi Colombi

Correlatore: Ing. Alessandro Aronica

candidato:
Alessandro Sergio matr. 875760

Anno accademico 2018-2019

INDICE:

ABSTRACT	9
INTRODUZIONE	11
CAPITOLO I - La condizione del patrimonio edilizio italiano -	16
1. La conoscenza del costruito	16
2. La necessità di diagnosticare ed intervenire sui fabbricati.....	17
2.1 Il costo degli eventi sismici in Italia	19
3. Il costo della mancata prevenzione	24
4. La politica odierna di prevenzione	27
5. Le principali cause di danno e degrado.....	30
6. Le principali cause di danno nel territorio italiano	32
7. Le principali fonti di danno nel Comune di Milano.....	35
CAPITOLO II - Un nuovo provvedimento, il Certificato di Idoneità Statica -.....	42
1. Il nuovo Regolamento Edilizio di Milano.....	42
1.1 Lo schema di Regolamento Edilizio Tipo	44
2. L'ente promotore e il percorso normativo del CIS	45
3. Uno strumento per ogni scenario	47
3.1 Il legame con la vulnerabilità sismica.....	48
4. Che cos'è dunque il CIS?.....	51
4.1 Il CIS nel contesto normativo nazionale.....	51
4.2 I e II livello di verifica	52
4.3 Chi può redigere il Certificato di Idoneità Statica?	54
4.4 Esiti e validità del CIS	55
5. La piattaforma ad hoc per il deposito del CIS.....	58
CAPITOLO III - Un intreccio tecnico e giuridico “dietro le quinte” del CIS -	63
1. Le problematiche intrinseche all'introduzione del CIS.....	63
2. Chiarimenti e considerazioni tecniche in merito al CIS.....	66
2.1 La verifica sismica	66
2.2 Edifici senza collaudo statico.....	69
2.3 Illegittimità del provvedimento.....	71
2.4 La responsabilità delle figure coinvolte dal CIS.....	73
3. Un problema etico-professionale	76
CAPITOLO IV - Commentario alla “Scheda di Livello I” -.....	81

CAPITOLO V - Caso Studio -	102
1. Introduzione	103
2. Stato di fatto	104
2.1 Caratteristiche generali	104
2.2 Identificazione degli elementi strutturali	106
2.3 Geometrie.....	108
3. CIS – Verifica di I livello - Scheda di livello I	110
4. CIS – Verifica di II livello – Approccio normativo per edifici esistenti in muratura.....	134
4.1 Criteri generali	134
4.2 La verifica di sicurezza	135
4.3 Definizione del modello di riferimento per le analisi	136
4.4 Materiali.....	142
4.5 Progettazione degli interventi in presenza di azioni sismiche	142
ALLEGATI:	149
ALL1. Piante catastali	150
ALL2. Rilievo del fabbricato - Piante e sezioni architettoniche.....	151
ALL3. Rilievo del fabbricato – Rilevo dei campi di solaio	157
APPENDICE:	161
A1. Riassunto finale delle ispezioni – Check list A).....	162
A2. Azione del vento	175
A3. Azione della neve	180
A4. Relazione Verifica di Sicurezza	183
1. Premessa.....	183
2. Normativa e riferimenti tecnici	184
3. Informazioni principali dell’opera	184
4. Caratteristiche dei materiali	185
5. Azioni di progetto.....	190
5.1 Carichi della costruzione.....	190
5.2 Carico del vento	195
5.3 Carico della neve.....	195
5.4 Carico sismico.....	196
5.5 Combinazioni delle azioni di progetto.....	198
6. Definizione e criteri del modello di analisi	200

7. Metodi di analisi.....	207
7.1 Verifica alle azioni non sismiche.....	208
7.2 Considerazioni sul metodo di verifica per le azioni orizzontali	213
7.3 Verifica alle azioni sismiche – Analisi Dinamica Lineare.....	216
7.4 Verifica alle azioni sismiche – Meccanismi Locali	218
7.5 Verifica alle azioni sismiche – Push-over.....	221
8. Verifiche.....	225
8.1 Proprietà dei materiali e verifiche preliminari al modello	226
8.2 Verifica alle azioni non sismiche.....	228
8.3 Verifica alle azioni sismiche – Analisi Dinamica Lineare.....	249
8.4 Verifica alle azioni sismiche – Meccanismi locali	264
8.5 Verifica alle azioni sismiche – Pushover	270
9. Conclusioni della Verifica di Sicurezza	282
Conclusioni dell’elaborato.....	286
RIFERIMENTI (sitologia):	287

INDICE FIGURE:

<i>Figura 1 - Tipologia degli eventi eccezionali incidenti sul territorio italiano.....</i>	19
<i>Figura 2 - Stanziamenti in Milioni di Euro per i principali eventi sismici in Italia</i>	22
<i>Figura 3 - Indice di abusivismo edilizio (asse destro), nuove costruzioni abusive a uso residenziale (asse sinistro). Anni 2007-2016. Valori assoluti in migliaia e nuove costruzioni abusive ogni 100 autorizzate</i>	34
<i>Figura 4 - Spettro elastico SLC</i>	198
<i>Figura 5 - Spettro di progetto SLV.....</i>	198
<i>Figura 6 - Step 22_Push +X (Gruppo 2)</i>	280
<i>Figura 7 - Step 22_Push -X (Gruppo 2)</i>	280
<i>Figura 9 - Step 25_Push -Y (Gruppo 2)</i>	280
<i>Figura 8 - Step 25_Push +Y (Gruppo 2).....</i>	280

INDICE TABELLE:

<i>Tabella 1 - Stato di conservazione in funzione del periodo storico</i>	17
<i>Tabella 2 - Costo dei principali eventi sismici a partire dal 1968, fonte Camera dei Deputati</i>	21
<i>Tabella 3 - Costo dei principali eventi sismici a partire dal 1968, fonte Ufficio impatto del Senato</i>	21
<i>Tabella 4 - Stima del numero di abitazioni a potenziale rischio sismico.....</i>	25
<i>Tabella 5 - Stima del costo di adeguamento per zona sismica e per regione</i>	26
Tabella 6 - Parametri meccanici muratura per le verifiche	186
Tabella 7 - Parametri meccanici muratura per le verifiche	186
Tabella 8 - Parametri meccanici dei travicelli da solaio.....	188

ABSTRACT

La gran parte del patrimonio edilizio italiano è caratterizzato tipicamente da costruzioni con un'età media molto avanzata le quali necessitano oggi più che mai di controlli e manutenzioni al fine garantirne sicurezza e utilizzo. La quota parte maggiore delle nostre costruzioni risale al XX secolo passando quindi tra i diversi eventi storici e tra il susseguirsi delle prime vere normative sulle costruzioni, tra le quali, come noto, la conoscenza sul tema della vulnerabilità sismica era molto carente. Volendo dare oggi un giudizio sulla sicurezza di un edificio esistente, cercando dunque di capire quale sia il suo reale livello di sicurezza, passa da un grande numero di informazioni, osservazioni e valutazioni, che richiedono un accurato studio e conseguenti analisi le quali devono essere fatte per tempo al fine di poter prevenire eventuali pericoli di ogni tipo. Ecco che nel contesto normativo nazionale viene introdotto dall'art. 11.6 del Regolamento Edilizio di Milano (2014) il Certificato di Idoneità Statica. Questo nuovo provvedimento ha introdotto contenuti innovativi nei confronti della conoscenza e della manutenzione del patrimonio edilizio esistente. Viene introdotto l'obbligo, entro determinate scadenze, per tutti gli edifici che hanno compiuto 50 anni di vita, di effettuare un'analisi sia sull'idoneità statica della struttura sia sulle parti secondarie e/o accessorie, le quali è diventato ormai noto come possano comportare rischi all'incolumità degli utenti. Ideato e messo a disposizione della comunità tecnica meneghina con il patrocinio dell'Ordine degli Ingegneri di Milano, causa burocrazia, pratiche lavorative usuali e modifiche alle normative esistenti, non ha ancora sviluppato un ampio consenso all'interno della comunità tecnica, la quale in buona parte lo osserva con occhio molto critico.

L'obiettivo di questo elaborato è dunque quello di mettere in luce le peculiarità, le caratteristiche e gli scopi principali che dietro le quinte di questo nuovo provvedimento hanno fatto da forza motrice per il suo sviluppo e il suo divulgamento. Oltre al concretizzarsi del provvedimento nelle Linee Guida 2016, la volontà della comunità tecnica e contestualmente del seguente elaborato è quello di sensibilizzare le figure coinvolte sul grande tema del controllo dei fabbricati, puntualizzando sull'aspetto giuridico nei riguardi delle responsabilità che competono alle singole figure coinvolte.

INTRODUZIONE

L'elaborato di tesi affronta la grossa tematica in merito all'idoneità statica dei fabbricati, a causa della sempre più evidente necessità di controlli e manutenzioni al fine di mantenerne un adeguato livello di sicurezza. Tali operazioni stanno diventando sempre più un frequente argomento di dibattito in virtù di un contesto nazionale dove non viene effettuato nulla di concretamente obbligatorio in modo da monitorare e garantire con assiduità la sicurezza dei fabbricati.

Le normative a livello nazionale, a partire dalle *Nuove Norme Tecniche delle Costruzioni 2018*, nonché varie iniziative anche di natura economica come il *Sisma Bonus*, stanno cercando di sensibilizzare e indirizzare tutti i soggetti coinvolti verso questo tema, dai proprietari, agli amministratori, agli utenti. Avere informazioni quante più precise in merito alla condizione di salute dei fabbricati, e una condizione necessaria per poter individuare preventivamente problematiche o sofferenze delle strutture che se non valutate possono inficiare in maniera negativa sulla stabilità degli edifici, anche in maniera repentina.

Il comune di Milano è il primo in Italia ad aver adottato delle misure specifiche tramite l'entrata in vigore nel Novembre 2014 del *nuovo Regolamento Edilizio (RE)* il quale ha introdotto opportune novità in materia. In particolare, viene introdotto all'art. 11.6, l'obbligo entro determinate scadenze, per tutti gli edifici che hanno compiuto 50 anni di vita, di compiere controlli sia sull'idoneità statica degli elementi strutturali, sia su quella di parti secondarie non portanti. L'obbligo di controllo introdotto si concretizza nel nuovo provvedimento del *Certificato di Idoneità Statica (CIS)*, il quale articolato su due livelli distinti di verifica, deve essere depositato al termine delle analisi su un'apposita piattaforma online messa a disposizione dall'Ordine degli Ingegneri di Milano. Tale certificato nasce non solo per verifica del patrimonio esistente, ma manifesta la concreta possibilità di poter garantire un monitoraggio senza precedenti che vada a contenere un'enorme quantità di informazioni e caratteristiche di tutti gli edifici esistenti sul territorio. Ad oggi la chiara volontà della comunità tecnica fondatrice (Ordine degli Ingegneri e Comune di Milano) è quello di testare e osservare i risultati derivante dall'utilizzo di questo provvedimento, con l'obiettivo futuro di poter estendere lo strumento a livello nazionale. Ad oggi infatti, i comuni di Roma e Torino hanno già preso contatti per approfondire la conoscenza su questo strumento.

Nei cinque anni trascorsi dall'entrata in vigore del RE, l'Ordine degli Ingegneri ed in particolare la sua commissione strutture, si è proposto come patrocinante ed ente promotore di questo nuovo strumento, in particolare cercando di mettere a punto una metodologia il più completa possibile e soprattutto che si adatti alla maggior parte dei casi reali. Questo si è concretizzato con lo sviluppo delle *Linee Guida* approvate nel Luglio 2016 con le quali è stata definita una guida e linea di base da seguire. Tale linea guida raccoglie l'elenco delle diverse informazioni ed elaborati richieste all'interno del CIS, senza però limitare la libertà di espressione dei tecnici nella redazione del documento; questo purtroppo è stato fino ad ora un elemento negativo. Fino ad un semestre dalla prima scadenza utile per il deposito del certificato, come indicato dal RE, su 26000 certificati attesi ne erano stati depositati solo 400, e per molti di questi purtroppo il livello qualitativo è stato valutato scadente.

Un altro aspetto molto importante riguarda il tema economico, come già citato, infatti lo stesso Ordine degli Ingegneri ha pubblicato tempo dopo un compendio che facesse proprio da guida per definire il compenso minimo in merito alla pratica condotta con il CIS. Dopo l'entrata in vigore del RE 2014 e delle Linee guida infatti, non sono stati aggiornamenti particolari se non per una *determina dirigenziale*, del Novembre 2016, con la quale il Comune di Milano formalmente emana le Linee guida e addolcisce i requisiti nei confronti dei proprietari. In questo contesto e considerando il periodo economico che vive il nostro territorio, sono anche stati portati alla luce casi di concorrenza sleale da parte di alcuni tecnici, facendo emergere subito come aspetti e i fini principali di un nuovo provvedimento del genere non siano valutati minimamente con giudizio ed etica professionale. Considerando il contesto descritto, le novità portate dal provvedimento ed una comunità tecnica spesso ostile ad uscire dagli schemi usuali di lavoro, il seguente elaborato vuole dunque argomentare con giudizio gli aspetti sopra descritti al fine di sensibilizzare il lettore in merito ad una questione, quella della staticità dei fabbricati, non ancora affrontata in maniera esaustiva dalla comunità e che spesso viene erroneamente considerata. Allo stesso tempo vuole dimostrarne l'applicazione concreta tramite un caso studio scelto per metterne in evidenza tutti i contenuti, ovviamente per quanto concerne il caso studio, cercando di fare chiarezza passo per passo sull'interpretazione della normativa attualmente in vigore. In particolare, verranno sviluppate entrambi i livelli di cui si compone il nuovo provvedimento.

CAPITOLO I

La Condizione del patrimonio edilizio italiano

“120 miliardi spesi per la ricostruzione post-sisma, 100 miliardi stimati per poter adeguare l’intero patrimonio edilizio e solo l’1% degli edifici è adeguato sismicamente.”

CAPITOLO I

- La condizione del patrimonio edilizio italiano -

1. La conoscenza del costruito

Il patrimonio edilizio nazionale fonte ISTAT (1) è costituito da circa 14.500.000¹ di edifici di cui 12.200.000 (l'84,3%) sono edifici residenziali. Sul valore totale di 14.500.000 quelli con più di 50 anni di età sono circa il 46% (circa 7 milioni). Su tutto il territorio nazionale sono presenti ben 75 milioni di unità immobiliari, di cui il 52 %, circa 40 milioni risultano avere almeno 50 anni di vita. Il 18% dell'intero patrimonio abitativo nazionale risulta essere in condizioni di pessimo e/o mediocre stato di conservazione (2) di cui circa 500.000 edifici risultano essere in dissesto, parzialmente o totalmente inutilizzabili. Altra particolarità riguarda in numero elevato di edifici in muratura portante, per il cui 78% abbia già oltre 50 anni di servizio. Una condizione tale, da poter considerare in Italia un edificio su sei a rischio cedimento e ben due milioni di case in cui sia meglio non abitare, in sostanza, un quinto delle case italiane è vecchio e in cattive condizioni (3). Un'obsolescenza, funzionale e strutturale, che rappresenta un deficit enorme rispetto alle dinamiche odierne socio-economiche.

In questo contesto già all'evidenza non positivo, altri dati ISTAT forniscono dati in merito agli eventi sismici che hanno e stanno interessando il nostro paese, uno dei più colpiti a livello Europeo. Dal secondo dopoguerra ad oggi il costo totale dovuto a calamità naturali si aggira sui 310 Miliardi di Euro, in particolare, negli ultimi 75 anni, i terremoti hanno prodotto da soli una spesa di oltre 150 Miliardi (4). A supportare quest'ultimo valore basti pensare che il 60% degli edifici in Italia è stato costruito prima degli anni 70', anni di entrata in vigore della prima normativa sismica. Altra considerazione in merito, il 50% delle costruzioni sono datate tra il 1945 e il 1970, un periodo di crescita tumultuoso in cui gli edifici erano realizzati con materiali da costruzione di qualità scadente e si era in totale mancanza di piani regolatori sensati, qualsiasi tipo di prescrizione sismica (la prima nel 1976 dopo l'evento del Friuli), e qualsiasi tipo di conoscenza sulla duttilità e durabilità delle strutture. Numeri che appaiono enormi, evidenti, ma soprattutto pericolosi se messi

¹ Su tale numero si possono contare ben 75 milioni di unità immobiliari di cui 31.210.000, il 55%, sono abitazioni;

a confronto con edifici sani, che in totale sono circa 63 milioni: di questi solo l'1% è adeguato sismicamente.

In generale, un quadro del patrimonio edilizio in sofferenza che rappresenta un problema concreto soprattutto nei confronti delle esigenze di carattere gestionale e dello scenario normativo, il quale negli ultimi anni sta subendo cambiamenti importanti su questo tema.

EPOCA DI COSTRUZIONE	Stato di conservazione			
	Ottimo	Buono	Mediocre	Pessimo
Prima del 1919	15,0%	46,9%	32,4%	5,8%
Dal 1919 al 1945	13,0%	49,2%	33,3%	4,5%
Dal 1946 al 1961	15,8%	55,4%	26,6%	2,3%
Dal 1962 al 1971	21,4%	60,4%	17,3%	0,9%
Dal 1972 al 1981	29,3%	58,8%	11,4%	0,5%
Dal 1982 al 1991	42,0%	50,7%	7,0%	0,3%
Dopo il 1991	71,6%	25,2%	2,9%	0,2%

Tabella 1 - Stato di conservazione in funzione del periodo storico

Sembra logico dunque pensare, in un quadro avanzato di degrado dove le conseguenze sono ormai all'ordine del giorno, come la sensibilità e avere una conoscenza profonda in merito allo stato di salute del costruito sia fondamentale per poter definirne il grado di vulnerabilità in primo luogo, ed in secondo come comportamenti ovvi riscontri positivi sull'aspetto economico e la sicurezza generale dei cittadini.

I dati ISTAT mostrano come nelle regioni del Sud ci sia un numero maggiore di edifici che riversano in condizione critica rispetto al Nord: al primo posto la Calabria con il 26,8% sul totale, poi la Sicilia con il 26,2% e la Basilicata al 22,3%; tali percentuali decrescono nelle regioni del Nord rimanendo intorno al 10-15% (5). Si è inoltre stimato che per adeguare il patrimonio edilizio servirebbero circa 100 miliardi di Euro, e in alcuni casi risulterebbe addirittura conveniente demolire per poi ricostruire del tutto i fabbricati.

2. La necessità di diagnosticare ed intervenire sui fabbricati

Un concetto molto importante ormai noto alla maggior parte dei tecnici del settore è quello della Vita Nominale (VN) delle costruzioni. Questo concetto è stato introdotto con le NTC 2008 al §Cap. 2 di cui ne è stato modificato solo il titolo nelle più recenti NTC18 con in aggiunta la specificazione "di Progetto". Il vero e più significativo aggiornamento viene però offerto dalla Circolare applicativa delle NTC18, nella quale la VN di progetto delle costruzioni è convenzionalmente definita "come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché ispezionata e mantenuta come previsto in

progetto, manterrà i livelli prestazionali e svolgerà le funzioni per le quali è stata progettata”.

Già dalle NTC08 erano state identificate tre differenti categorie per le quali viene associata un determinato valore di VN: 10 anni per costruzioni temporanee, 50 anni per livelli di prestazione ordinari e 100 per livelli di prestazioni elevati; nel caso dell'edilizia residenziale si rientra nella tipologia 2, dunque con 50 anni di VN.

Considerando quindi di essere di fronte ad edifici costruiti secondo questo criterio, si dovrebbe rilevare che anche l'inevitabile degrado temporale non comporti eventuali riduzioni dei predetti livelli mantenendo quindi inalterata la costruzione.

Da questo punto in poi, superato il limite imposto dei 50 anni, si può dire che non si è più in grado di garantire che la struttura mantenga inalterata la sua condizione, introducendo dunque un certo grado di vulnerabilità. Nasce da qui l'evidente ovvietà che la struttura dovrà essere soggetta ad un controllo futuro, in quanto si considera che allo scadere dei 50 anni di Vita Nominale, indipendentemente dagli interventi di manutenzione ricevuti, i materiali costituenti i fabbricati possano aver subito un declassamento prestazionale e qualitativo tale da compromettere il comportamento statico del fabbricato. In merito al concetto di Vita Nominale, bisogna però considerare come tale concetto sia stato istituito solo in tempi recenti e in considerazione delle pratiche costruttive odierne, quest'ultime supportate da un bagaglio tecnico e di conoscenze oggi molto più profondo. Immediato sorge il paragone con tempi non recenti, dove le strutture venivano realizzate in un contesto edilizio dove si era in totale assenza di una vera normativa antisismica, in assenza di controlli qualitativi sui materiali e addirittura in una realtà dove il collaudo statico non è stato obbligatorio fino al 1971; una realtà insomma in cui l'inadeguatezza del passato può essere vista oggi come un insieme di pericoli relativi a sofferenze di ogni genere, più nello specifico crolli e danneggiamenti che potrebbero verificarsi molto più facilmente rispetto a costruzioni realizzate con i criteri odierni.

Un'altra questione che si lega al tema della Vita Nominale sono gli eventi sismici. Si vuole fare una breve considerazione in merito:

Sia a livello editoriale che nell'ambiente tecnico spesso il concetto di VN è oggetto di qualche inesattezza, infatti talvolta questa viene confusa con il parametro al quale

legare la valutazione delle azioni variabili sul fabbricato tra cui quelle climatiche, confondendo in pratica il tempo di ritorno degli eventi eccezionali con la Vita Nominale della costruzione; ma questa è una considerazione errata.

La VN è il parametro convenzionale con cui verificare i fenomeni dipendenti dal tempo (fatica, durabilità, ecc.) a cui è soggetta la struttura, correlandoci poi conseguenti strategie progettuali. Questa però non c'entra assolutamente nulla con il periodo di ritorno delle azioni climatiche (neve, vento, grandine ecc.) in quanto queste vengono già gestite con specifici valori numerici e relativi coefficienti parziali γ_f , i quali sono a loro volta indipendenti dalla VN².

Il periodo di ritorno che invece dipende direttamente dalla VN degli edifici è quello relativo all'azione sismica, il quale dipende anche da altri parametri.

2.1 Il costo degli eventi sismici in Italia

In Italia negli ultimi 75 anni si sono spesi centinaia di miliardi di euro per far fronte ai disastri naturali, in particolare proprio sul tema sismico, molto più di quanto sarebbe stato necessario investire nell'ambito della prevenzione.

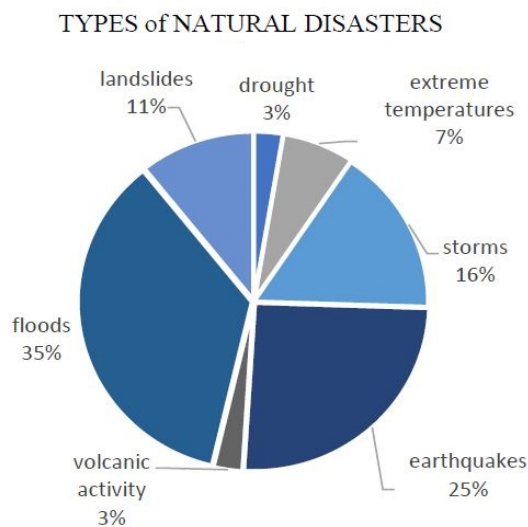


Figura 1 - Tipologia degli eventi eccezionali incidenti sul territorio italiano

Il nostro paese rientra, nell'infelice realtà dei paesi Europei, tra quelli maggiormente colpiti dai disastri naturali³[1]. Nella classifica degli eventi più dannosi i terremoti si trovano al primo posto intorno al 25% (fig.1), infatti, anche se non nominati giornalmente ogni anno vengono registrati sul territorio nazionale e non solo migliaia di terremoti; gli eventi più gravi, quelli a carattere distruttivo, fortunatamente si ripetono con cadenza molto più lunga, circa uno ogni cinque anni.

² Genericamente il periodo di ritorno associato alle azioni climatiche è convenzionale, 50 anni con probabilità di superamento annuo del 2%, mentre nel caso di azioni dovute al traffico siamo su un periodo di ritorno di circa 1000 anni;

³ Si stima che dal secondo dopoguerra il costo totale per calamità naturali si aggiri intorno ai 350 miliardi di euro.

Negli ultimi 55 anni si sono registrati otto eventi sismici molto gravi, che sono in ordine dal 1968 al 2016: *Belice (68)*, *Friuli (76)*, *Irpinia (80)*, *Umbria-Marche (97)*, *S. Giuliano (2002)*, *Abruzzo (2009)*, *Emilia (2012)*, *Italia Centrale (2016)*. Considerata la frequenza elevata i terremoti sono da sempre un costo straordinario che grava periodicamente sull'economia dei territori colpiti e direttamente sulle finanze pubbliche, un esempio concreto di tale peso sono per esempio le accise sulla benzina che i cittadini quotidianamente pagano e le quali hanno portato **in 50 anni** nelle casse dello stato ben **145 miliardi (6)**. In riferimento ai costi derivanti da un evento eccezionale questi sono direttamente proporzionali da un lato, all'intensità con cui si verificano, dall'altro al grado di vulnerabilità dell'area colpita da questo evento. Per la contabilizzazione dei danni e dei conseguenti costi la lunga e consolidata esperienza italiana ha fatto sì che nel nostro paese si sviluppasse una metodologia per la valutazione di questi grandi eventi sismici, basata principalmente a partire da schede di rilevamento finalizzate all'inquadramento generale del danno, ai provvedimenti di pronto intervento e alla valutazione dell'agibilità degli edifici ordinari⁴ (la scheda Aedes utilizzata a partire dal terremoto Umbro-Marchigiano del 1997 e la scheda FAST (7) più speditiva introdotta dopo il terremoto nell'Italia Centrale del 2016).

In riferimento ai casi più severi sopra citati, nel 2009, *l'ufficio studi della Camera dei Deputati* ha ricostruito per ogni singolo terremoto, fino al 2009, il flusso dei finanziamenti statali autorizzati prendendo in considerazione i contributi per la ricostruzione e per le iniziative economiche, di sviluppo produttivo e occupazionale nelle singole aree terremotate [2][3].

- Terremoto del Belice (1968): oltre 2,2 miliardi di lire (ad oggi⁵ 9,2 miliardi di euro)
- Terremoti del Friuli (dal 1976 al 2006): 9,26 miliardi di lire (ad oggi 18,5 miliardi di euro)
- Terremoto in Irpinia (1980): oltre 23,5 miliardi di lire (ad oggi 52 miliardi di euro) stanziati fino al 2023

⁴ *Edifici con tipologia strutturale ordinaria, in muratura, in c.a. o acciaio o legno, intelaiato o a setti. Per edifici industriali è stata introdotta una scheda apposita la GL-Aedes;*

⁵ *Con la citazione ad oggi ci si riferisce a cifre "attualizzate" con i consueti parametri economici.*

- Terremoto Marche-Umbria (1997): 11,7 miliardi di euro (ad oggi 13,5 miliardi) fino al 2024
- Terremoto S. Giuliano (2002): 1,3 miliardi di euro (attualizzati ad oggi 1,4 miliardi) fino al 2023

Evento	Anno	Periodo attivazione interventi	Importo attualizzato 2014 (milioni di euro)
Valle del Belice(*)	1968	1968-2028	9.179
Friuli V. G. (*)	1976	1976-2006	18.540
Irpinia	1980	1980-2023	52.026
Marche Umbria (*)	1997	1997-2024	13.463
Puglia Molise (*)	2002	2002-2023	1.400
Abruzzo (**)	2009	2009-2029	13.700
Emilia (**)	2012	2012-	13.300
Totale			121.608

Tabella 2 - Costo dei principali eventi sismici a partire dal 1968, fonte Camera dei Deputati

Per il periodo successivo invece, dal 2009 fino ad oggi, i dati aggiornati sono stati tratti da un report dell'Ufficio valutazione impatto del Senato [2] [4]:

- Terremoto Abruzzo (2009): 17,45 miliardi di euro stanziati fino al 2047
- Terremoto Emilia (2012): 8,1 miliardi di euro stanziati fino al 2047
- Terremoto Italia Centrale (2016): 13,2 miliardi di euro stanziati fino al 2047⁶

Terremoto	M€ (attualizzato)	Periodo
Belice 1968	8375	1968-2018
Friuli 1976	16917	1976-2006
Irpinia 1980	47470	1980-2023
Umbria-Marche 1997	12284	1997-2024
S. Giuliano 2002	1300	2002-2023
Abruzzo 2009	17458	2009-2047
Emilia 2012	8171	2012-2047
Italia centrale 2016	13163	2016-2047

Tabella 3 - Costo dei principali eventi sismici a partire dal 1968, fonte Ufficio impatto del Senato

⁶ Dal 2016 di questa cifra sono stati spesi solo poco più di 200 milioni.

In generale dunque il costo totale conta oggi oltre 125 miliardi di euro, e considerando anche gli eventi sismici minori si arriva intorno ai 145-150 miliardi in totale. Un elemento che salta immediatamente all'occhio è che a parte i primi due eventi sismici del Belice e del Friuli, tutti gli stanziamenti sono tutt'ora in corso e lo saranno per molti anni ancora; per di più va anche considerato che gli stanziamenti disposti per l'Emilia e per Norcia sono attualizzati ad oggi ma saranno inevitabilmente destinati a crescere arrivando, si stima, rispettivamente intorno ai 15 e 20 miliardi.

Ma quanto sono veramente queste cifre? Quanti sono 145-150 miliardi di euro? In 50 anni sono 3 miliardi all'anno, vuol dire che considerando la consueta ipotesi di ricavarli da tasse e accise, ogni cittadino ha un "piccolo/grande" debito da pagare, circa 2500 euro. In altra forma queste cifre divise per 60 milioni di cittadini corrispondono a circa 50 euro l'anno per ognuno.

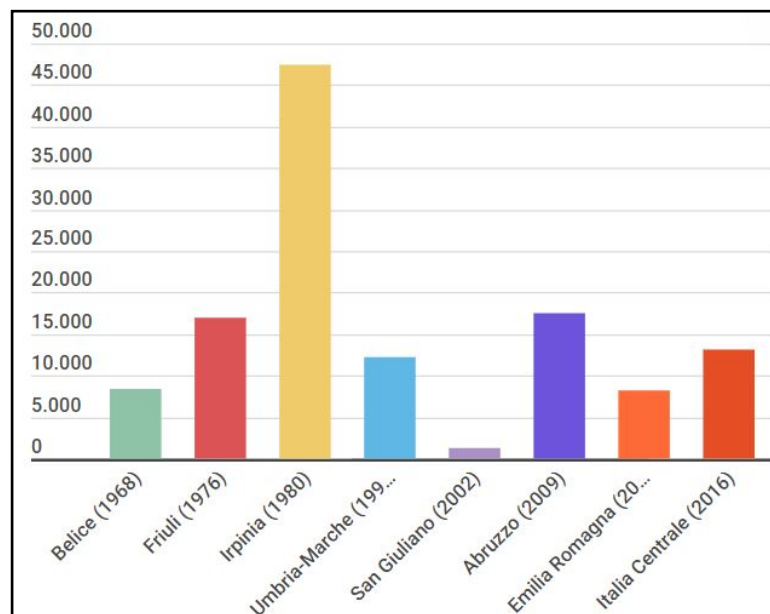


Figura 2 - Stanziamenti in Milioni di Euro per i principali eventi sismici in Italia

Nel calcolo dei costi in seguito ad un disastro si tiene conto sia dei costi diretti che indiretti, nei primi troviamo i danni causati agli edifici, ai beni e ai servizi, mentre nei secondi abbiamo l'interruzione dell'attività economica e la riduzione della produzione industriale. Vanno considerati anche gli sgravi fiscali e le esenzioni dalle imposte come per la governance della gestione burocratica amministrativa e eventuali costi per personale aggiuntivo. Ultimi ma non per utilità sono i costi per i servizi pubblici, quali l'attivazione di presidi medici e assistenza, cure a domicilio e altre diverse esenzioni. *In*

generale il rischio che si corre in seguito ad ogni evento di questa portata l'economia "locale" potrebbe non tornare ad essere più produttiva come prima.

Nel pensar comune, in considerazione di ciò che viene diffuso giornalmente sui canali di comunicazione sembrerebbe che lo stato si sia disinteressato dei cittadini colpiti dagli eventi sismici ma non è così. Negli ultimi 75 anni lo stato ha sempre erogato in maniera più o meno evidente non solo aiuti di tipo emergenziale, ma anche fondi per la ricostruzione degli immobili privati, aiuti alle imprese, sgravi fiscali e incentivi per nuovi investimenti. Riguardo questo tema si è spesso parlato del "*paradosso del reddito*" in riferimento agli indicatori economici locali, i quali numericamente risultano positivi proprio nelle zone colpite dagli eventi sismici, anche se assurdo pensarlo, ovviamente questa è una falsa rappresentazione della realtà dei fatti; per approfondimenti [5].

Oltre all'azione interna dello stato va anche tenuto conto dell'importante contributo fornito dall' ERDF (*European Regional Development Fund*) nato nel 2002; da tale data l'Italia risulta essere tra i maggiori beneficiari, nel caso del terremoto in Abruzzo tale fondo ha contribuito per 494 milioni di euro, circa il 5% del costo totale, nel caso dell'Emilia per 563 milioni, ed infine per quello del Centro Italia per 1,2 miliardi (8). Noti comunque questi aspetti spesso nemmeno considerati dalla comunità, è evidente che l'attenzione debba continuare ad essere posta in queste locali colpite, in quanto le forti problematiche conseguenti all'evento sismico persistono per un lungo periodo di tempo.

Un ulteriore aspetto di cui va tenuto conto è che a differenza di altri paesi in Italia "*non sono obbligatorie*" le assicurazioni per danni causati da eventi eccezionali sugli immobili, infatti generalmente questi non sono neanche presenti nei contratti di assicurazione; ecco perché solo l'1% delle abitazioni civili è coperta da un'assicurazione del genere. Su questo aspetto, in particolare dal governo Monti in poi, si è cercato di proporre diverse volte una polizza assicurativa "*obbligatoria*" contro le catastrofi naturali ma le proposte sono sempre state bocciate dal parlamento.

Ipotizzando che queste assicurazioni siano presenti, è evidente come nel mercato odierno il costo di una polizza sarebbe variabile a seconda del rischio sismico della zona in cui il fabbricato è localizzato, e purtroppo in quelle sismicamente a rischio più alto si stima che il costo sia veramente notevole (ad esempio: edificio di 300mq in zona 1, destinazione d'uso abitazione, tipologia strutturale: muratura, costo minimo assicurazione di 800 euro l'anno). Tralasciando per un secondo la questione di quante persone "non essendo

obbligate” decidano di stipulare una polizza in merito ad eventi sismici, a livello economico operazioni economiche di questo tipo non sembrano impossibili. Su una base ipotetica di 100-200 milioni l’impatto che questa cifra avrebbe sui principali gruppi assicurativi varia nel range dello 0-0,5% per il *combined ratio*⁷ degli stessi (9).

Il discorso diventa quindi molto ampio: *quale strategia per una vera prevenzione? Come garantire la sicurezza delle persone che vivono in zona sismica? Assicurare le case o adeguarle sismicamente? Quanto costerebbe adeguare tutte gli edifici in Italia?*

3. Il costo della mancata prevenzione

Osservando la mappa sismica italiana dell’INGV (10) saltano subito all’occhio colori molto accessi, troppo per non essere considerati. Dal viola delle zone ad altissimo rischio sismico come quelle Appenniniche, dove è localizzata il 70% della sismicità del nostro paese, fino ai colori più chiari, giallo, verde e grigio delle poche zone a rischio ridotto. L’Italia ad ogni modo è un paese ad elevato rischio sismico, basti pensare al fatto che ogni 4-5 anni si ripresenta un evento sismico più o meno grave che porta con se nel tempo notevoli strascichi. Da inizio secolo 650 vittime e circa 60 miliardi di danni, dal 1968 circa **145 miliardi**, un enorme impatto sociale ed economico sul paese che a lungo termine è ancora più difficile stimare. Il ripetersi nel tempo delle medesime emergenze a causa dei sismi mettono in evidenza la grande inadeguatezza della protezione e prevenzione sismica del paese [6]. È nota a tutti l’impossibilità nel prevedere il momento esatto in cui si scatenerà l’evento sismico, come è nota però l’indifferenza oggettiva nel creare un’azione, una strategia, un piano di prevenzione concreto riguardo la vulnerabilità sismica, tema ormai inderogabile.

A causa delle continue catastrofi e degli enormi impatti che queste hanno sul paese sorge spontanea la domanda che molti esperti si sono posti, ma quanto costerebbe adeguare sismicamente tutto il patrimonio edilizio italiano?

Su questo tema sono state fatte diverse previsioni le quali però non sono sempre condivise da tutti; in linea di principio ciò che si vuole dimostrare, portandolo sotto gli occhi di tutti,

⁷ Nel gergo assicurativo il “*combined ratio*” rappresenta la somma del *loss ratio* e dell’*expenses ratio*; rappresenta l’indice di qualità tecnica della gestione danni tramite la differenza tra il 100% e il *combined ratio*. Oltre il 100% si è in perdita, sotto si è in utile.

è come *il costo di prevenzione possa essere realmente inferiore rispetto agli enormi costi di ricostruzione fino ad oggi sostenuti per la ricostruzione*. In questo tipo di stime risulta generalmente molto più semplice fare delle ipotesi in merito *all'edilizia pubblica* per la quale sono archiviate molte più informazioni. In linea di massima è stato stimato che solo per questa servirebbero circa **50 miliardi** al fine di un concreto adeguamento sismico (11). A questa somma va dunque aggiunta la grossa quota parte relativa *all'edilizia privata*, tema questo di forte dibattito, in quanto la valutazione può essere fortemente variabile a seconda dei parametri utilizzati, in parte a volte soggettivi; in generale si può stimare per l'adeguamento del privato siano necessari dai 300 agli 800 euro al metro quadrato per unità abitativa, il range è dunque fortemente ampio (12). Secondo alcune stime del 2013 eseguite dal Consiglio Nazionale degli Ingegneri (CNI) [7] per la parte di edilizia privata servirebbero circa 93,7 miliardi (valore basato su un costo base di 70 Euro/m²). Nello specifico questa stima valuta l'influenza della localizzazione all'interno della mappa sismica del paese, in particolare, facendo delle valutazioni su possibili interventi specifici sviluppati nelle zone maggiormente a rischio sismico. Delle circa **35 milioni** di abitazioni presenti sul territorio, circa 12 milioni secondo la stima sono collocate nelle zone più a rischio: 1,4 mln nella *zona 1*, 9 mln nella *zona 2*, 8,5 mln nella *zona 3* ed infine 9,4 mln nella *zona 4*. La stima inoltre riporta la necessità di intervenire su circa il 41% del patrimonio costruito; si riportano di seguito due tabelle sempre fonte CNI [7] che meglio esprimono il potenziale del rischio sismico sul paese:

Regione	Prima del 1919	Dal 1919 al 1945	Dal 1946 al 1961	Dal 1962 al 1971	Dal 1972 al 1981	Dal 1982 al 1991	Dal 1992 al 2001	Dal 2002 al 2011	Totale
Abruzzo	74.035	36.543	40.937	41.973	48.023	31.285	16.583	3.808	293.186
Basilicata	36.418	17.220	19.642	14.904	16.259	15.397	8.761	1.571	130.172
Calabria	91.030	68.249	67.496	65.537	86.790	65.818	26.727	1.554	473.201
Campania	237.350	109.645	140.313	159.138	135.104	121.336	51.065	6.095	960.048
Emilia-Romagna	181.764	100.685	164.588	143.253	129.126	66.749	64.189	30.046	880.400
Friuli-Venezia Giulia	73.211	29.566	41.950	40.623	43.361	22.312	16.080	6.258	273.360
Lazio	166.922	126.376	228.553	194.890	160.303	98.909	51.415	4.394	1.031.763
Liguria	171.070	73.164	93.180	81.882	38.844	16.935	8.160	1.508	484.743
Lombardia	423.596	224.375	323.231	316.370	241.762	150.324	133.250	52.320	1.865.228
Marche	79.028	32.386	42.698	48.131	48.461	26.557	18.323	7.419	303.002
Molise	32.714	12.472	9.028	8.399	10.125	7.054	4.257	1.163	85.211
Piemonte	379.388	146.961	161.885	160.922	115.559	52.088	43.289	6.607	1.066.699
Puglia	149.342	98.005	120.907	126.945	134.931	99.792	48.897	1.015	779.835
Sardegna	40.952	37.732	52.791	47.479	60.594	49.665	34.377	5.911	329.500
Sicilia	157.381	168.149	172.608	177.568	189.515	136.438	60.539	5.035	1.067.232
Toscana	288.845	104.410	123.848	106.080	88.986	49.823	35.228	15.958	813.177
Trentino-Alto Adige	80.947	21.555	26.174	29.088	30.544	18.763	18.732	6.798	232.601
Umbria	49.589	16.367	23.411	21.821	25.404	16.046	12.431	5.671	170.740
Valle d'Aosta	14.131	4.533	6.553	6.777	7.332	3.716	2.285	1.023	46.350
Veneto	191.945	86.144	133.518	148.500	137.295	81.262	80.092	34.955	893.710
Totale	2.919.655	1.514.53	1.993.309	1.940.28	1.748.31	1.130.26	734.681	199.108	12.180.15

Tabella 4 - Stima del numero di abitazioni a potenziale rischio sismico

La tabella precedente fa riferimento agli edifici nelle zone maggiormente esposte al rischio sismico, le prioritarie in un'ottica di salvaguardia generale; come logico tale previsione parziale diminuisce drasticamente la spesa totale che andrebbe sostenuta per l'intero patrimonio edilizio. Il dato principale è esposto nella tabella seguente e fa riferimento alla spesa totale sull'intero patrimonio edilizio, per il quale servirebbero in caso di adeguamento circa 5,5 miliardi per la zona 1, 30 miliardi per la zona 2, 27 miliardi per la zona 3 ed infine circa 30 miliardi per la zona 4:

	Zona sismica 1	Zona sismica 2	Zona sismica 3	Zona sismica 4	Totale
Abruzzo	519.608.951	956.819.990	1.026.708.276		2.503.137.217
Basilicata	389.756.074	578.689.566	110.593.193		1.079.038.832
Calabria	2.261.606.036	1.674.589.040			3.936.195.076
Campania	757.085.265	6.495.980.770	842.691.565		8.095.757.599
Emilia-Romagna		1.886.802.360	4.444.537.374	360.037.192	6.691.376.926
Friuli-Venezia Giulia	175.023.026	912.238.866	282.330.683	668.360.083	2.037.952.658
Lazio	298.653.340	2.251.614.507	4.944.840.424	188.586.014	7.683.694.285
Liguria		358.830.381	978.983.635	1.978.397.589	3.316.211.605
Lombardia		244.134.343	2.127.065.643	10.530.581.244	12.901.781.230
Marche	21.979.822	2.286.865.047	145.423.612	1.608.381	2.455.876.861
Molise	180.286.210	473.637.420	94.327.642		748.251.272
Piemonte		259.827.928	726.379.390	6.400.791.351	7.386.998.669
Puglia	82.257.196	1.206.391.434	2.125.295.858	2.952.326.318	6.366.270.807
Sardegna				2.376.413.502	2.376.413.502
Sicilia	562.630.213	7.477.470.927	113.386.798	637.807.857	8.791.295.795
Toscana		1.264.897.651	5.031.170.932	475.004.478	6.771.073.061
Trentino-Alto Adige			272.053.211	1.128.520.230	1.400.573.441
Umbria	238.681.660	1.054.306.951	230.937.694	27.123.598	1.551.049.903
Valle d'Aosta			37.820.498	264.450.404	302.270.902
Veneto		929.716.300	3.857.865.949	2.497.349.972	7.284.932.221
Totale complessivo	5.487.567.794	30.312.813.480	27.392.412.378	30.487.358.213	93.680.151.864

Tabella 5 - Stima del costo di adeguamento per zona sismica e per regione

Sul filone della stima parziale in merito ad interventi localizzati nelle aree a maggior rischio sismico, si riporta una seconda stima sviluppata questa volta dall'OICE⁸ che ha potuto stimare in virtù delle sue analisi un costo totale di adeguamento pari a circa 36 miliardi di Euro (13).

⁸ Associazione delle Organizzazioni di Ingegneria di architettura e di consulenza tecnico-economica.

In generale dunque, considerando sempre una certa soggettività nella scelta dei parametri, le stime di adeguamento in merito all'edilizia privata e quella pubblica si attestano rispettivamente intorno ai 93 e 50 miliardi, dunque certamente inferiori rispetto alla spesa di ricostruzione fino ad ora sostenuta, ma questo vale nel caso si valutino singolarmente. Se si considerasse la loro somma allora questo non sarebbe vero.

Riprendendo il rapporto del CNI sopra descritto, a fronte di una spesa totale dal 1968 al 2014 di 121,6 miliardi è come se si fossero spesi solo in tasse ben 2,6 miliardi/anno; mentre secondo l'Associazione Nazionale Costruttori Edili (ANCE) ancora di più, circa 3,5 miliardi/anno (14).

In linea di principio sono state identificate tre scenari operativi in merito ad un possibile adeguamento sismico: partire intervenendo dalla sola edilizia privata, partire dalla sola edilizia pubblica, oppure partire dagli edifici nelle zone a rischio sismico più alto. Quello che sembra fuor di dubbio è che tali operazioni debbano essere intraprese con maggior vigore e decisione a livello governativo, insomma, un vero "piano per adeguare il territorio"; certo, pretendere di attuare un piano che possa comprendere tutto il patrimonio edilizio forse è follia, ma di certo, l'intervento è necessario da anni ed è ormai inderogabile. In altre parole, nel lungo periodo è possibile prevenire il rischio sismico con costi di adeguamento pari o addirittura minori a quelli da sostenere per le ricostruzioni, arrivando a risparmiare anche il 40-50% sul totale [8]. Servirebbero stanziamenti annuali pari in valori numerici alla spesa già sostenuta (15)[9].

4. La politica odierna di prevenzione

Il grande tema dei costi prodotti dagli eventi sismici è legato con i piani fiscali ed economici dello stato. Com'è stato già indicato oltre ai fondi statali è presente dal 2002 il forte contributo dell'UE tramite il fondo specifico di solidarietà, ma un altro tema legato che riguarda da molto vicino i cittadini è quello delle tasse, questo perché quando si parla di "piano di prevenzione" o "piano di adeguamento", come usualmente accade nel nostro paese, spesso parte dei finanziamenti arrivano direttamente dalle tasse quotidianamente pagate, in particolar modo le accise. Riguardo queste ingenti somme di denaro va considerata purtroppo la macchina burocratica italiana, spesso lenta, che prova spesso ritardi nello stanziamento dei fondi previsti per le emergenze, rischiando così di rendere ancora più severa la situazione. Chiari esempi sono le zone dell'Abruzzo colpite, dove a fronte del totale previsto di circa 18 miliardi ne sono stati stanziati ad oggi circa 300

milioni, o ancor peggio a livello generale, il confronto tra i 145 miliardi incassati in 50 anni e quelli realmente stanziati per le emergenze, che sono meno della metà (16). Altri rallentamenti si riscontrano invece sul tema pratico degli interventi: nel 2002 dopo il terremoto di S. Giuliano di Puglia è stato varato un piano di adeguamento sismico per tutte le scuole d'Italia; ad oggi quel piano deve ancora concludersi. E ancora, dal 2009 dopo il terremoto in Abruzzo è stato introdotto un ulteriore fondo (teoricamente a comprovare l'interesse dello Stato) per la "prevenzione del rischio sismico" (legge n. 77). Tale provvedimento si può concludere oggi che servì più che altro per riportare un po' di credibilità verso le istituzioni per poter così coprire l'enorme disinteresse nella valutazione del rischio sismico in cui versa il Paese. In sette anni furono stanziati solo 965 milioni di Euro, cifra addirittura inferiore all'1% del totale richiesto per l'adeguamento sismico dell'intero paese; di quel provvedimento come per altri ad oggi non si sa più nulla, nessun documento, nessuna altra traccia. Ecco perché invece di operazioni e/o piani a breve termine o di scarsa efficacia servirebbero dei veri "piani di prevenzione" a lungo termine.

Al fine di poter incentivare l'intervento sui fabbricati ed intervenire così nella grossa operazione dell'adeguamento del patrimonio edilizio, dopo i terremoti del centro Italia nel 2016-2017, è stata introdotta una prima vera azione governativa, il "Piano Casa Italia", nel 2017, le cui indicazioni risultarono disattese nella quasi contemporanea operazione "Casa sicura"⁹. Il SISMA BONUS [10], così viene comunemente chiamata, è la prima azione nel suo genere da parte dello stato, con la quale vengono stanziati risorse economiche "indeterminate" alla prevenzione¹⁰ [6]. Un'agevolazione fiscale nata in chiave antisismica introdotta con legge di bilancio per l'anno 2018 (legge n.205 del 27 Dicembre 2017). Ciò che differenzia questa iniziativa rispetto alle precedenti riguarda il suo periodo di vita, infatti è stato garantito per un minimo di 5 anni proprio al fine di evitare il caso di interventi promessi del "giorno dopo"¹¹. Prima di dare per assodata la bontà del provvedimento è opportuno fare alcune valutazioni in merito che ne mettono in luce alcune criticità [6].

⁹ D.M. n.65 del 07/03/2017;

¹⁰ Accessibile solo per zona 1, zona 2 e zona 3; Coperto il 77% della superficie dell'intero paese;

¹¹ Tale provvedimento è stato definito senza l'utilizzo di conoscenza scientifiche.

Il bonus fiscale prevedeva importanti detrazioni ai fini IRPEF e IRES verso i contribuenti per gli interventi in tema sismico sui fabbricati, in particolare erano previste detrazioni intorno all'70/80% per edifici in zone 1,2 e 3, mentre sono stati esclusi da questo bonus gli edifici in zona 4¹² per i quali si poteva usufruire del bonus “ristrutturazione standard” al 50% fino ad un ammontare di 96000 Euro. In particolare per gli edifici in zona 1,2 e 3 l'agevolazione è maggiorata al:

- 70%, in caso di passaggio ad una classe di rischio inferiore
- 80% in caso di passaggio a due classi di rischio inferiori

La legge di bilancio 2018 ha introdotto inoltre un maxi sconto per le attività combinate di messa in sicurezza dal rischio sismico e riqualificazione energetica di edifici condominiali ricadenti nelle zone sismiche 1,2 e 3 fino ad un tetto di 136000 Euro. *L'ECOBONUS* invece tratta le detrazioni verso i contribuenti che effettuano interventi di risparmio energetico per un massimo di spesa pari a 100 mila euro (tra cui caldaia, tende da sole, finestre e infissi vari).

Tra le criticità riscontrate riguardo l'introduzione di queste agevolazioni, in questi anni, risalta fortemente *il tema dell'inconsapevolezza da parte dei proprietari della necessità di interventi riguardo la mitigazione del rischio*, ed ancora, della scarsa conoscenza sulle misure introdotte dallo stato. Il tema delle agevolazioni statali è sicuramente centrale per poter incentivare ed alimentare un processo che permetta di intervenire su tutto il patrimonio edilizio, ma sembra che l'aspetto primario in questo momento si debba focalizzare maggiormente sull'informazione e sulla sensibilizzazione di tutte le figure coinvolte.

Se da un lato esiste dunque la possibilità di essere agevolati nella realizzazione di diversi interventi, dall'altro viene messa in luce una “non convinta” azione da parte del governo, la quale come le precedenti non può essere ancora riconducibile ad un vero “piano di prevenzione”. Sembra esserci “l'innescò” di una certa sensibilità in merito alla sicurezza e alla prevenzione dell'esistente, ma ad oggi non è accompagnata da piani specifici basati studi ed analisi approfondite.

¹² In riferimento alla classificazione dell'OPCM 3274/03.

5. Le principali cause di danno e degrado

In riferimento al Cap. 2 dell'elaborato, al compimento dei 50 anni di vita da parte del fabbricato, se non prima, si rendere necessaria una diagnosi con la quale si possa analizzare e valutare lo stato generale di salute del fabbricato, in virtù delle naturali sofferenze che derivano dal superamento della sua vita nominale.

Negli ultimi anni sono accadute spesso tragedie che non hanno fatto altro che alimentare il tema riguardante lo stato di salute dei fabbricati, uno tra gli ultimi, il crollo della palazzina di Torre Annunziata il 7 Luglio del 2017, dopo il quale è stata concepita l'idea di introdurre nella legge di stabilità 2018 l'obbligatorietà di una certificazione statica per gli immobili. Nel corso del 2015 sono stati realizzati ben 150 mila interventi di soccorso negli edifici, derivanti da sofferenze diffuse di tipo statico, crolli o cedimenti (circa 48mila), fughe di gas (circa 23mila) e da incendi/esplosioni prodotti da cattivi stati di conservazione in merito agli impianti (circa 84mila).

Il quadro negativo che si sta sviluppando e propagando a livello nazionale anno dopo anno può essere valutato considerando oggi la situazione dell'edilizia scolastica, uno di quei temi di primaria importanza per uno Stato.

Uno dei dati più importanti rivela che *“due scuole su cinque si trovano in zone ad alta sismicità”*, in pratica, il 43% degli edifici scolastici si trova in zone ad elevato rischio sismico, zona sismica 1 e 2, mentre il 57% in zone a rischio sismico 3 e 4; senza considerare gli edifici che si trovano in zone a rischio idrogeologico. Ciò che spaventa di più però è la bassa percentuale di edifici scolastici migliorati dal punto di vista sismico 9%, o adeguati 5%,(considerando che il 58% delle scuole sono state costruite prima della normativa anti-sismica). In più da Agosto 2018 a Luglio 2019 sono stati registrati almeno 70 episodi di crolli e distacchi di intonaci, un episodio ogni tre giorni di scuola; dal 2013 in totale ben 276 episodi di questo genere.

A parere dello scrivente tale problema risulta essere notevolmente preoccupante, quando anche un'istituzione come la scuola pubblica possa ritrovarsi anche solo in parte in condizioni di questo tipo. Oltretutto con una semplice ricerca online, scrivendo “crollo edificio”, si scopre che ogni giorno si possano trovare da uno a tre nuovi casi. Di fronte ad uno scenario simile non c'è ombra di dubbio che il patrimonio edilizio debba essere soggetto ad un forte e concreto intervento che ne analizzi le problematiche e lo metta il prima possibile in sicurezza.

Per poter svolgere in modo adeguato qualsiasi tipo di intervento di riqualificazione e di manutenzione per l'edilizia, occorre valutare attentamente tutte le patologie e le sofferenze che interessano il fabbricato. In generale le tipologie di danno che possono colpire un edificio sono diversi, danni causati dal degrado temporale, da una cattiva manutenzione degli impianti, errate ristrutturazioni, cedimenti strutturali, e altro ancora. In generale però, data l'esperienza purtroppo che si sta accumulando nel tempo, è possibile associare gli eventi di danno più ricorrenti in funzione del tipo di fabbricato.

Com'è stato anche per altri settori, anche per l'edilizia si rende necessario un cambio di indirizzo, in primis, potrebbe essere utile adottare alcune buone pratiche amministrative già in atto in alcune zone sul nostro territorio. Ad esempio, in Toscana, esiste un ottimo sistema di monitoraggio e di anagrafe che consente di accedere con facilità ai finanziamenti, permettendo così un facile controllo e garantendo maggior agevolazioni per gli enti nella burocrazia quotidiana.

Considerando l'età avanzata in cui versa il patrimonio edilizio italiano, in virtù delle tecnologie utilizzate in passato e considerando le pratiche edilizie del passato, tra le sofferenze più frequenti riscontrabili sugli edifici esistenti si può trovare:

lo *sfondellamento dei solai* (che può derivare da più cause come carichi eccessivi, la rottura dei setti verticali e/o il ritiro dell'intonaco), *l'umidità delle superfici* (che può provocare alterazioni dei materiali, insalubrità dei locali e mancanza di comfort), *problematiche di diversa natura sui serramenti* (che portano a fenomeni di infiltrazione e condensa) e *la presenza di amianto* (presente ancora su oltre 2400 edifici scolastici); ma queste sono solo alcune delle possibili sofferenze riscontrabili.

Soprattutto nell'edilizia privata ma anche in quella pubblica, negli ultimi anni si sono susseguiti diversi casi di crolli e/o danneggiamenti ai fabbricati, e in seguito a questa serie spiacevoli di eventi è stato possibile definire le cause ricorrenti che insistono negativamente sui fabbricati: *esplosioni dovute a bombole di gas o fughe di gas provenienti da una o più tubazioni, infiltrazioni d'acqua che portano a crolli, esplosioni dovuti a lavori di ristrutturazione, cedimenti strutturali, cedimento totale o parziale di parti non strutturali, mancanza di qualsiasi sicurezza antisismica, ed ancora, soprattutto negli ultimi anni, gli incendi.*

In questo quadro generale uno spazio molto importante lo stanno trovando le conseguenze dovute a antincendio. Soprattutto nel comune di Milano il numero di crolli e danneggiamenti dovuti a casistiche antincendio risulta maggiore rispetto a quello per eventi di natura sismica, ecco una delle diverse motivazioni per cui oggi è richiesto di dare molta attenzione al tema della prevenzione incendi.

6. Le principali cause di danno nel territorio italiano

Da metà del XX secolo in avanti il susseguirsi di eventi eccezionali sul territorio ha fatto sì che la normativa esistente venisse revisionata e aggiornata nei suoi diversi punti al fine di poter considerare gli effetti degli eventi appena accaduti rimanendo dunque al passo con i tempi. Se questo aspetto può sembrare corretto e logico, dall'altro sussistono tutta una serie carenze a livello normativo in merito alla sicurezza e alla manutenzione dei fabbricati che spesso sono proprio la causa principali degli eventi dannosi che si verificano.

L'esempio forse più recente come già accennato è quello della palazzina di *Torre Annunziata nel quale persero la vita otto persone tra cui due bambini*, dopo il quale fu introdotto l'obbligo del certificato di stabilità da inserire anche negli eventuali contratti d'affitto e di compravendita. *Questo in alternativa al concetto di "fascicolo del fabbricato" che si è tentato di introdurre da circa 25 anni, il quale avrebbe avuto un ruolo fondamentale nell'evidenziare problemi strutturali e non, legati all'edificio, manifestando così la necessità di eventuali manutenzioni.*

L'inchiesta sul caso e tutt'oggi aperta e le ipotesi all'esame dei magistrati erano diverse, ad ogni modo gli inquirenti si sono concentrati sui lavori di ristrutturazione effettuati sui primi due piani dell'immobile, sui quali oltretutto era già stata posta attenzione dall'ex sindaco di Torre Annunziata; tali lavori sono stati condotti in assoluta spregiudicatezza il che aveva portato già 20 giorni prima del crollo alla formazione di diverse crepe sull'edificio. *Un esempio che porta i segni di una forte ignoranza tecnica accompagnata dall'enorme mancanza di dati e di informazioni sullo stato di salute del fabbricato (17).*

Oltre al caso di Torre Annunziata, forse il più recente, si possono rilevare numerose casistiche nelle quali troviamo danni dovuti a lavori di ristrutturazione, uno dei più conosciuti è il disastro della "casa dello studente" a L'Aquila. In questo caso come in

tanti altri nell'edilizia privata, i lavori spesso vengono realizzati senza controlli e senza valutare in alcun modo la condizione statica dell'edificio.

Si vogliono ora citare alcuni esempi legati al grande tema delle ristrutturazioni: come il *caso di Roma nel 2016*, zona *Trastevere*, dove un edificio è crollato a causa della rimozione di alcune tramezze, e ancora, *a Ceprano nel 2019* dove un palazzo è crollato a seguito di un cambio di destinazione d'uso contestualmente all'aumento non giustificato dei carichi verticali. Questi sono solo alcuni esempi di una lunghissima lista che purtroppo si potrebbe stilare, e inequivocabilmente è possibile rilevare alcune condizioni comuni tra i diversi casi:

Un primo aspetto riguarda l'impossibilità (o disinteresse se vogliamo) nel reperimento delle informazioni in merito ai progetti iniziali e sulle eventuali modifiche occorse nel tempo sul fabbricato, questo soprattutto nel caso di edifici vetusti, non creando così una buona base di conoscenza per valutare correttamente gli interventi.

Un secondo aspetto riguarda invece la grande macchina della burocrazia italiana, la quale viene molto spesso in capo quando si parla di lavori edilizi; le cui tempistiche spesso sia per volere delle imprese che per volontà dei proprietari, spingono ad effettuare interventi più o meno complessi anche se in totale assenza di certificazioni obbligatorie (es. CILA), o comunque in anticipo rispetto al reperimento delle stesse; comportando così come accade ormai da anni, che appaltatori e committenze, presi dalle richieste dell'odierno mercato del lavoro, procedano trascurando totalmente o quasi un aspetto fondamentale come l'analisi preliminare dei fabbricati, che sia statica o di altro genere. Tale tema si lega ad un tema molto ampio sul nostro territorio che negli anni dalla crisi ha trovato il suo trampolino di lancio, l'abusivismo edilizio. Dati ISTAT alla mano (*fig. 3*) si può osservare che l'abusivismo è notevolmente aumentato nel periodo della crisi, passando dalle 9 costruzioni su 100 autorizzate con 250000 PdC¹³ nel 2007, fino alle 20 ogni 100 autorizzate con meno di 50000 PdC nel 2014 [11]. Come si nota da tale grafico, "a parità" di costruzioni abusive, ad una diminuzione dei PdC si contrappone un aumento dell'indice di abusivismo.

¹³ *Permesso di Costruire;*

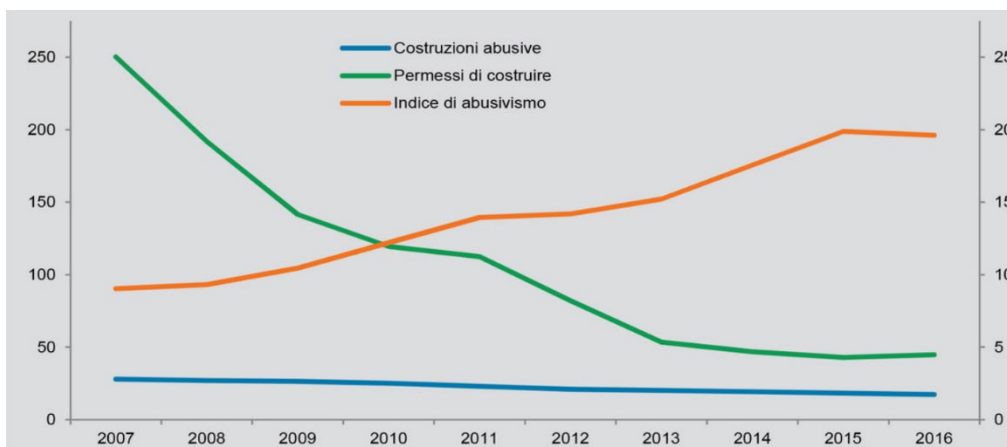


Figura 3 - Indice di abusivismo edilizio (asse destro), nuove costruzioni abusive a uso residenziale (asse sinistro). Anni 2007-2016. Valori assoluti in migliaia e nuove costruzioni abusive ogni 100 autorizzate

Nel vasto quadro degli interventi sull'esistente si contrappongono dunque diverse situazioni: casi in cui è palese l'impossibilità nel reperimento di informazioni in merito ai fabbricati, casi in cui data la frenesia del mondo lavorativo vengono iniziati interventi preoccupandosi solo dopo di problematiche inerenti alla condizione del fabbricato, o ancora, la preoccupazione nell'ottenere i permessi necessari tralasciando aspetti importanti sul fabbricato, o nella peggiore delle ipotesi, casi in cui vengono svolti gli interventi in totale mancanza di certificazioni; come anticipato spesso per colpa di una burocrazia troppo lunga e pesante da un lato, mentre dall'altro colpa di un disinteresse totale nella necessaria valutazione preliminare del fabbricato ai fini di un corretto approccio ai lavori. Gli elementi spesso trascurati risultano essere tutte quelle sofferenze minori magari presenti sul fabbricato delle quali normalmente non ci si preoccupa, perché non manifestano una pericolosità evidente. Se tali sofferenze o ammaloramenti peggiorano a causa di successivi interventi e/o modifiche, è chiaro che sarebbe stato opportuno esserne a conoscenza prima ancora di progettare eventuali interventi sul fabbricato. Sembra quindi abbastanza evidente come la presenza di un fascicolo, un libretto o un documento che raccolga la storia e le informazioni principali sulle costruzioni possa dare un notevole contributo non solo ai proprietari ma anche a chi negli anni successivi si troverà ad intervenire sulle stesse.

Sul territorio nazionale tra cause principali di crolli o danneggiamento agli edifici troviamo ai primi posti le perdite di gas, la lista anche in questo caso è molto lunga. Un breve elenco dal 1979 fino ai giorni nostri: a Parma nel '79 dove la rottura di una bombola

provoca il crollo di 3 piani di ospedale; a Montecchio (R.Emilia) nel '81 dove crollò un intero condominio a causa di una fuga di gas, a Pisa nel '81 un altro crollo per fuga di gas, e ancora, Castellaneta nel '85, Modena nel '86, Lecco nel '87, Pozzuoli nel '91, Napoli nel '92 e Barletta nel '59 (18). Se ne possono valutare tantissimi, e questa luna fila continua tutt'oggi; in anni più recenti a noi: negli anni 2000 a San Vittore Olona nel milanese, e nei pressi di Venezia, sempre crolli causati da fughe di gas. Alcuni tra i casi più recenti invece, a Rescaldina nel Marzo 2018 con il crollo di una palazzina per fuga di gas (19), a Roma nel Giugno 2019, un crollo per fuga di gas di un edificio che ospitava uffici, e per concludere questa piccola lista, il crollo di un palazzo a Gorizia sempre nel Giugno 2019 e sempre per una fuga di gas.

Infine, la fonte di danno forse peggiore in termini di superficie territoriale e di edifici coinvolti sono sicuramente gli *eventi sismici*, che, come definito al par. 2.1, ormai da molti anni minano il patrimonio edilizio contestualmente alla buona quota parte degli edifici non adeguata sismicamente.

7. Le principali fonti di danno nel Comune di Milano

Le stesse problematiche riscontrate su tutto il territorio possono essere individuate anche su scala ridotta all'interno delle entità comunali. Si vuol fare ovvio riferimento al Comune di Milano, il quale è stato il primo in Italia ad introdurre un nuovo provvedimento come il CIS volto all'analisi dello stato di salute dei fabbricati. Le casistiche sono ovviamente numerose, si farà nel seguito riferimento a soli casi di edilizia privata.

La credenza popolare attuale, o meglio, la prima causa che viene associata ai danni o ai crolli degli edifici risulta essere l'azione sismica, soprattutto se ci si trova temporalmente collocati in vicinanza a qualche evento rilevante. Nella realtà però esistono una moltitudine di fattori che possono influenzare lo stato di salute degli edifici, il degrado temporale, l'azione del fuoco, l'azione del vento, lavori di ristrutturazione, cedimenti strutturali, intensi nubifragi, cambi di destinazioni d'uso, e molto altro.

Cercando di tenere in considerazione quante più fonti possibili di danno e ponendo l'attenzione su come questi inneschino e propaghino sofferenze ed eventualmente danni sulle costruzioni, è possibile ricavare diversi elementi di riflessione. Proprio in merito a

questa considerazione, osservando gli eventi accaduti negli ultimi 25 anni a Milano è possibile rilevare un dato molto interessante; cioè il fatto che *il numero di crolli registrati a causa di problematiche antincendio sia maggiore rispetto a quello registrato nei confronti delle azioni eccezionali come il sisma* (come verrà trattato nel seguito, questa è una delle motivazioni forti per cui nel CIS viene richiesto espressamente nei primi punti di descrivere e comprovare con documentazione inerente il livello di sicurezza al fuoco dell'edificio). Sicuramente questo è uno di quei temi che spesso viene sottovalutato e nel peggiore dei casi totalmente trascurato, nonostante siano ormai noti gli effetti negativi che può produrre un carico termico del genere sulle costruzioni.

Al fine di motivare concretamente quanto si è descritto sopra si vogliono ora riportare una serie di esempi riguardanti diverse strade che hanno portato al danno e/o crollo degli edifici nel Comune di Milano.

- La “prima categoria” comprende quegli eventi che vengono causati da *fughe di gas ed esplosioni*. In ordine cronologico il *primo caso* segnalato riguarda un edificio di sette piani fuori terra crollato in **Viale Monza n°112** durante la mattina del 30 Settembre 1994. L'evento si è verificato a causa di una fuga di gas in uno dei piani più alti dell'edificio, sul quale ha pesato fortemente l'effetto “tappo” di quelli adiacenti, con la conseguente implosione dell'edificio. Le prime testimonianze furono unanime nel confermare la forte presenza di gas nell'intorno del fabbricato proprio poco prima dell'esplosione; i cittadini fecero ricadere la colpa subito sui lavori inerenti al collegamento del gas metano, in particolare incolpando l'azienda incaricata della metanizzazione¹⁴. La tragedia suscitò forti polemiche in merito a queste tipologie di lavori/manutenzioni, che hanno portato nel breve tempo ad accentuare l'interesse proprio verso queste operazioni. Gli accertamenti portarono poi a concludere che lo scoppio era avvenuto per la saturazione dell'appartamento a causa del gas. Il *secondo caso* riguarda invece l'esplosione di una palazzina in **via Ungaretti** (Cerro Maggiore), l'11 Novembre 2015, in seguito ad una perdita di gas oltretutto segnalata già il giorno prima da più residenti. L'odore di gas si è iniziato a percepire in seguito all'apertura di un cantiere relativo all'installazione dei cavi di fibra ottica. In seguito all'esplosione

¹⁴ Indica l'insieme delle operazioni atte all'approvvigionamento e alla distribuzione del gas metano.

la deflagrazione ha causato l'innescò di un forte incendio il quale a completamente distrutto la palazzina. Un **terzo** ed ultimo caso di cui si vuole accennare riguarda invece lo scoppio sempre a causa di una perdita di gas all'interno di una palazzina di quattro piani in **via Brioschi** (zona navigli) il 12 Giugno 2016, con un conseguente crollo parziale dell'edificio. In questo caso la palazzina era impegnata da lavori di ristrutturazione sulla facciata principale. La palazzina contava circa una ventina di appartamenti dove all'interno di uno di questi è avvenuta l'esplosione; l'episodio incriminato riguarda la presenza di una valvola di impianto chiusa e la manomissione di una delle tubazioni principale di adduzione, ad ogni modo ancora oggi sono da accertare le cause reali dell'episodio.

Questi sono solo alcuni esempi ma è lampante come una tematica del genere abbiamo necessità come tante altre di essere tenuta in debito conto, la quale necessità più controlli ed attenzione. Basti pensare che nel 2016 i vigili del fuoco sono intervenuti in tutta Italia a causa di segnalazioni in merito a perdite di gas per un totale 38 esplosioni e 10.625 interventi.

- La "seconda categoria" riguarda invece il tema degli incendi in parte direttamente legata alla precedente, in quanto da una fuga di gas si può facilmente propagare un incendio. Il livello prestazione dei materiali nei confronti dell'azione termica prodotta da un incendio è fondamentale per preservare la sicurezza in prima istanza degli utenti e più in generale del fabbricato stesso. L'interesse verso questo tema sta diventando sempre più forte, questo è dovuto principalmente al fatto che troppo frequentemente si sentono terminologie quali "l'incendio/rogo è divampato" nell'edificio, proprio dietro questa affermazione si possono celare una serie di concause di svariato tipo. Ciò che va sottolineato è come le conseguenze in merito ad eventi del genere possano in casi fortunati non colpire gli utenti, mentre in casi meno fortunati sì.

Non sono rari i casi in cui lo sviluppo di un incendio porta al crollo di una o più porzioni dell'edificio, come nel caso di via Beroldo 2, dove è avvenuto il crollo del tetto in seguito all'incendio, o nel caso più estremo, come nei casi di edilizia industriale, vedi il crollo di via Chiasserini 21, dove il propagarsi dell'incendio ha portato in poco tempo al collasso di tutto il capannone. È evidente che il livello prestazionale in termini di sicurezza antincendio degli edifici sia fondamentale, in

particolare è stato riscontrato come nei casi di edilizia privata il collasso riguardi spesso le coperture a meno che chiaramente non ci sia uno sviluppo omogeneo dell'incendio in tutto il fabbricato, per l'appunto causato da una fuga di gas. Nel caso di capannoni ed edifici industriali in genere è fondamentale invece che venga tenuto in debito conto il confronto tra i livelli di sicurezza del fabbricato e il rischio indotto dalle attività svolte all'interno.

- La “terza categoria” prende in considerazione il tema relativo allo stato di degrado avanzo che può insistere sui fabbricati. Non è raro infatti trovare edifici che mostrino una o più criticità con il rischio di eventuali crolli in merito a una o più porzioni dello stesso, o eventualmente, che questi si verifichino a seguito di modifiche o interventi sulle stesse strutture. Si può per esempio considerare la grande famiglia degli elementi accessori ai fabbricati, i quali sono diventati spesso fonte di pericolo per l'incolumità dei cittadini. Non è raro il verificarsi di crolli in merito a porzioni del fabbricato ammalorate che non essendo opportunamente trattate riducono il loro livello prestazionale fino al collasso. Tipicamente ci si riferisce al caso di cornicioni dei palazzi (tipico caso per gli edifici a bordo strada), comignoli e intradossi dei balconi (spesso ammalorati a causa degli agenti atmosferici). Nel caso dei crolli in merito ai cornicioni, tra i più frequenti a Milano, negli ultimi anni si sono verificati tra i 3-4 casi l'anno con conseguenze gravi, tralasciando dunque tutti i casi in cui per fortuna non accaduto nulla di grave. Altri elementi accessori di cui va monitorato lo stato di conservazione sono i comignoli in copertura, ringhiere dei balconi, antenne satellitari, insomma tutti quegli elementi la cui caduta può provocare un forte danno all'incolumità.
- La “quarta” categoria riguarda invece i *lavori di ristrutturazione* i quali sono strettamente legati al tema del punto precedente. Molto spesso infatti edifici vetusti, abbandonati o in stato di forte degrado necessitano di interventi più o meno complessi volti al risanamento generale. Il problema rilevato in questi casi riguarda il primo approccio iniziale in merito ai lavori, infatti, capita molto spesso vengano fatti partire senza un accurato studio preliminare in merito alla condizione del fabbricato, assumendosi dunque rischi molto elevato in termini di sicurezza. I lavori di ristrutturazione possono interessare anche edifici con livelli di degrado contenuti. A dimostrazione dello stretto legame tra il tema del degrado

e i lavori di ristrutturazione si riporta un *primo caso* relativo al crollo della copertura *dell'istituto Gherardini* a Quarto Oggiaro nel 2013. L'edificio versava da tempo in condizioni di abbandono totale tanto da avere tetti e pareti interne che si sgretolavano e aree intere allagate ad ogni scroscio di pioggia (questo tema si lega a quanto descritto per l'edilizia scolastica al *par. 4*). Senza controlli, senza analisi preliminari e senza il rispetto delle norme di sicurezza, l'inizio dei lavori ha compromesso la staticità del fabbricato tanto da provocare il crollo della copertura.

Il *secondo caso* considera invece un aspetto intrinseco ai lavori di ristrutturazione a cui probabilmente pochi pongono una reale attenzione, gli *effetti delle vibrazioni* [11]. A questo tema si stanno avvicinando sempre più tecnici del settore, soprattutto in virtù degli odierni sviluppi in merito agli effetti delle vibrazioni indotte dalle lavorazioni edilizie. Va fatta però una considerazione. Sì, gli effetti indotti dalle vibrazioni a secondo della loro intensità e frequenza potrebbero nei casi peggiori provocare danni, crolli, inibire impianti, danneggiare tubazioni; ma nella grande maggioranza dei casi questi effetti sono prodotti anche da ulteriori concause. Si riporta in merito il caso relativo al crollo di un pavimento in seguito ad alcuni lavori di ristrutturazione in un appartamento in *piazza Virgilio* nel 2017. In particolare, si stavano svolgendo dei lavori mediante martello pneumatico quando all'improvviso il pavimento è collassato e precipitato al piano sottostante. In seguito a delle analisi svolte post-danno è stato constatato che la condizione dello stabile aggravata dalle vibrazioni indotte è stato un connubio tale da portare al collasso del solaio.

Com'è stato evidenziato il panorama delle casistiche di danno nei confronti dei fabbricati è molto ampio, e questo breve elenco non le raccoglie sicuramente tutte; si può notare come dietro tali eventi si possa individuare una comune mancanza (giustificata o meno) di interesse verso lo stato di conservazione e dello stato di salute del fabbricato.

CAPITOLO II
Il Certificato di Idoneità Statica

CAPITOLO II

- Un nuovo provvedimento, il Certificato di Idoneità Statica -

1. Il nuovo Regolamento Edilizio di Milano

In un contesto in cui il degrado dei fabbricati continua ad aumentare e dove fino a qualche anno fa non esisteva ancora uno strumento preciso che stabilisse quando una struttura debba essere sottoposta a controlli, le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 introducono in merito alla vita nominale dei fabbricati alcuni aspetti importanti:

- 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.

Consapevole già di tutte le problematiche esistenti sul patrimonio edilizio, e data l'evidente l'importanza di queste tematiche, nell'Ottobre del 2014 il Comune di Milano ha varato un nuovo Regolamento Edilizio che introduce proprio nuovi temi e contenuti riguardo la conoscenza e la manutenzione del patrimonio edilizio esistente, ponendosi responsabilmente il problema del controllo e della sicurezza di edifici al termine della loro vita nominale. Dall'uscita del regolamento si applicano le nuove norme edilizie su tutti i diversi titoli, Permessi di Costruire (PdC), Dichiarazione di inizio attività (DIA), Segnalazione Certificata di Inizio Attività (SCIA), Comunicazione di Inizio lavori (CIA), ecc., fanno però eccezione alcuni tipi di intervento che rimangono ancora sotto la disciplina del RE 1999, tra cui:

- le varianti, anche essenziali, apportate ai titoli già validi ed efficaci alla data di entrata in vigore del nuovo RE;
- i titoli edilizi presentati e/o richiesti per il completamento degli interventi assentiti con titoli già validi ed efficaci;

- i titoli edilizi relativi a istanze di PdC e/o di convenzionamento già protocollate;
- tutti gli interventi ricadenti all'interno degli ambiti interessati da piani attuativi prima del 22 Maggio 2012 (data di approvazione del PGT);
- tutti gli interventi presentati entro il 21 Novembre 2014 ricadenti all'interno delle Zone A e B di recupero individuate dal PGT.

Questo nuovo regolamento si è reso necessario in aggiornamento a quello previgente che risaliva al 1999 per poter allineare la normativa edilizia comunale a quella di settore a livello territoriale. Questo al fine di consentire una piena operatività del vecchio Piano di Governo del Territorio (PGT) approvato in data 22 Maggio 2012 ed entrato in vigore il 21 Novembre 2012, che proprio al RE demandava nuove norme applicative.

Il nuovo Regolamento Edilizio introduce tutta una serie di nuovi contenuti tra cui i quelli di maggior rilievo sono sicuramente: l'introduzione per gli edifici di nuova costruzione oppure oggetto di sostituzione/ristrutturazione edilizia del "*Fascicolo del fabbricato*" con l'art. 47; Il rispetto dei limiti per il fabbisogno annuo di energia primaria per la climatizzazione invernale e i limiti relativi alla produzione di energia da fonti rinnovabili, all'efficienza degli impianti di illuminazione e alla riduzione dei consumi di acqua potabile, e altri punti ancora.

La novità principale introdotta sul quale si sviluppa il seguente elaborato riguarda l'introduzione dell'*art. 11, paragrafo 6*, con obbligo entro determinate scadenze, per tutti gli edifici che hanno compiuto 50 anni di vita di effettuare controlli sia sull'idoneità statica delle parti strutturali dell'edificio, sia sulle parti secondarie e accessorie che possono rappresentare una fonte di rischio per l'incolumità delle persone. In particolare, le scadenze introdotte all'uscita del RE sono due: *entro 5 anni, Novembre 2019, per gli edifici senza collaudo statico, entro 10 anni, Novembre 2024, per gli edifici già in possesso di documento di collaudo*; questa distinzione è stata attuata in quanto fino al 1971 per gli edifici di nuova costruzione non era obbligatorio alcun collaudo statico.

Questa novità può essere considerata come un chiaro esempio della volontà da parte del comune di operare all'insegna della sicurezza, sia per quanto riguarda la salute dei fabbricati sia per quella dei cittadini. *Un obbligo che rappresenta un notevole vincolo all'agibilità la quale infatti potrebbe non essere più rilasciata e alla redazione degli atti di compravendita, i quali devono riportare nei diversi allegati anche il CIS*. L'obiettivo generale che si vuol raggiungere è duplice: il monitoraggio efficace dello stato di salute

dell'edilizia milanese da un lato, e la sensibilizzazione delle figure coinvolte con questi atti, proprietari e amministratori, facendo in modo che questi si possano rendere conto di come sia sconveniente rimandare o non considerare lo di salute del proprio immobile, stimolando dunque uno spirito che si diffonda come una nuova “cultura” intelligente e critica. *Perché come per le malattie, aspettare il verificarsi dei primi sintomi o delle prime sofferenze prima di intervenire, potrebbe risultare molto più costoso che rispetto a delle “semplici” azioni costanti di controllo e prevenzione.*

1.1 Lo schema di Regolamento Edilizio Tipo

Definiti gli aspetti positivi che vengono introdotti con questi nuovi elementi, bisogna però constatare come dalla loro entrata in vigore nel 2014 l'ambiente Edilizio Milanese si sia mostrato molto statico e lento nell'assimilare l'uso di questo nuovo strumento. In questi primi anni si è creato un clima ricco di dubbi, in parte dovuto alle difficoltà riscontrate dai tecnici nell'interpretazione normativa, ed in parte a causa della comunicazione di inizio 2019 con la quale il comune ha reso nota *la volontà di voler redigere un nuovo RE*. Questa scelta non ha fatto altro che rallentare ancor di più tutto il processo di divulgazione, adozione e assimilazione del CIS.

La necessità di un nuovo R.E. deriva dall'introduzione nel 2014, dell'accordo tra Governo, Regione e autonomie locali, mediante l'inserimento del *comma Isexies “Regolamenti edilizi comunali”* all'art. 4 del *D.p.r. 380/2001*, il quale sancisce la volontà di adottare uno “schema tipo” per i Regolamenti Edilizi e delle “definizioni tecniche uniformi” al fine di semplificare e uniformare le norme esistenti. Tale introduzione deriva *dall'articolo 17 bis della Legge 11/11/14 n. 164 di conversione al decreto Legge 133/2014 cd. “Sblocca Cantieri”*.

Solo quattro anni dopo con il *D.g.r 24 Ottobre 2018 – n. XI/695*, la Regione Lombardia recepisce questo accordo, obbligando i comuni entro un termine ultimo di 180 giorni a standardizzare il loro Regolamento Edilizio. Preso atto di questo cambiamento normativo, il 12 Dicembre 2018 il Comune di Milano ha reso noto l'avvio del procedimento per la redazione del nuovo R.E., il quale è tutt'ora in corso.

Con questa decisione il nuovo provvedimento si è affacciato ad un periodo di forte cambiamento senza aver ancora consolidato il suo utilizzo all'interno della comunità tecnica meneghina, e oltretutto purtroppo, senza che ne sia stato appreso a pieno il suo

reale significato. Questo passaggio non ha fatto altro che rallentare ulteriormente il suo utilizzo all'interno della comunità e alimentarne un'opinione pubblica negativa.

2. L'ente promotore e il percorso normativo del CIS

Il Regolamento Edilizio entrato in vigore nel 2014 con tutti i suoi articoli ed in particolare il suo art. 11.6 è stato redatto come usualmente accade da tecnici comunali, i quali però al tempo della redazione non erano ancora né a conoscenza e né in possesso di uno strumento valido che permettesse l'applicazione dei nuovi contenuti introdotti dal regolamento. A tal proposito è stato proprio il comune che insieme all'uscita del provvedimento ha richiesto un simil "capitolato tecnico" che facesse da linea guida in modo da permettere ai tecnici e alle figure coinvolte di adempiere ai propri obblighi.

L'ente promotore che sin dall'inizio si è proposto per lavorare in collaborazione con il comune alla redazione di questo strumento che potesse fungere da canovaccio è stato *l'Ordine degli Ingegneri di Milano*.

L'articolo 11.6 è stato introdotto una misura rigorosa e per certi versi severa nei confronti di circa 26000 immobili all'interno del Comune, con un impatto sociale ed economico sicuramente molto rilevante. Infatti, se ciascun CIS assumesse il valore economico di qualche migliaio di Euro (cosa altamente probabile), si tratterebbe di consulenze e costi per la collettività di cifre di circa 100/200 milioni di Euro. A tal motivo l'Ordine degli Ingegneri, ed in particolare la sua commissione strutture, ha iniziato da fine 2014 una forte collaborazione con il comune per riuscire a definire una linea guida da poter seguire in modo da poter ottemperare alle richieste dell'art. 11.6 mantenendo però un costo sociale sopportabile; questa collaborazione è durata infatti due anni fino all'uscita delle linee guida nel 2016.

Durante questo periodo e grazie alla collaborazione tra i due enti è emersa una forte volontà nel cercare di introdurre un'importante semplificazione alle procedure, questo in linea generale per ridurre l'impatto e l'impegno richiesto dal provvedimento in termini di costi sociali ed economici; da questa necessità è nata l'adozione di due livelli di verifica: uno "semplificato" dal costo contenuto e più semplice nel suo svolgimento che non richiede di essere sostenuto da calcoli e/o analisi specifiche, ma che abbia la funzione di un filtro atto a identificare situazioni di pericolo sul fabbricato. Un secondo livello invece più complesso e dispendioso che si applica a in quei casi in cui il primo livello di verifica non sia stato sufficiente.

Il lavoro portato a termine nel triennio 2014-2016 porta con se dunque due punti fondamentali:

- aver ridotto/attenuato il costo originario imposto indirettamente con l'art. 11.6 del RE relativamente alle verifiche;
- Il patrocinio dell'Ordine degli Ingegneri con l'impegno relativamente al deposito, l'analisi statistica e il controllo di tutti i CIS.

Il comune, proprio su questo aspetto aveva proprio richiesto che l'Ordine degli Ingegneri potesse prestasse il proprio operato al totale servizio dei cittadini, ed in particolare che si incaricasse della creazione di un apposito archivio ad hoc per il deposito delle certificazioni.

Le Linee guida sono state formalmente approvate dal comune con la *Determina Dirigenziale (D.D.) 598576 del 25 Novembre 2016, [12]*, la quale ha “addolcito” e reso meno pesanti i contenuti dell'art. 11.6. In particolare viene determinato:

- di approvare le Linee Guida per l'applicazione dell'art. 11.6 del R.E;
- per le proprietà pubbliche si procederà all'attuazione delle verifiche nell'ambito delle attività nei termini normativi delle OO.PP;
- *Il CIS oltre a essere allegato al Fascicolo del Fabbriato verrà depositato presso l'Ordine degli Ingegneri di Milano ai fini del monitoraggio e analisi del patrimonio.*

A pochi mesi dalla loro uscita è stato anche affrontato una semplice ma fondamentale questione giuridica. Infatti, le Linee Guida sono uscite nell'ottica di poter adempiere agli obblighi dell'11.6, ma nessun atto ufficiale aveva mai fino a quel momento sancito la validità di questa guida. Ecco perché mediante un quesito ufficiale (D.D. n.598576 del 25.11.2016, [13]) posto al Comune è stata concretamente ufficializzata la validità di questa guida da seguire.

Le modifiche più recenti a livello normativo sono state introdotte grazie al nuovo PGT “Milano 2030”, *adottato* dal consiglio comunale in data 4 Marzo 2019 ed *approvato* il successivo 14 Ottobre. Dopo l'adozione del PGT ne è stata possibile la visione nei mesi

di Giugno e Luglio, periodo nel quale è stata data a tutti i cittadini di poter esporre qualunque osservazione in merito. Questa opportunità ha dato voce in capitolo ad un elevato numero di tecnici che hanno potuto così esprimere le loro perplessità in merito al CIS. Il PGT Milano 2030 subentra proprio nell'anno delle prime scadenze introdotte dal CIS (Novembre 2019); dalla sua introduzione nel 2014 purtroppo i dati archiviati dall'Ordine degli Ingegneri sono stati molto eloquenti, in tutto il 2017 i CIS presentati sono stati solo 25, e ad Aprile 2019 a circa un semestre dalla prima scadenza, erano ancora a malapena 400. Ritardo dovuto da una lunga serie di motivazioni: la difficoltà nella redazione dei certificati a causa della difficoltosa interpretazione della normativa, il ritardo nella burocrazia generale e quindi un maggior tempo necessario al reperimento di informazioni da parte dei tecnici, senza dimenticare l'aspetto economico su tale provvedimento che è ancora oggi continuo argomento di dibattito.

Una situazione di questo genere rischiava dunque di condurre molti tecnici a consegnare relazioni probabilmente incomplete, o addirittura ad essere in ritardo rispetto al termine di scadenza, senza avere inoltre alcuna informazione su eventuali conseguenze. In quadro del genere sarebbe stato controproducente insistere nel far rispettare le scadenze in merito ai certificati, e considerando le diverse criticità riportate dai tecnici è stata deliberata la D.D. 5395 04 Novembre 2019 [14] con la quale prorogare il termine (della prima scadenza) edì un anno fino a Novembre 2020.

3. Uno strumento per ogni scenario

Fin dai primi momenti in cui si è concretizzata l'idea di introdurre uno strumento per la sua applicazione, era evidente come tale strumento dovesse abbracciare e adattarsi ad ogni tipo di scenario possibile, numeri alla mano, già all'uscita del RE gli edifici che necessitavano di una verifica statica erano circa 26000.

Alla Commissione strutture dell'Ordine di Milano, l'organo che in concreto si è occupato dello sviluppo di questo nuovo strumento, è sembrato imprescindibile, in seguito alla richiesta del comune, di dover introdurre un tema che ha scaturito grande interesse negli ultimi decenni e che appare fondamentale in una qualsiasi "valutazione statica" di un edificio: la vulnerabilità sismica degli edifici.

3.1 Il legame con la vulnerabilità sismica

Nell'ipotesi generale di poter realizzare uno strumento che si adatti ad ogni scenario, risulta imprescindibile il forte legame con il problema sismico, in considerazione sia della grande esperienza sviluppata negli anni (a causa degli eventi), sia in considerazione del fatto che si sta parlando di edifici spesso antecedenti all'introduzione della prima normativa antisismica in Italia. In seguito al terremoto del 1976 in Friuli l'emanazione della *Legge n. 176 del 22 aprile 1976*¹⁵ rese molto più sensibile la problematica della sismica la quale iniziò ad essere seguita con molto più interesse, infatti, da questo momento in poi iniziò un vero percorso di "aggiornamento" e "formazione" sulla conoscenza sismica. In particolare la normativa intraprese un vero percorso di costante aggiornamento, anche in considerazione dei numerosi eventi che si sono susseguiti negli ultimi decenni del XX secolo. Tra le principali introduzioni normative con la maggiore influenza c'è sicuramente il *D.M. 9 Gennaio 1996*¹⁶, con il quale si sono adottati alcuni cambiamenti importanti: *referimento da piani dell'edificio alla sua altezza massima, introduzione delle verifiche agli stati limite anche nelle zone sismiche (in aggiunta alle tensioni ammissibili), limitazioni danni strutture e impianti grazie al controllo spostamenti, introduzione del coeff. "R" di risposta per determinare le forze sismiche*. L'anno seguente venne emanata la complementare *Circolare Ministeriale n. 65 del 10 Aprile 1997* la quale specificava le istruzioni per l'applicazione del D.M.96. In particolare, tale legge inserisce un nuovo processo di distribuzione delle competenze tra Stato, Regioni ed Enti locali, infatti così, dal 1998 la competenza per l'individuazione delle zone sismiche venne trasferita dal ministero dei lavori pubblici alle Regioni. Da questo momento fino al 2003, anno di forte cambiamento in materia, si sono susseguite modifiche, integrazioni e disposizioni in riferimento al tema sismico. Nel 1998 con la *Legge n. 61 30/03/98* per interventi urgenti in Marche e Umbria, ed ancora nel 1999 con l'*Ordinanza del Ministro dell'Interno* per ulteriori disposizioni sempre a riguardo delle due regioni. Nel 2001 ci fu l'introduzione del noto *D.P.R. n. 380 del 6 Giugno*, il *Testo unico dell'edilizia*, il quale integrava particolari prescrizioni proprio per

15

16

le zone sismiche e non solo, lo stesso poi, l'anno seguente fu subito soggetto a modifiche ed integrazioni¹⁷.

Ma il più grande cambiamento in termini normativi sul tema sismico è stato finalizzato nel 2003 con l'*Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3274/2003*¹⁸, la quale introdusse l'obbligo di effettuare una valutazione dello stato di sicurezza sismico della gran parte delle opere esistenti. L'art. 2 della stessa indicava:

- Al comma 3: “...è fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, pubblici e privati... sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.”¹⁹ ;
- Il comma 4 prescrive l'obbligo per lo Stato e le Regioni di procedere alla redazione dei *piani temporali delle verifiche*, degli elenchi di edifici e delle opere da verificare, delle indicazioni tecniche da fornire ai proprietari e delle opere per uniformare lo svolgimento delle verifiche;
- Modifica sostanziale introdotta dall'Ordinanza consiste nel non avere più il territorio suddiviso in 4 categorie di pericolosità (inclusa la cat. NC non a rischio), passando ad una classificazione a 4 zone tutte a rischio sismico.

In risposta a questa ordinanza con il *d.lgs 3685 del 21 Ottobre 2003* della Protezione Civile, lo Stato, per quanto di sua competenza ha emanato le disposizioni attuative relative al comma 4 sopra citato, e le Regioni, ciascuna con proprie delibere, hanno emanato le prescrizioni per gli edifici e le opere di loro competenza. In questo modo ogni proprietario era stato messo nelle condizioni di poter procedere con l'esecuzione delle verifiche.

La legge prescrive che la verifica sismica deve accertare il livello di sicurezza rispetto agli standard definiti dalle norme tecniche vigenti, fino a poco tempo fa le NTC08, oggi le NTC18 (cap. 8.3), tra le quali a riguardo però non cambia molto. Un vincolo importante

17

18

¹⁹ Sono escluse da tale obbligo soltanto le opere costruite o adeguate ai sensi delle norme sismiche emanate successivamente al 1984 e a condizione che siano situate in zone per cui la classificazione sismica non risulti più severa rispetto a quando sono state progettate.

definito dalle NTC consiste però nell'obbligatorietà della valutazione sismica per alcune situazioni particolari.²⁰

L'insieme dei due obblighi, scaturiti dall'OPCM 3274 e dalle NTC18 si può così riassumere:

- nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia relativamente ai carichi permanenti e delle altre azioni di servizio, si ha l'obbligo di procedere ad un intervento o ad un declassamento;
- nel caso in cui si manifesti l'inadeguatezza dell'opera rispetto alle azioni non controllabili dall'uomo e soggette a grande variabilità, si ha l'obbligo di prevedere dei piani temporali entro i quali svolgere le verifiche.

Le decisioni saranno infine prese caso per caso in accordo con i singoli proprietari ed in relazione alle caratteristiche residue di resistenza delle costruzioni.

Come richiamato in un articolo dell'Ordine degli Ingegneri [10] la grande esperienza sviluppata nel tempo ha permesso di poter riconoscere *alcuni aspetti* che identificano la buona concezione strutturale degli edifici, permettendo così di avere un migliore quadro generale sulla staticità dell'edificio: *la resistenza e rigidità bi-direzionale, il sistema di controventamento, il concetto di struttura dinamicamente indipendente, la regolarità in elevazione e in pianta, il ruolo degli elementi non strutturali (spesso non considerati²¹), l'effetto spingente della copertura, il pericolo derivante da cause esterne e l'ordine cronologico degli interventi compiuti sull'edificio.*

Sembra abbastanza evidente di fronte a questa serie di problematiche il motivo per cui risulta d'obbligo la relazione al problema sismico, a maggior ragione in considerazione della vetustà del patrimonio edilizio da esaminare.

²⁰

²¹ Si tratta di elementi non strutturali ai quali non viene normalmente assegnato un ruolo strutturale. Ma nel caso di eventi sismici, è il caso di elementi come i pannelli di tamponamento, questi possono assumere un ruolo importante sia nella risposta strutturale, sia nella presa in esame di un loro collasso.

4. Che cos'è dunque il CIS?

Il Certificato di Idoneità Statica, CIS, è una relazione tecnica composta da allegati tecnici la quale permette di *verificare e attestare lo stato di buona salute del fabbricato* (13). Provvedimento obbligatorio secondo l'art. 11.6 del RE di Milano che tratta la manutenzione dei fabbricati, senza alcuna valenza nazionale, il quale introduce l'obbligo, entro precise scadenze, di effettuare controlli sia sugli elementi strutturali che non strutturali degli edifici. Già presente all'uscita del RE nel 2014 all'art. 47, e rimarcato successivamente dalle Linee Guida, l'obbligo di *allegare* il CIS al "Fascicolo del fabbricato". Il CIS sarà successivamente depositato presso l'Ordine degli Ingegneri ai fini del monitoraggio e di analisi statistiche.

4.1 Il CIS nel contesto normativo nazionale

L'introduzione del CIS all'interno del contesto nazionale può essere paragonato ai più grandi cambiamenti nell'ambito normativo, perché nonostante non sia ancora di valenza nazionale, le richieste relative all'introduzione di nuovi aspetti sono molto forti, basti pensare banalmente a ciò che rappresenta fisicamente il CIS, un'intera relazione tecnica corredata da motivazioni di giusta causa che attestino la salute del fabbricato. A livello di richieste e cambiamenti introdotto può essere considerato secondo solo all'introduzione dell'OPCM 2003, la quale portò ad un cambiamento radicale e innovativo a partire dalla suddivisione sismica del territorio. Il CIS invece, da questo punto di vista, sfrutta strumenti e concetti già esistenti per la diagnosi dell'edilizia esistente.

Una caratteristica fondamentale di questo nuovo provvedimento riguarda il forte legame che si è voluto instaurare da subito con la normativa nazionale, infatti, fin dal principio non si è voluto né sovrapporsi o sostituire parte della normativa vigente, anzi, è stata privilegiata una forte integrazione all'interno del contesto normativo nazionale. Il pensiero che risiede dietro questo modo di operare consiste nell'utilizzo di Milano, come spesso è accaduto in passato, come Comune "*Pilota*", e questo al fine di poter pensare di applicare tale provvedimento anche in altre realtà comunali. Proprio su questo tema durante l'ultimo anno si sono fortemente intensificati i contatti tra il comune di Milano e quelli di Roma e Torino, i quali sembrano i primi a voler cercare di introdurre questo nuovo strumento.

L'ipotesi che il CIS possa essere utilizzato in altre realtà comunali è secondaria e conseguente ad un aspetto basilare, un'omogeneità normativa a livello nazionale, che possa facilitarne l'integrazione e ridurre le problematiche burocratiche. L'idea di uno scenario normativo eguale a livello nazionale si concretizza a partire dai provvedimenti come l'accordo Governo, Regioni e Autonomie locali per l'introduzione del "Regolamento Edilizio Tipo" allo scopo di introdurre concetti eguali a livello territoriale. Proprio a questo scopo il CIS non è stato realizzato per rimanere in una realtà totalmente indipendente, ma in una ottica di indipendenza limitata. Nello specifico entro il I Livello di verifica si rimane nell'area di "competenza" esclusiva del CIS, entrando invece nel II Livello si viene rimandati nel contesto normativo nazionale, in particolare alla "Valutazione di sicurezza" del cap. 8.3 delle NTC di cui se ne approfondirà anche in seguito. Allo stesso modo tale collegamento è presente anche nella valutazione degli elementi non strutturali, aspetto molto importante come descritto al par. precedente, per il quale il rimando è al cap. 7.2.3 nelle vigenti NTC.

4.2 I e II livello di verifica

Le Linee Guida 2016 forniscono chiare indicazioni sulle modalità con cui poter assolvere la verifica di idoneità statica per tutti i fabbricati rientranti nelle categorie dell'art. 11.6 del R.E., in particolare basandosi su due metodi di indagine che corrispondono a due diversi livelli di approfondimento, il I e il II livello, il primo, semplificato, un giudizio significativo non sostenuto da vere valutazioni oggettive derivanti da calcoli e/o sperimentazioni, ed un secondo invece più complesso che approfondisce con analisi specifiche ed eventuali metodi di calcolo i problemi riscontrati. Per tali verifiche le Linee Guida sono provviste in particolare dell'*allegato 1*, composto dagli *allegati 1.1 (A) e 1.2 (B)* che descrivono rispettivamente i principi base delle verifiche di I e del II livello. Per effettuare tali verifiche indipendentemente dall'approfondimento la proprietà dell'immobile dovrà da prima incaricare un "Tecnico abilitato" cui sia giuridicamente consentito svolgere collaudi statici.

Il **Primo livello** di verifica consiste in un'indagine qualitativa dell'immobile, finalizzata all'individuazione e all'indicazione di eventuali criticità (al fine di esplicitare in dettaglio gli accertamenti da svolgersi si può far riferimento alla "Scheda Livello 1

per l'emissione del CIS"). Il tecnico svolgerà tale verifica basandosi su alcuni aspetti fondamentali²²:

- presenza di segnali di sofferenza;
- presenza di interventi di modifica dell'organismo strutturale;
- presenza di pericolo esterno;
- presenza di elementi accessori a rischio.

le modalità di esecuzione per il I livello sono indicate nell'allegato A delle Linee Guida "Verifiche di primo livello" che vengono inoltre riportate nell'appendice B del seguente elaborato, si rimanda a questo per ulteriori approfondimenti.

In particolare, vengono descritte le attività "minime" che devono essere svolte per una corretta metodologia di verifica: *analisi storico critica, definizione dell'organismo strutturale primario, interazione con fattori indipendenti dal fabbricato, sopralluoghi interni, sopralluoghi esterni, analisi dello stato generale.*

Nel caso in cui le verifiche di I livello non abbiano dato esito positivo, nella fattispecie aver trovato delle criticità che richiedono delle analisi in merito più profonde, il CIS non può essere emesso e contestualmente il tecnico dovrà indicare per quali elementi strutturali si richiedono accertamenti ed interventi. Si procederà in questo caso alla verifica di **Secondo livello**, la quale consiste nella "Verifica di sicurezza" come definito dalle NTC2018, cap 8, sulla base di indagini sperimentali che consentano ove necessario di intervenire con opportune opere di rinforzo.

La valutazione della sicurezza in riferimento alle NTC, potrà essere eseguita in base ai soli Stati Limite Ultimi (SLU), secondo la condizione di salvaguardia della vita umana (SLV), o in alternativa, alla condizione limite di collasso (SLC). Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE) invece, non sono obbligatorie, ma nell'eventualità che si vogliano effettuare sarà il tecnico stesso che in accordo con il committente a decidere livelli di prestazione attesi.

Alla stessa maniera del I livello di verifica, il II sarà eseguito in funzione di alcuni aspetti fondamentali:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti;
- provati errori di progetto o di costruzione;
- cambio di destinazione d'uso;
- interventi non strutturali, che in qualche modo interagiscano con elementi aventi funzione strutturale e ne condizionino la capacità o la rigidezza²³.

In concreto la verifica di II livello si pone come obiettivo quello di stabilire se:

l'uso della costruzione possa continuare senza interventi, l'uso debba essere modificato (con declassamento, inibizione di parti dell'edificio e/o cambio di destinazione d'uso); se sia necessario intervenire per aumentare o ripristinare la capacità portante.

Un elemento importante nella verifica di sicurezza consiste nel valutare come evolve nel tempo la sicurezza sismica dell'immobile, infatti, il tecnico dovrà determinare e descrivere in relazione il livello di sicurezza prima e dopo l'intervento, con annesso esito finale sulle eventuali operazioni di intervento.

4.3 Chi può redigere il Certificato di Idoneità Statica?

Il Certificato di Idoneità statica non ha grosse limitazioni, anzi, è aperto tendenzialmente ad una vasta parte dei tecnici presenti sul territorio, il requisito fondamentale è quello di essere un tecnico abilitato iscritto al proprio Albo di riferimento. L'aspetto da considerare, o meglio, le limitazioni concrete riguardano invece i due livelli di verifica appena descritti, che nascono dalla volontà comune dell'ente comunale e dell'Ordine al fine di poter semplificare notevolmente la procedura che porta alla redazione del CIS. Il tema dei livelli di verifica si lega nella realtà ad una questione di tipo etico-professionale che porta spesso con sé piccoli conflitti del passato.

Queste verifiche in generale possono essere eseguite da tecnici abilitati, identificati nelle figure di ingegneri e architetti. Le Linee Guida 2016 hanno però introdotto un elemento fondamentale "in garanzia" del parere soggettivo che deve essere descritto con I Livello di verifica, infatti, essendo inoltre l'esame del fabbricato prettamente visivo,

²³ Qualora tali condizioni riguardino porzioni della costruzione, la verifica potrà essere eseguita solo su tale porzione e gli eventuali altri elementi connessi, tenendo sempre presente la loro funzione sul complesso strutturale.

l'Ordine ha voluto fornire garanzie riguardo questo aspetto, imponendo così che il tecnico incaricato, oltre ad dover essere abilitato, sia iscritto al rispettivo ordine da almeno da 10 anni e abbia effettuato almeno un'attività di collaudo strutturale, questo ai sensi del DM 15/05/1985 e DM 20/09/1985. Da questo punto di vista la nota faida tra Architettura e Ingegneria (civile/edile) ha fatto, e fa nascere discussioni spesso accese su questo aspetto, in quanto la conoscenza statica e sismica degli architetti non è supportata da basi solide come nel caso degli ingegneri.

Il giudizio di I livello non è sostenuto da valutazioni oggettive derivate dal calcolo e/o dalla sperimentazione, è genericamente come un filtro atto ad identificare situazioni di pericolo le quali saranno poi approfondite con il II livello di verifica. Se il I livello sia di esito positivo, esito basato sul parere soggettivo, questo costituisce base sufficiente per esprimere una valutazione di idoneità statica e quindi la buona salute del fabbricato.

Per il II livello invece tali problematiche non sorgono in quanto il giudizio finale è sostanzialmente oggettivo. Le verifiche si basano su giudizi oggettivi che derivano da calcoli e sperimentazioni svolte a riguardo. Più in generale per il II livello basta essere tecnici abilitati senza alcun requisito di iscrizione ad eventuale Albo professionale.

4.4 Esiti e validità del CIS

I due livelli di verifica si basano dunque su un approccio totalmente differente che permette in entrambi i casi di arrivare ad esprimere un esito finale. Le Linee Guida vengono in aiuto identificando in modo tabellare i diversi scenari di esito che i tecnici potrebbero descrivere, e in funzione di questi la panoramica sull'emissione e validità del CIS.

Prima di definire i possibili scenari dei due livelli di verifica si vuole sottolineare l'importanza di un particolare aspetto di cui si parlerà anche nella parte relativa "all'interpretazione e critiche" rivolte al CIS, questo riguarda la differenza importante che esiste tra il Livello I di verifica e la Check List A (allegato D delle Linee Guida), questo perché è stato riscontrato come spesso le due cose vengano fraintese. L'attività di verifica secondo il Livello I consiste nell'atto di controllo sul fabbricato e del conseguente sviluppo della relazione finale, come indicata dallo schema all'allegato 2.1 (C) - "Scheda Livello 1 per l'emissione del CIS".

La “Check List A)” presente invece all’allegato 2.2 (D), non è l’atto di verifica, ma un riassunto finale delle ispezioni che deve essere redatto e depositato insieme alla relazione finale (CIS), questo ai fini del monitoraggio edilizio.

Le verifiche dunque possono dare un esito positivo a diverse condizioni, in particolare le Linee Guida identificano diversi scenari plausibili per raccogliere tutte le casistiche che potrebbero presentarsi.

I livello:

Scenario 1:

- l’ispezione visiva alle strutture portanti del fabbricato non ha mostrato evidenti segnali di degrado o dissesto e non ricorrono le condizioni per cui sia necessario eseguire la verifica di sicurezza ai sensi del punto 8.3 delle NTC;
- lo stato di progetto attuale corrisponde sostanzialmente a quello originario e nel corso della vita del fabbricato non sono intervenute modifiche sostanziali [...], oppure tali modifiche sono state adeguatamente documentate e la consultazione permette di esprimere un giudizio sull’operato svolto;
- non si rileva presenza di pericolo esterno causato da fattori non dipendenti dal fabbricato analizzato;
- l’ispezione visiva degli elementi non strutturali, riguardanti le strutture accessorie permette di escludere pericoli e/o danni a cose o persone provocati dal crollo/caduta degli stessi.

*Se si ricade in una di queste ipotesi il CIS può essere rilasciato con una validità temporale massima di **15 anni** dalla data di emissione.*

Scenario 2:

L’ispezione visiva degli elementi non strutturali e delle strutture accessorie ha evidenziato la presenza di situazioni di rischio per questi stessi elementi.

*In questo caso il CIS può essere emesso ma con **PRESCRIZIONI**, nel senso che la validità è ridotta a 2 anni, tempo nel quale le situazioni di pericolo devono essere risolte. Risolte*

le problematiche la validità sarà estesa degli ulteriori 13 anni. Se invece tali problematiche non verranno risolte, si avrà la decadenza del CIS e dell'agibilità globale o parziale dell'edificio.

Scenario 3:

La destinazione d'uso globale o parziale del fabbricato è stata cambiata senza variazione significativa del carico variabile e senza passaggio ad una classe d'uso superiore.

In questo caso il CIS può essere emesso con validità di 15 anni, ma nel caso in cui non fossero verificate tali condizioni, si potrebbe rendere necessaria l'inibizione globale o parziale del fabbricato.

Scenario 4:

Nel caso in cui ci sia un pericolo esterno non causato dal fabbricato stesso,

Il CIS può essere emesso con validità di 2 anni, periodo nel quale la proprietà dovrà segnalare a chi di dovere i pericoli "esterni" perché questi possano essere rimossi. Eliminate le fonti di pericolo la validità verrà prolungata di ulteriori 13 anni.

Scenario 5:

- l'ispezione visiva delle strutture portanti ha mostrato evidenti segnali di degrado e dissesto;
- lo stato attuale delle strutture non corrisponde a quello originario ed in particolare questi cambiamenti non sono supportati da alcuna documentazione visionabile;
- la destinazione d'uso ha subito cambiamenti comportando in alcune zone un incremento di carico non accompagnato da alcun tipo di verifica.

In questi casi l'emissione del CIS non è fattibile. Il tecnico incaricato dovrà indicare per quali elementi strutturali non può essere espresso un giudizio di idoneità statica, ed in conseguenza segnalare alla proprietà la necessità di dar corso a verifiche di secondo livello, nonché l'eventuale limitazione parziale o globale dell'edificio.

II livello:

Scenario 6:

Le verifiche di II livello individuano la necessità di interventi strutturali.

Il CIS non può evidentemente essere emesso. La proprietà provvederà a far eseguire gli interventi, e una volta ultimati si procede alla normale emissione del documento con validità di 15 anni (inteso su tutto l'edificio non solo sugli interventi svolti).

(Nel caso di interventi di adeguamento, con conseguente collaudo delle strutture, il CIS riguarderà solo gli elementi non strutturali e le strutture accessorie).

Scenario 7:

Le verifiche di II livello evidenziano la mancanza di sicurezza dell'edificio e l'impossibilità d'uso del medesimo. Decade dunque l'agibilità parziale o globale dell'edificio.

Il tecnico ne dovrà dare comunicazione alla proprietà e all'Ordine degli Ingegneri.

Definito il quadro dei risultati di I e II livello che un tecnico potrebbe trovarsi a definire, le Linee Guida all' Allegato 2 definiscono in formato tabellare "le Attività e i flussi di atti per la redazione del CIS. In sostanza sia per il I che per il II livello, vengono definiti: il riferimento alle NTC (come giudizio generale), tipologia e specifiche della relazione finale, validità/non validità, quindi in concreto, uno schema guida da poter seguire riguardo esiti, validità e scadenze del CIS.

5. La piattaforma ad hoc per il deposito del CIS

Dall'uscita del Regolamento Edilizio nel 2014 l'Ordine degli Ingegneri ha avuto un ruolo fondamentale nello sviluppo del tema CIS, mettendosi a disposizione e fornendo un forte aiuto alle istituzioni locali. Il primo passo sono state le Linee guida del 2016 in seguito alla richiesta del comune sul possibile schema guida da seguire. Durante la loro

realizzazione tra le diverse problematiche insorte sono state affrontate la questione del deposito documentale e contestualmente della sua validità temporale, considerando oltretutto i diversi scenari possibili per il rilascio del CIS. In accordo con i tecnici del SUE²⁴ con i quali la commissione strutture ha collaborato proprio per la redazione delle Linee Guida, l'Ordine ha dato la propria disponibilità per essere il depositario dei certificati, questo al fine di avere un solo organo che proceda alla loro supervisione verificandone qualità tecnica e validità temporale, potendo inoltre svolgere qualsiasi tipo di monitoraggio statistico. Questo forte impegno mette ancor di più in evidenza il grande interesse che l'Ordine ha sempre avuto su questo tema.

L'idea di partenza consisteva nel creare un sistema facilmente fruibile e di facile accesso per tutti i tecnici in modo da minimizzare al massimo le operazioni da svolgere²⁵, ciò si è concretizzato mediante una piattaforma di deposito online sulla quale effettuare l'upload (.pdf) della documentazione secondo i requisiti della Pubblica Amministrazione²⁶. Sfruttando questo metodo si può avere piena certezza sulla data di redazione del CIS e contestualmente del suo stato di validità.

Il ruolo ricoperto dall'Ordine è stato fin da subito un supporto continuo in parallelo alle istituzioni locali, in particolar modo con patrocinio gratuito senza alcun fine di lucro, per tanto per il deposito sono previste solamente alcune spese di deposito stimante in 35 Euro + IVA, oppure 10 Euro + IVA nel caso del download della copia conforme.

Durante le procedure per il deposito sono richiesti diversi dati, tra cui quelli del fabbricato, del tecnico abilitato, e occorre specificare il periodo temporale di deposito per differenziare tra CIS con o senza prescrizioni. Nel caso di riserve, nei due anni successivi, sarà possibile fare upload con documentazione che attesti la risoluzione delle riserve presentate con il CIS, successivamente ci sarà l'estensione ai 15 anni di validità.

Infine, inserite tutte le informazioni tra cui le autocertificazioni del tecnico e il consenso della committenza al deposito del CIS, completata l'operazione di upload dei file, viene rilasciato in automatico un modulo in cui sono indicati i dati del tecnico, la data di deposito e la validità del certificato. In più, parte fondamentale, viene fornito un codice

²⁴ Sportello Unico Edilizia del comune di Milano

²⁵ La piattaforma in questione potrà comunque ospitare in futuro documentazioni provenienti da altri comuni

²⁶ La sezione dedicata dall'Ordine è accessibile sia per i tecnici iscritti all'albo di Milano sia per gli esterni.

con il quale successivamente è possibile scaricare la copia conforme del certificato. Risulta logico che il passaggio di codice vada da tecnico a committenza con relative responsabilità su un'eventuale diffusione.

Questa procedura permette di mantenere un alto il livello di privacy, non solo in termini di singolo accesso ai documenti, ma nei termini banali di informazioni e caratteristiche dell'immobile che si preferisce non diffondere al pubblico (si pensi al caso di una possibile compravendita futura).

La piattaforma è stata sviluppata in circa 5 mesi di lavoro in continua consulenza tra i tecnici comunali e la commissione strutture dell'Ordine. Il sistema è entrato in servizio nel Settembre 2017.

CAPITOLO III

Un intreccio tecnico e giuridico dietro le quinte

del CIS

CAPITOLO III

- Un intreccio tecnico e giuridico “dietro le quinte” del CIS -

1. Le problematiche intrinseche all'introduzione del CIS

Il simbolo che potrebbe dare una prima visione dei risultati raggiunti da questo nuovo provvedimento è sicuramente la proroga a Novembre 2020 per le scadenze dei primi certificati. Dall'entrata in vigore del CIS sono state diverse le critiche pervenute a riguardo, in particolare lo sono state quelle dei tecnici che hanno riscontrato criticità su più aspetti: in merito alla burocrazia, alla parte legislativa, alla parte documentale ed infine non la meno importante, quella economica. Inoltre, fin dall'uscita della prima redazione del RE sono state ricevute importanti proposte di modifica su diversi articoli, e sicuramente questo ha permesso di capire più a fondo le esigenze dei tecnici che si sono trovati impegnati nella redazione dei certificati. Il numero di queste osservazioni e proposte di modifica è aumentato negli anni partendo però dal presupposto che le informazioni sul provvedimento si sono diffuse man mano nella realtà tecnica Milanese. Le modifiche e le problematiche sollevate fin dall'inizio in merito al CIS si sono concretizzate grazie al periodo concesso dal Comune di Milano nell'estate 2019 per le osservazioni al PGT2030 (adottato a Marzo 2019). Questo ha inciso particolarmente in quanto dubbi e problematiche sono stati nuovamente sollevati nello scenario a breve termine di scadenza per il deposito dei primi CIS ed entrata in vigore del nuovo PGT. Il risultato così ottenuto è stato quello di ottenere la proroga al 2020 della prima scadenza per il deposito dei CIS. In linea di principio molte osservazioni sono simili e trattano gli stessi aspetti riferimento all'illegittimità del provvedimento in quanto, secondo alcuni pareri, questo sia in netto contrasto con leggi già in vigore e ben consolidate, arrivando nella fattispecie a definirlo un “provvedimento inapplicabile”. A parere dello scrivente però molte di queste osservazioni sembrano fatte frettolosamente e senza approfondite analisi di supporto, infatti con una semplice analisi si può mettere in chiaro come questo provvedimento non sia né in sostituzione né in modifica di una legge già presente nell'ordinamento giuridico.

*Assoedilizia*²⁷ ha definito nel 2014 tale provvedimento come possibile portatore di una “paralisi commerciale” per l’edilizia comunale, ed indica come per il collaudo che lo strumento sia stato concepito a misura di un unico soggetto principale, mentre a miglior ragione dovrebbe essere possibile svilupparlo verso una molteplicità di soggetti (es: il condominio), ed ancora, come sia normale non avere alcun collaudo statico per edifici realizzati prima del 1971 e che questo non possa essere ripetuto periodicamente o sostituito dal CIS (17). In merito all’analisi delle strutture definisce come per casi complessi i costi delle analisi siano già in linea di principio molto alti, e di fronte alla probabile risposta negativa della committenza quale sia la disponibilità del tecnico ad assumersi la responsabilità nel dare giudizio su edifici datati con più di 50 anni, soprattutto senza alcuna informazione di progetto. Non di meno, considerando in aggiunta la soggettività del giudizio in questione.

Altro punto cardine delle critiche è la questione dell’agibilità, strettamente legata al CIS, infatti, se quest’ultimo non è valido o non viene depositato entro la scadenza l’agibilità decade. Da molti viene criticato questo punto indicando come tale azione sia in forza ad una norma regolamentare, la quale revoca la validità di un certificato (SCA²⁸ con il d.lgs 222 del 2016) a sua volta in forza ma ad una norma di legge (D.P.R. 380/01), ci si addentra così ad un aspetto prettamente legislativo della questione.

Introduce anche il concetto dell’abusivismo indicando come sia plausibile non avere collaudo per questo tipo di opere ma allo stesso tempo come sia impensabile di poter agire sulla totalità delle opere in questione. Infine, critica l’introduzione dell’obbligo per i notai di dover allegare il CIS agli atti di vendita.

Assolombarda nel Luglio 2014 esprime le proprie perplessità alla stregua della precedente sull’applicabilità del provvedimento a Milano, in considerazione sia dello stato di conservazione del patrimonio edilizio sia dell’effettiva possibilità di poter ricavare la documentazione necessaria per la stesura dei CIS. Sul tema delle responsabilità anche per Assolombarda esistono forti dubbi riguardo la disponibilità di un tecnico nell’assumersi la responsabilità riguardo edifici vetusti con oltre 50 anni di vita e senza alcuna informazione di progetto. Sul tema critico di decadenza dell’agibilità viene definita tale condizione “senza fondamento” ed in questo caso viene specificato anche nei confronti

²⁷ Associazione milanese della proprietà edilizia

²⁸ Segnalazione Certificata di Agibilità

dell'*art. 24* del D.P.R. 380/01 (al quale fa riferimento l'intero tema dell'agibilità) il quale *non prevede la perdita automatica di agibilità come definita dal RE 2014 di Milano*. Infine, viene ripreso l'obbligo di allegare il CIS agli atti di vendita per i notai, e anche in questo caso l'obbligo di natura civilistica non trova fondamento nell'*art. 46* del D.P.R. 380, il quale *non richiede l'allegazione dell'agibilità per gli atti di compravendita e la mancanza di agibilità stessa non è causa di nullità o risoluzione di un contratto di compravendita*²⁹ (18).

Infine, si vogliono ora riportare le opinioni dei cittadini (19) trasmette direttamente al SUE, i quali in veste di diretti fruitori del provvedimento hanno voluto esprimere i loro parere riguardo dubbi e problematiche riscontrate. All'interno delle osservazioni viene espressamente richiesto di eliminare: il comma 6 dell'*art. 11*, il riferimento nell'*art.47* comma 2 (relativo al Fascicolo del Fabbriato³⁰) e di rivedere il comma 5 dello stesso, facendo in modo che la redazione del fascicolo non sia obbligatoria per qualsiasi tipo di intervento edilizio.

Tra le diverse problematiche indicate anche i cittadini hanno evidenziato la questione della ricerca documentale necessaria alla stesura del CIS, indicando la conseguente difficoltà nella presa di responsabilità da parte dei tecnici relativamente alle verifiche. In considerazione di questo è evidente secondo i cittadini come i costi necessari per effettuare delle verifiche accurate tendano a lievitare in maniera molto forte. Questo nuovo carico economico arriverebbe in un periodo già aggravato da una forte crisi economica in atto. Altro punto importante riguarda l'effettiva utilità e validità giuridica del CIS, infatti, viene definito come in mancanza di documentazione progettuale sia necessario eseguire prove di carico, distruttive e/o strumentali in sito all'interno di edifici abitati (indicazione però non del tutto vera alla quale si risponderà successivamente). Su questo filone si lega anche il parere del Collegio dei Periti Industriali a cui i cittadini fanno riferimento, il quale critica fortemente il provvedimento, in particolare affermando che ai fini della manutenzione, della revisione ed in mancanza di documenti come per il collaudo statico, sia necessario fare riferimento alle sole NTC le quali prevedono di motivare le indagini a seconda dell'effettivo compito strutturale degli elementi. Viene inoltre fatto notare come il CIS sia una vera e propria tassa sul bene immobile ben

²⁹ Sentenza di Cassazione di riferimento n. 15987/2013;

³⁰ Nel quale è richiesto di allegare il CIS al fascicolo del fabbricato;

superiore all'IMU, con l'aggravante di essere inserita in una realtà come Milano la quale non ha elevato rischio sismico e considerando che per zone ad alta sismicità non sussiste nessun obbligo di questo tipo.

Un punto importante citato di cittadini si allaccia al paragrafo riguardante le principali cause di danno sugli edifici nel Comune di Milano, infatti, gli stessi evidenziano proprio il tema riguardante i crolli facendo notare come questi per la maggior parte siano dovuti a fughe di gas, a differenza di quelli causati per problematiche statiche che sono per lo più dovute a scavi limitrofi. Infine, viene ribadito il concetto di illegittimità già evidenziato dai pareri precedenti.

2. Chiarimenti e considerazioni tecniche in merito al CIS

Oltre alle diverse opinioni personali nei riguardi del CIS sono molti i dubbi e gli aspetti tecnici individuati sui quali sono stati e vengono richiesti forti chiarimenti. Anche su questa tematica è stato fondamentale il contributo dell'Ordine degli Ingegneri il quale ha predisposto un'apposita area online per le "faq" (scheda Domande e Risposte) all'interno della pagina relativa al CIS. Su questa pagina i tecnici hanno così potuto esprimere il loro dubbi e porre questioni complesse direttamente alla commissione strutture dell'Ordine. Si rimanda a tale pagina per la visione di tutti i quesiti proposti (14). Visionando i diversi quesiti sono state spesso riscontrate problematiche comuni e spesso di difficile interpretazione. Proprio a tal fine si riportano di seguito alcuni quesiti posti alla commissione per poter dare così un'ampia risposta alle critiche sopra esposte e per definire meglio l'approccio da mantenere nel caso di situazioni specifiche.

2.1 La verifica sismica

Il *primo tema* sul quale si vuole far chiarezza è la **verifica sismica**. Tra i diversi quesiti posti all'ordine sono stati riscontrati diversi dubbi nel passaggio dal CIS alle NTC (con il II livello di verifica) e conseguentemente nel capire in che tipo e con che criteri svolgere le diverse verifiche di sicurezza³¹.

Il passaggio al II livello di verifica nel CIS è una scelta soggettiva del tecnico incaricato, il quale dovrà specificare se l'ammaloramento riguarda strutture *secondarie* o *primarie*

³¹ Quesiti 3, 30 e 41 delle faq presenti sul portale previsto dall'Ordine degli Ingegneri.

portanti. Se ad essere ammalorate sono elementi secondari, l'analisi può essere svolta solo su questi o sulla porzione interessata con calcoli svolti solo in SLU, nel caso invece di elementi portanti, l'analisi deve essere fatta a livello globale su tutta la struttura considerando gli SLU e SLV³². Questo aspetto si lega al concetto espresso già dalle NTC che definisce come la verifica possa essere riferita alle sole parti e/o agli elementi interessati, tenendo conto della loro influenza nel contesto globale del fabbricato. Nel caso di elementi portanti potrebbe accadere di non riuscire a rispettare la verifica allo SLV, mentre al contrario venga rispettato lo SLU. In questi casi risulta fondamentale la **Circolare DPC 83238/2010** la quale sancisce in accordo con la ex circolare applicativa delle NTC08 (la circolare n. 617 del 2 Febbraio 2009) come la verifica sia sempre obbligatoria (quando si ricade nell'8.3 delle NTC) ma non lo è allo stesso modo l'intervento, infatti questo dipenderà per quali azioni la verifica non risulta soddisfatta, se da quelle controllate dall'uomo o se da quelle ambientali non controllate dall'uomo. Lo stesso concetto viene oggi ripreso dalla circolare applicativa delle NTC18 .

Con il passaggio al livello II viene imposto a priori lo svolgimento della verifica di sicurezza come secondo il **cap. 8.3** delle NTC, ma ciò implica che si siano già riscontrate una o più caratteristiche (indicate nel suddetto capitolo) comportanti la verifica, si passa dunque così dall'ambito del CIS all'ambito delle NTC. Tale verifica è in generale obbligatoria ogni qual volta si intervenga su un edificio esistente mediante una delle tre categorie definite al **cap. 8.4**³³:

- Interventi di riparazione o locali: *interessano singoli elementi strutturali ma non riducono le condizioni di sicurezza preesistenti;*
- Interventi di miglioramento: *aumentano la sicurezza strutturale preesistente, senza raggiungere i livelli di sicurezza dell'adeguamento;*
- Interventi di adeguamento: *aumentano la sicurezza strutturale preesistente conseguendo i livelli di sicurezza fissati al par. 8.4.3.*

L'intervento di adeguamento, uno degli interventi più comuni, è obbligatorio quando si intende:

- sopraelevare la costruzione

³² Per elementi secondari l'influenza a livello statico sarebbe ininfluente ai fini del calcolo allo SLV.

³³ Categorie introdotte con le NTC18

- apportare variazioni di destinazioni d'uso che incrementino il carico verticale alle fondazioni non più del 10%
- effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione [...]
- apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV

I primi due punti sono spesso connessi in quanto una sopraelevazione comporta ovviamente un incremento di carico verticale alle fondazioni e perché la sopraelevazione è uno degli interventi più frequenti in Italia. Frequentemente è stata posta la questione della verifica sismica proprio su questo tema.

Per quanto riguarda l'ambito CIS le Linee Guida indicano in relazione del *quadro conoscitivo* del fabbricato l'obbligatorietà o meno allo scatto in lvl II con conseguente verifica di sicurezza:

- ✓ lo stato attuale delle strutture non corrisponde a quello originario, in quanto nel corso della vita del fabbricato sono intervenute modifiche sostanziali tali da rendere possibile un'alterazione del funzionamento strutturale generale e locale del fabbricato stesso; tali modifiche non sono accompagnate dalla documentazione necessaria per esprimere un giudizio di idoneità sull'operato svolto (punto 2).
- ✓ la destinazione d'uso del fabbricato ha subito variazioni comportando, in alcune zone, un incremento di carico non accompagnato da un'apposita verifica delle strutture interessate.

In questi casi l'emissione del **CIS** non è possibile; il Tecnico incaricato dovrà indicare per quali elementi strutturali non può essere espresso un giudizio di idoneità statica, segnalando alla Proprietà / Amministratore dell'immobile la necessità di dar corso a verifiche di secondo livello, nonché l'eventuale temporanea limitazione d'uso di parti del fabbricato.

Va da sé che nel contesto edilizio attuale nella maggioranza dei casi si procederà con una verifica di sicurezza a causa delle diverse mancanze documentali. Per capire a questo punto in quale tipo di intervento rientrare, se di adeguamento o se nel miglioramento/intervento locale, la discriminante risulta essere l'incremento di carico verticale in fondazione, come definito dalla norma se maggiore o minore del 10% (*tale discriminante non ha però valenza tra le prime due categorie*).

Ci si ritroverà dunque a seconda del tipo di intervento a determinare se si interverrà su tutto il fabbricato o se su parte di questo, ma in più bisognerà tenere in considerazione il tema della tipologia di elemento ammalorato (primario e/o secondario), potendo così definire se utilizzare lo SLU e/o SLV.

Infine, come sopra descritto la discriminante non ha valenza nel caso delle prime due categorie (è il caso di un intervento parziale). Le caratteristiche indicate al par. 8.4.1 delle NTC identificano un intervento di tipo locale che precisamente può essere identificato come un intervento il quale non modifica né le masse né le rigidità della struttura. Ad ogni modo anche per questa prima categoria si dovrà garantire un miglioramento in termini di sicurezza.

2.2 Edifici senza collaudo statico

La *seconda tematica* che si vuole affrontare riguarda invece il “piano d’azione” da seguire nel caso di diagnosi su edifici molto vetusti, in particolare con date di **costruzione antecedenti il 1971** e quindi senza collaudo statico. Con tale ipotesi però va anche considerato che si è di fronte ad una costruzione realizzata senza alcun tipo di normativa sismica e spesso senza alcuna attestazione di agibilità.

Come indicato dalla commissione strutture³⁴ si deve ritenere innanzitutto normale riscontrare la mancanza di collaudo statico per fabbricati realizzati prima del 1971. In questi è opportuno in primo luogo valutare se sono riscontrabili o meno una o più condizioni elencate al cap. 8.3 delle NTC, questo perché un edificio edificato prima del 1971 senza collaudo non è detto che sia realizzato male, anzi, potrebbe essere stato costruito a regola d’arte. Ad ogni modo se il fabbricato appartiene al Comune di Milano *sarà comunque d’obbligo redigere il CIS*, il quale, uno, *non andrà comunque a sostituire* il documento di collaudo statico, due, se nel corso delle indagini si arrivi ad un livello II ci si dovrà ricondurre all’ 8.3. Nel caso invece di edifici successivi al 1971 il collaudo dovrebbe essere comunque presente, ciò nonostante spesso può accadere di trovare edifici in sanatoria³⁵ proprio perché in assenza di collaudo statico. Sulle modalità con cui operare dove ad oggi non c’è nulla di definito (19/12/19), ha intenzione di intervenire a breve il comune con un regolamento andando il quale definirà come la mancanza di collaudo statico rientri all’interno della dicitura “errori o mancanze progettuali” delle NTC18, imponendo così a questo punto l’obbligo inequivocabile di redigere la verifica di sicurezza secondo l’8.3 ma solo nei confronti dei carichi verticali. Inoltre, ai sensi del DPR 380/01 il PdC è ottenibile sempre nel rispetto della doppia conformità, certificando

³⁴ Risposta al quesito n. 29 delle faq presenti sul portale dell’Ordine degli Ingegneri

la conformità delle opere sia con la normativa al momento dell'abuso sia con quella attuale³⁶.

Dall'entrata in vigore dell'art. 11.6 del RE nel 2014 è stato riscontrato come spesso venga confuso il CIS con il collaudo statico, pensando di poter "sostituire" l'obbligo della 1086/71 e DPR 380/01 proprio con la stesura del CIS. Questa idea è assolutamente sbagliata già alla base in quanto i due documenti presentano obblighi e modalità di verifica totalmente differenti e più in generale l'idoneità statica non possiede la stessa forza di un certificato di collaudo statico. Quest'ultimo viene introdotto con la 1086/71 all'art. 7 e viene anche ripreso nel DPR 425/1994, DPR 380/01, d.lgs 222/2016 e non di meno dalle NTC. Ponendo anche il caso che CIS e collaudo riportino conclusioni simili comunque quest'ultimo viene gestito da un quadro normativo profondo e complesso a differenza del CIS che risulta gestito in maniera diversa, *più in generale non c'è a livello normativo alcuna disposizione che equipara collaudo e CIS (15)*. La nota negativa di questo tema riguarda purtroppo ciò che accade saltuariamente nelle realtà comunali, infatti capita che le Pubbliche Amministrazioni in fase di sanatoria arrivino ad equiparare idoneità statica e collaudo per edifici che non presentano nè quest'ultimo né l'agibilità, definendo come *"la sicurezza strutturale possa essere attestata da un documento alternativo al certificato di collaudo"*.

Proprio su questo aspetto ha dato definitivamente risposta il Tribunale Amministrativo Regionale (TAR) della Calabria con la *sentenza n. 584 dell'8 Ottobre 2019*³⁷, [12], nella quale viene decretato che nonostante nell'idoneità statica possa contenere le stesse valutazioni di sicurezza strutturale presenti in un collaudo statico, dato l'aspetto "molto sensibile" della sicurezza, viene consigliato alle PA l'adozione di scelte il più vincolate possibili all'obbligo scritto che lega il rilascio dell'agibilità alla certificazione del collaudo (16).

³⁶ Su questo aspetto potrebbe crearsi uno scontro importante a livello normativo. Infatti, per edifici costruiti dopo il 2008 in caso di mancanza di collaudo (edificio in sanatoria) la verifica di sicurezza (diventata obbligatoria con il regolamento) non imporrebbe l'obbligo dell'adeguamento sismico, ma la doppia conformità sarebbe rispettata. Per edifici costruiti prima del 2008 nel caso si dovrebbe far riferimento al nuovo regolamento da un lato e il DM 47/85 dall'altro, il quale però per edifici in condizioni di abuso obbliga in ogni caso all'adeguamento.

³⁷ Sentenza relativa al caso di un condominio al quale è stata rimossa l'agibilità a causa della non asseverazione di equipollenza tra idoneità statica presenta e il collaudo statico non eseguito.

Considerato il quadro normativo che gestisce rispettivamente CIS e collaudo statico, e in conoscenza di quanto definito all'8.3 delle NTC, risulta ad oggi problematico il caso limite di edifici che non rientrano nella verifica di sicurezza ma che allo stesso tempo non presentano alcun certificato di collaudo statico. Come comportarsi? L'agibilità viene a mancare ma il collaudo in fin dei conti è definita come un'operazione da effettuarsi in corso d'opera, come si può adempiere a tale obbligo un certo numero di anni dopo che l'immobile è stato realizzato e riavere l'agibilità?

2.3 Illegittimità del provvedimento

Il tema dell'illegittimità si può evidenziare nella maggior parte delle opinioni descritte e non solo in merito al CIS. Tale illegittimità del provvedimento si basa su una presunta violazione della gerarchia delle fonti ed in considerazione di una copertura normativa molto ristretta rispetto al valore legislativo delle norme che si presumono essere state violate. In generale questo tema si basa su *tre aspetti* principali. Un primo aspetto più generale considera come tale provvedimento si basi su un regolamento edilizio che sarà presto oggetto di modifica in considerazione dell'accordo Stato-Regioni e Autonomie che sta portando al "regolamento edilizio tipo" del quale si tratta al cap. **2.X**, e dunque la domanda correlata è se sia possibile che un regolamento del genere possa portare (arrivando dal nocciolo della questione) all'incommerciabilità dell'immobile in mancanza del CIS. Entrando invece più nello specifico si fa riferimento ai veri articoli di legge, infatti il secondo aspetto considera la copertura normativa "non completa" del provvedimento che è rappresentata dall'art. 24 del D.P.R. 380/01 il quale *non prevede* alcuna modalità di negazione o decadenza dell'agibilità di un immobile. In sostanza viene criticato lo scenario raggiunto (definito inoltre "senza fondamento") nel quale un regolamento di forza giuridica inferiore (il CIS) prevede la revoca di un documento la cui negazione o decadenza non è identificata da alcun articolo di legge in vigore (il riferimento è sempre all'art. 24). Il terzo aspetto invece riguarda l'obbligo di allegazione del CIS da parte dei notai nei casi di compravendita, in questo caso il regolamento interviene su un aspetto di natura civilistica andando così in conflitto sia con la potestà esclusiva dello stato, ma soprattutto non trovando fondamento nell'art. 46 del D.P.R. 380/01 il quale *non prevede* la nullità o la risoluzione delle eventuali compravendite nel caso di mancanza di agibilità.

Infine, a contorno dei punti principali si può citare la Corte europea dei diritti dell'uomo, la quale prevede un'adeguata copertura normativa nel caso di sanzioni che incida sui diritti delle persone, tra cui le proprietà (20).

Tutte queste osservazioni sono più che lecite e non sono altro che diversi elementi da cui poter prendere spunto per migliorare ed implementare l'elemento oggetto delle stesse. A parere dello scrivente però tali osservazioni sembrano riferirsi a qualcosa di negativo, o meglio, contro qualcosa che voglia agire in maniera negativa, a sfavore di qualcuno o addirittura a semplice scopo di lucro. *Spesso purtroppo si è sopraffatti dai pregiudizi e il vero valore etico, tecnico e personale di determinate azioni viene messo in secondo piano.* Sembra dunque utile richiamare per un momento il motivo alla base di tale provvedimento, sin dal regolamento edilizio del 2014 l'introduzione dell'11.6 è avvenuta a fronte di un'ormai evidente stato di degrado del patrimonio edilizio a sicurezza ed informazioni dei cittadini stessi, in considerazione oltretutto dei censimenti ISTAT che forniscono dati reali.

Ad ogni modo, in merito alla valenza di un regolamento che sarà oggetto di modifica nei prossimi mesi non sussiste dubbio, o meglio, *anche di fronte ad una legge che a breve dovrà essere eliminata la sua forza legislativa non decade fino a tale momento.*

Sul tema di decadenza dell'agibilità e le relative conseguenze sembra esserci un po' di confusione. L'art 11.6 e le Linee Guida del provvedimento non si pongono in modifica o sostituzione di alcuna normativa attualmente in vigore, ci si vuole riferire in questo caso agli art.24 e 46 del D.P.R 380/01. Il provvedimento si pone nell'ottica di tutelare i diritti dell'utente che voglia acquistare una qualsiasi proprietà o che voglia semplicemente controllare e mantenere efficienti quelle già di sua proprietà. La perdita dell'agibilità come detto avviene in mancanza di CIS (in conflitto con l'art. 24), ma con questo non si vuole indicare che verrà emanata qualche tipo di sanzione o che venga richiamata la proprietà ad assolvere al problema, semplicemente non può essere eventualmente richiesta al comune perché decaduta. Questo si lega dunque al tema della compravendita dell'immobile dove l'errore è sito nell'affermare che l'immobile sia "incommerciabile" a causa della agibilità decaduta (che sarebbe in conflitto con l'art. 46), perché nella realtà non è affatto vero. Ai sensi dell'art. 46 la compravendita di un immobile non può essere annullata e/o sospesa perché non sia stata allegata l'agibilità, ma, subentra uno dei benefici fondamentali del provvedimento, *a tutela dell'acquirente quest'ultimo deve*

*venire esattamente a conoscenza di ciò che sta comprando e di conseguenza dello stato di salute dell'immobile*³⁸. La compravendita dell'immobile potrà comunque essere portata a termine anche senza agibilità, ma ora entrambe le figure coinvolte si ritroveranno a contrattare su qualcosa che non sarà provvisto di alcuna certificazione statica, ognuno potrà così prendere “forse” in maniere diversa le proprie decisioni.

Infine, l'obbligo rivolto ai notai nell'allegare il CIS agli atti di compravendita non è di certo pensato per incrementare le tempistiche burocratiche o per alimentare il lucro su tali operazioni, ancora una volta deve essere messo al primo posto lo scopo di tali azioni cioè al fine di tutelare le operazioni di compravendita relativamente ai diritti delle figure coinvolte.

A parere dello scrivente inoltre si potrebbe argomentare riguardo la potestà legislativa, o meglio, discutere sui limiti rispettati o no dall'introduzione di tale provvedimento ai sensi dell'art. 117 della costituzione, ma se considerati gli obiettivi dello stesso, ha probabilmente poco senso discuterne come per quanto riguarda la copertura normativa citata dalla Corte Europea in caso di sanzioni sulle proprietà, infatti in questo caso sembra difficile poter parlare di vere e proprie sanzioni.

2.4 La responsabilità delle figure coinvolte dal CIS

Il tema della responsabilità sta diventando oggi sempre più centrale in quanto le recenti sentenze in merito a diverse controversie sembrano indicare una precisa direzione verso la quale indirizzarsi. Questa azione deriva dalla forte volontà di poter definire responsabilità e colpe in merito a eventi gravi e/o di danno che colpiscono una o più figure coinvolte. Tutto ciò va semplicemente incontro alla natura intrinseca del diritto legale cioè cercare da sempre di stabilire le responsabilità e i limiti entro i quali possano agire liberamente le figure coinvolte, ma soprattutto agire al fine di tutelare la committenza e il tecnico che assolvono i loro obblighi in maniera corretta.

Le Linee Guida 2016 definiscono in principio che alla proprietà spetta il compito di attuare le verifiche a partire dall'affidamento dell'incarico ad un tecnico abilitato. Il

³⁸ Banalmente questo può essere paragonato alla compravendita di un'automobile usata, della quale si vuole acquistare il titolo di proprietà senza sapere nulla riguardo la salute delle sue componenti;

tecnico invece dovrà riferire e segnalare alla proprietà le problematiche inerenti al fabbricato, inoltre viene citato:

In sostanza il tecnico è esente da eventuali responsabilità in merito ad elementi che non è stato in grado di analizzare, ovviamente “non” per causa propria, è il caso trattato al quesito 34 posto alla commissione dell’Ordine³⁹. Il tecnico da parte sua ha un’unica

Il Tecnico incaricato che si occuperà di rilasciare il CIS risponderà specificatamente per quanto da lui verificato e non potranno essergli attribuite responsabilità per vizi riconducibili alla progettazione e alla realizzazione dell’intervento originario o per vizi occulti, le cui cause non possano essere rilevate dalle ispezioni da egli stesso eseguite.

Tutte le dichiarazioni dovranno essere adeguatamente motivate.

Rimarrà in capo alla Proprietà / Amministratore o al gestore del fabbricato, in relazione ai limiti di competenza, la responsabilità civile e penale per fatti riconducibili alle situazioni di pericolo derivanti da patologie riscontrate sulle strutture primarie, secondarie e/o accessorie o derivanti da pericolo esterno, che siano state segnalate nella relazione tecnica rilasciata dal Tecnico incaricato.

opzione per sgravarsi di dosso qualsivoglia responsabilità e cioè svolgere nella maniera più corretta le analisi e fornire un accurato giudizio finale che consideri tutte le problematiche riscontrate. In merito alla disponibilità del tecnico nell’assumersi determinate responsabilità *va considerata con attenzione* la responsabilità delle parti in funzione del punto d’incontro di domanda e offerta, tema di cui si parlerà successivamente. È chiaro che nella realtà quotidiana non si arriva immediatamente ad un punto di incontro e nel mercato odierno soprattutto, spesso si arriva o si deve arrivare a compromessi per assicurarsi un incarico. *Ciò che spesso non viene considerato è che dietro ad un incarico preso con “particolari” accordi economici subentra un forte tema di responsabilità concorrenziale che spesso non viene considerato.*

In seguito alla redazione del CIS la committenza diviene dunque a conoscenza dello stato di salute del proprio fabbricato e rimane in capo a lei l’intera responsabilità per eventi riconducibili a patologie indicate dal tecnico in relazione. *Questo aspetto è molto importante soprattutto laddove venga redatto un CIS emessi con validità temporanea di 2 anni e quindi con riserva.*

Per la committenza (o datore di lavoro) sussiste in ogni caso ai sensi di legge (vedi dlgs 81/08 per i datori di lavoro) l’onere di verificare e mantenere in sicurezza il proprio immobile, ma, dal momento in cui viene redatto un CIS con riserva la committenza sarà

soggetta ad una responsabilità aggravata. In concreto, se si verifica un evento dannoso su un immobile prima che venga redatto il CIS, la responsabilità in capo alla committenza sarà comunque presente ma in maniera ridotta rispetto alla medesima situazione post redazione CIS. Infatti, nel caso avvenga un evento dannoso nei 2 anni di validità temporale, o ancor peggio, dopo l'eventuale scadenza dei 2 anni nei quali non siano state risolte le prescrizioni, sussiste una forte aggravante di responsabilità per la committenza. Conferma di tale aggravante si può riscontrare dal tema riserve, infatti, le Linee Guida stabiliscono che al termine dei 2 anni se queste non sono state risolte il CIS decade, in particolare non viene indicata alcuna scadenza entro la quale riconsegnare il CIS e contestualmente con riserve risolte (vedere quesito 47 posto alla commissione strutture⁴⁰). Questa scelta è legata proprio al tema della responsabilità aggravata a cui diviene soggetta la committenza, infatti, proprio perché la committenza diviene a conoscenza delle problematiche del fabbricato sarà lei stessa che dovrà prontamente risolverle. Se non vengono svolti interventi completi o previste misure tecniche *atte a dimostrare un vero interesse da parte della committenza*, questa se ne assumerà ancor di più le conseguenze.

excursus "di responsabilità":

Questo tema di responsabilità, di etica, di sicurezza, non è intrinseco solo al CIS ma si estende direttamente nel quadro normativo italiano che gestisce l'ambito della sicurezza. Le dinamiche degli incidenti (o degli eventi dannosi) risultano spesso molto articolate e complesse, tanto che giudicare con assoluta certezza una situazione e determinare inoltre chi abbia realmente la colpa risulta molto difficile. Attualmente, in merito ad alcune controversie tra committenze e figure tecniche sembra si stia adottando *una linea più dura nei confronti di proprietari e committenze per la loro responsabilità*, probabilmente allo scopo di sensibilizzarli di più riguardo temi oggi sensibili come la sicurezza e la statica dell'edificio. La "linea ferrea" richiamata è stata riscontrata in seguito ad alcune sentenze uscite in merito ad alcuni edifici produttivi crollati e/o danneggiati durante il terremoto dell'Emilia nel 2012⁴¹. Per questi fabbricati è nato un forte conflitto tra le committenze e

⁴⁰ Link quesito

⁴¹ Gli edifici in questione fanno parte della vasta area produttiva danneggiata durante l'evento sismico del 2012;

i tecnici (progettisti), in quanto entrambe le parti come usualmente accade si incolpavano l'un l'altra. Le sentenze uscite però come anticipato *hanno sentenziato colpevoli le committenze*, alla base di questa decisione insistono le NTC e il dlgs 81/08. Le NTC come noto “possono” obbligare a svolgere una verifica di sicurezza su un edificio, ma in caso negativo le stesse non obbligano invece ad effettuare l'intervento fin tanto che tale verifica non risulti soddisfatta relativamente alle azioni non controllate dall'uomo (es: la verifica sismica)⁴². Sussiste sempre però ai sensi degli *art. 17, 18 e 28 del dlgs 81/08* l'obbligo da parte del datore di lavoro di “preoccuparsi” in merito alla sicurezza e alla qualità dell'ambiente di lavoro in cui operano i propri dipendenti, adottando ove necessario misure (tecniche, organizzative o procedurali) al fine di ridurre il rischio e ottemperare così ai propri obblighi. L'Emilia insieme ad altre poche regioni italiane prevede ancora la classificazione sismica secondo l'OPCM 2003, ma il problema non è questo. In seguito all'uscita delle NTC 2008 ed in considerazione degli eventi sismici della prima decade degli anni 2000 è stato riscontrato che sui diversi fabbricati non sono state attuate misure o compiute opere al fine di valutare ed eventualmente migliorare il livello di sicurezza dei rispettivi luoghi di lavoro. *Ecco allora che ci si ritrova di fronte la motivazione alla base di queste sentenze*, un forte disinteresse da parte delle committenze (proprietari) quindi una forte inadempienza ai sensi del dlgs 81/08. Questo è un *tema molto forte* che ha lo scopo di spingere i proprietari e datori di lavoro a prendere sensibilità con questo aspetto. In soldoni, ove non sussista l'obbligo di intervenire su un edificio a seguito di una verifica, o dove addirittura non sia necessaria una verifica di sicurezza, comunque le responsabilità in materia di sicurezza della committenza sussiste. Dopo l'uscita dell'OPCM 2003 ci sono stati importanti cambiamenti sia in materia sismica (vedi par. 7) che di sicurezza; il non essersi preoccupati o il non preoccuparsi del cambiamento costituisce ai sensi di legge una profonda colpevolezza.

3. Un problema etico-professionale

All'uscita del regolamento edilizio in merito all'art. 11.6 non sono state fornite molte informazioni, nessun costo, nessun riferimento e come noto le Linee Guida dell'Ordine sono uscite solo due anni dopo. Tra le critiche fatte pervenire al comune furono proprio i diretti interessati, i cittadini, a far notare come oltre alla necessità di ricevere ulteriori

⁴² Obbligo di intervento obbligatorio nel caso in cui la verifica non sia soddisfatta nei confronti delle azioni controllate dall'uomo.

informazioni, non fosse stata fornita alcuna valutazione di riferimento per poter prevedere i costi da dover sostenere. Questo aspetto si è rivelato essere un grosso problema, infatti soprattutto nei primi anni il non avere alcuno schema di riferimento non ha fatto altro che alimentare nella realtà milanese un mercato di offerte a ribasso che permane tutt'oggi. Solo dopo 3 anni dall'uscita del provvedimento e dopo le Linee Guida del 2016, nel 2017 il consiglio dell'Ordine degli Ingegneri ha deliberato delle Linee Guida per definire un compenso adeguato in merito alla redazione del CIS [13]. Avere uno schema di riferimento da seguire permette di orientarsi da subito nella direzione corretta, in questo caso potendo facilitare l'incontro tra domanda e offerta. Il problema alla base evidente ed intuibile del CIS è rappresentato banalmente dal fatto che proprietari, datori di lavoro ecc. o più in generale i cittadini, non siano propensi a sostenere una spesa (di qualsiasi entità) in merito ad un qualsivoglia certificato, come quello di idoneità statica. *Ciò si lega al grosso tema della sensibilizzazione dei cittadini e dei tecnici, in quanto i motivi alla base di questa nota e ovvia contrarietà risiedono nell'opinione comune dei cittadini.* Oltretutto va considerato che un mercato di grandi offerte a ribasso, il forte periodo di crisi e i grandi pregiudizi in merito a provvedimenti di questo genere non hanno fatto altro che alimentare un clima ostile contro l'integrazione del CIS.

Se da un lato persistono offerte a ribasso e irrisorie riguardo le certificazioni dall'altro esistono tecnici che svolgono la loro professione secondo una vera etica professionale, e proprio da questi sono state riportate (come oltretutto l'Ordine ha richiesto ai propri iscritti) diverse segnalazioni in merito ad offerte ridicole low cost. Infatti, l'Ordine sta monitorando attivamente queste situazioni all'interno del mercato lavorativo, in quando si vorrà porre sicuramente promotore di una corretta etica professionale. Per far capire di cosa si sta parlando basta paragonare il reale costo di un CIS come indicato dall'Ordine e le offerte low cost citate: dai 2mila ai 10mila euro a secondo dei mq di un edificio contro 100 euro o meno delle offerte trovate sul web (21). Di fronte a questo scenario è stato lo stesso presidente dell'Ordine degli ingegneri Finzi a richiamare l'importanza della salute statica e della vulnerabilità sismica degli edifici [14].

A parere dello scrivente sembra però abbastanza banale riconoscere un problema all'interno di offerte del genere. Pensandoci è come se stessimo comprando una macchina del valore di 20mila euro e la stessimo pagando meno di mille, sembra evidente che qualcosa non vada, o meglio, sicuramente dovrebbe venirci qualche dubbio. Basti pensare che delle semplici prove per saggiare la bontà delle strutture di edifici esistenti raggiungo facilmente il migliaio di euro. Bisogna però considerare che non si stanno trattando beni

di normale consumo e di conseguenza avere in aiuto un'adeguata opinione tecnica può solo che aiutare nella decisione. Al fine di difendere e promuovere la corretta etica professionale e a al fine di sensibilizzare realmente le figure su questi temi, sembrano indispensabili forti campagne informative sia per i tecnici che per i cittadini, in modo da poter integrare facilitando la comprensione e l'utilizzo di questo nuovo certificato.

CAPITOLO IV

Commentario alla scheda di Livello I del CIS

CAPITOLO IV

- Commentario alla “Scheda di Livello I” -

Premessa:

Le Linee Guida approvate tramite la D.D. n°7 del 25/11/2016 forniscono una guida di indirizzo da seguire per la verifica dell'idoneità statica degli edifici, ai sensi dell'art. 11.6 del Regolamento Edilizio di Milano uscito nel 2014. Tale guida esplicita le corrette modalità di esecuzione della verifica da svolgere finalizzata all'emissione del Certificato di Idoneità Statica, il quale è un documento che attesta lo stato di salute del fabbricato preso in esame, e, in caso di esito positivo, consente di assolvere gli obblighi all'art. 11.6. Come anticipato nel presente elaborato la struttura del documento suggerisce (e obbliga) alla raccolta accurata di molte informazioni relative al fabbricato, per permettere così di fornire un parere il più preciso e specifico possibile.

La verifica dell'Idoneità statica è previsto che sia basata su due possibili livelli di indagine, i quali hanno due livelli di approfondimento differenti. Un primo livello più semplice, il quale comprende un semplice esame visivo e la seguente redazione della relazione finale, ed il secondo, invece più complesso e costituito da analisi specifiche. Dal primo livello sarà a discrezione del tecnico specificare se sia necessario o meno passare al secondo, e risponderà di tale giudizio in merito a quanto presente in relazione. Nelle Linee Guida approvate sono presenti quattro allegati, di cui i primi due, A e B, descrivono gli elementi da valutare nelle due verifiche possibili, i restanti, C e D, rappresentano rispettivamente la Scheda di livello I, uguale nella struttura per tutti i tecnici, e la Check List riassuntiva da compilare in merito all'esame visivo del fabbricato, anche questa uguale per tutti nella sua struttura.

All'interno dell'allegato A di cui sopra “Verifiche di primo livello” viene specificato l'elenco delle attività da svolgere al fine di creare una base di informazioni adeguata alla redazione del CIS. Questi punti però forniscono solo uno schema “base” da specificare in relazione, rimane in capo ai tecnici incaricati la competenza e la responsabilità in merito alla metodologia da adottare e ai contenuti da inserire al fine di sviluppare una relazione esaustiva nel giudizio.

Il presente commentario si pone dunque la precipua finalità di illustrare punto per punto la Scheda di I livello identificata nel CIS potendone così fornirne chiarimenti e specificandone i contenuti, allo scopo di indicare un'interpretazione il più possibile univoca dei suoi punti.

Contenuti Scheda di Livello I:

- Identificazione del fabbricato oggetto di certificazione
- Identificazione del tecnico rilevatore

1) Analisi storico critica

- 1.1 – *ricerca documentazione di progetto/collaudato;*
- 1.2 – *ricostruzione storica eventi eccezionali o modifiche al progetto;*
- 1.3 – *intervista all'amministratore e/o proprietà;*
- 1.4 – *pratica VVF (CPI);*
- 1.5 – *pratiche edilizie*

2) Definizione dell'organismo strutturale primario

- 2.1 – *schema statico;*
- 2.2 – *tipologia struttura portante;*
- 2.3 – *dimensioni generali;*
- 2.4 – *verifica delle congruità dei carichi con la destinazione d'uso dei locali;*
- 2.5 – *verifica della genesi del fabbricato;*
- 2.6 – *presenza di strutture non portanti connesse alle primarie e definizione dello stato di conservazione;*
- 2.7 – *fondazioni*

3) Interazioni con fattori esterni indipendenti dal fabbricato

- 3.1 – *interazione e pericoli derivanti da fabbricati attigui non oggetto della certificazione;*
- 3.2 – *condizioni al contorno di tipo geometrico;*
- 3.3 – *verifica della eventuale sussistenza di evidenti problemi di natura geologica/geotecnica;*
- 3.4 – *allagamenti per risalita di falda e/o esondazioni;*

4) Sopralluoghi interni

5) Sopralluoghi esterni

6) Analisi visiva dello stato generale

6.1 – *presenza di fessurazioni evidenti;*

6.2 – *presenza di cedimenti differenziali importanti;*

6.3 – *fenomeni di degrado strutturale;*

6.4 – *fessurazione tamponamenti non strutturali;*

6.5 – *fessurazione delle finiture in relazione a spostamenti della struttura;*

6.6 – *verifica fuori piombo geometrici;*

6.7 – *verifica inflessione eccessiva travi e/o solai;*

6.8 – *infiltrazioni e umidità sulle strutture contro-terra;*

6.9 – *eventuali anomalie;*

7) Giudizio finale del certificato

Identificazione del fabbricato e del tecnico:

La compilazione della scheda di livello I inizia con l'identificazione del fabbricato e del tecnico incaricato che svolgerà la verifica. In questi primi due punti si tratta banalmente di definire la localizzazione geografica del fabbricato e l'anagrafica del tecnico incaricato. In particolare, viene subito introdotto un tema di anagrafica catastale e quindi di una prima ricerca in merito al fabbricato. La compilazione di questi due punti dovrebbe essere interpretata come la parte introduttiva di una relazione tecnica, per cui, va da sé che la presenza di elementi a corredo che aiutino nella comprensione non è che un elemento positivo.

1) Analisi storico critica

Questo primo punto comprende una vasta area di informazioni in merito al fabbricato, in modo da definire un primo quadro generale conoscitivo senza addentrarsi negli aspetti costruttivi dello stesso. Indipendentemente dalla forma scelta per la

descrizione le Linee Guida richiedono tutta una serie di documenti e informazioni, tra cui: la documentazione progettuale e di collaudo, una ricostruzione storica degli eventi eccezionali e eventuali modifiche subito dall'edificio nel tempo, un'intervista alla committenza/proprietà, documentazione/pratiche inerenti ai VVF e qualsiasi tipo di pratica edilizia in merito.

Di fronte ad un elenco così esauriente, si ricorda, integrabile con qualsiasi altra informazione, sorge spontaneo il dubbio in merito alla reale reperibilità di tutte le informazioni, soprattutto per edifici vetusti. Nella prima parte dell'elaborato è già stata evidenziata la difficoltà dei tecnici nel reperimento della documentazione, dunque si un punto fondamentale, ma di difficile perseguimento. Tali ritardi sono associati generalmente alle tempistiche degli uffici tecnici e alla burocrazia, in particolare in riferimento al Comune, al catasto e alla Cittadella degli archivi, insomma, enti dello stato. L'ultima fonte citata soprattutto, che viene tra l'altro consigliata dallo stesso Ordine degli Ingegneri è purtroppo quella con il maggior ritardo, infatti molti tecnici lamentano attese di 5-6 mesi per ricevere la documentazione richiesta. Ciò non toglie però che queste informazioni siano necessarie ai fini dell'analisi e del conseguente rilascio del certificato.

In linea di principio si consiglia di fornire quante più informazioni possibili in merito al lavoro svolto, risulterebbe per tanto positivo indicare con una piccola descrizione o cronistoria l'attività di ricerca svolta, specificando ovviamente gli enti con cui si è entrati in contatto. I documenti così reperiti non devono essere necessariamente inseriti all'interno della relazione, ma possono essere presenti separatamente come allegati da visionare.

Per il punto 1.1 ma più in generale per l'intera relazione, di seguito una possibile indicazione per i diversi documenti:

Allegato n°:

Tipo di documento:

Origine e data del documento:

Tecnico redattore del documento:

Descrizione sul documento:

I punti 1.2 e 1.3 sono strettamente legati l'un l'altro. La ricostruzione storica in merito ai cambiamenti subito dall'edificio ovviamente sarebbe più opportuno che fosse espressa mediante documentazione inerente, ma questo non è sempre possibile. Ecco che a questo punto può tornare utile l'intervista che le Linee Guida richiedono nei confronti dei proprietari e/o amministratori, infatti, soprattutto nel caso di edifici vetusti, informazioni e dettagli recuperati in questo modo possono dimostrarsi molto utili ai fini dell'analisi. Avvenimenti particolari di cui non c'è alcuna traccia documentale potrebbero aver influenzato l'assetto statico o comunque la funzionalità dell'edificio.

Altro tema importante è quello che prende in considerazione la prevenzione incendi. Già nelle Linee Guida al punto 1.4 viene richiesto di indicare eventuali attività soggette al controllo dei VVF di cui al D.P.R 151/2011, ed indicare in merito se è presente un valido CPI⁴³. Ovviamente è d'obbligo inserire qualsiasi documento che facesse riferimento alle prestazioni antincendio del fabbricato, dichiarazioni, nulla osta di prevenzione, un vero progetto antincendio o altro ancora. Questo tema viene affrontato attualmente con maggior interesse per due ragioni: la prima riguarda il dato statistico già descritto al par. 4.1 che identifica come a Milano il maggior numero di edifici crollati sia dovuto a problematiche antincendio anziché di tipo statico. La seconda, direttamente connessa a quella prima riguarda quanto già espresso al par. 17.1, cioè il voler tutelare completamente chi si attinge a comprare un immobile il quale deve essere totalmente a conoscenza dello stato del fabbricato, e come in questo caso a particolari rischi a cui potrebbe essere soggetto.

A completare la ricerca documentale al punto 1.5 si richiede di indicare le pratiche edilizie in merito al fabbricato, sia quelle eventualmente attive al momento della perizia, sia quelle eventualmente concluse con annesso riferimento al codice di pratica.

2) Definizione dell'organismo strutturale primario

Nel secondo punto viene richiesto di entrare specificatamente negli aspetti tecnici e strutturali del fabbricato arrivandone a definirne l'assetto statico. Per tale motivo soprattutto nei primi tre punti è consigliato favorire la comprensione generale aiutandosi

⁴³ Certificato di Prevenzione Incendi;

mediante l'introduzione di schemi, disegni 2D, colorazioni specifiche, modelli grafici 3D o comunque qualsivoglia elemento al fine di raggiungere una piena comprensione del fabbricato. Tale considerazione prende forma in considerazione della moltitudine di informazioni che si possono individuare di fronte alla descrizione tecnica di un edificio. La metodologia applicata dipenderà evidentemente dalla complessità delle informazioni da far passare al lettore.

Il punto 2.4 considera l'analisi di congruità dei carichi in relazione alla destinazione d'uso degli ambienti. Questa verifica non comprende calcoli analitici ma consiste in una valutazione visiva e oggettiva che verifichi se gli ambienti sono utilizzati correttamente in funzione della loro destinazione d'uso. Spesso infatti accade che vengano utilizzati in modo improprio andando a caricare il solaio con azioni non previste in sede di progetto, questo non fa altro che sovraccaricare i solai andandoli ad inflettere creando inoltre problematiche statiche. Ancora peggio, spesso i cambi di destinazione d'uso vengono sviluppati all'interno di edifici vetusti senza porre la minima preoccupazione. A questo proposito è evidente che nel limite di piccole modifiche dove i carichi applicati rimangono circa inalterati o addirittura inferiori, non sussiste problema, quando invece le modifiche comportano una variazione di carico anche di un ordine di grandezza maggiore si va invece verso forti problematiche.

Nel punto successivo 2.5 viene richiesto al tecnico di effettuare un check di corrispondenza tra i disegni di progetto reperiti e il reale stato di fatto del fabbricato. Questa verifica è richiesta in merito a diversi aspetti tra cui, l'eventuale presenza di ampliamenti e/o sopraelevazioni realizzati durante la vita della costruzione non denunciati, e perché in considerazione di ciò bisognerà tener conto di queste opere, soprattutto in fase di analisi. In particolare, a tal motivo il tecnico può richiedere alla proprietà di effettuare prove specifiche, saggi o altro per avere maggiori informazioni in merito ad elementi non segnalati nel progetto iniziale. In queste situazioni di solito si procederà con il livello II di verifica.

Altri elementi da non trascurare che spesso sono causa di eventi dannosi (punto 2.6), e oggi anche di contenzioso tra tecnici e proprietà, sono le strutture accessorie o nel caso strutture non portanti connesse alle primarie (tettoie, strutture di expo all'esterno, elementi di copertura ecc.). Le problematiche relative a queste strutture sono tanto

sottovalutate quanto trascurate, infatti, oltre a doverle indicare è previsto che ne venga descritto anche lo stato di conservazione. Questa richiesta delle Linee Guida nasce da diverse casistiche di danno verso terzi a causa della mancata manutenzione e il mancato controllo di queste strutture secondarie. Contestualmente a tali eventi nascono come usualmente accade forti contenziosi tra proprietà e tecnici, argomento di cui si è trattato al par. 11.4, che si addossano le responsabilità dell'accaduto l'un l'altro.

Infine, in merito all'ultimo punto 2.7 riguardo le strutture di fondazione rimane nel giudizio del tecnico la sua sensibilità nel capire ed immaginare quali strutture, in base all'età di costruzione e alla tecnologia adottata, possano essere presenti a supporto delle strutture in elevazione. Fermo restando che le informazioni di base da cui partire rimangono quelle eventualmente presenti all'interno degli elaborati di progetto reperiti.

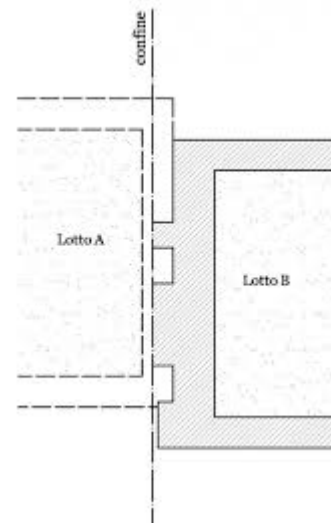
3) Interazioni con fattori esterni indipendenti dal fabbricato

In questo punto viene richiesto di analizzare le interazioni al contorno del fabbricato individuando i possibili pericoli nonché le conseguenze che gli stessi potrebbero comportare. I pericoli e/o gli elementi da indicare in relazione possono essere di svariato tipo, in alcuni casi potrebbero anche sembrare di poca importanza, si vuole ricordare però che tutto si lega ad un tema di corretto svolgimento delle analisi, a sua volta legato ad una questione di etica e di responsabilità in merito a quanto dichiarato. Anche in questo caso sussiste una piena libertà di espressione la quale permette a fronte di importanti informazioni di utilizzare qualsiasi metodo al fine di poterle esplicitare.

I potenziali pericoli indicati al punto 3.1 sono relativi a fattori esterni non dipendenti dal fabbricato oggetto di analisi. Oltre a quanto indicato dalle Linee Guida in merito a edifici fatiscenti e/o danneggiati fig. XXX, tra le problematiche più comuni si possono riscontrare le strutture accessorie/secondarie degli edifici, le quali se non correttamente mantenute potrebbero essere soggette a uno o più crolli, la vicinanza dei fabbricati o strutture attigue fig. XXX, che a causa di eventi sismici potrebbero comportare effetti di martellamento, e la vicinanza con cantieri limitrofi fig. XXX, i quali possono comportare problematiche di oscillazione, vibrazione e nei casi peggiori di danneggiamento.



Il punto 3.2 considera invece la possibilità che il fabbricato oggetto di analisi possa avere in comune uno o più elementi portanti con un secondo fabbricato, tra cui solai, scale, travi, murature ecc. Tali condizioni saranno da valutare attentamente caso per caso in quanto è possibile non solo avere costruzioni con elementi in comune, ma potrebbero anche essere posizionate *in aderenza* o *in appoggio* l'una sull'altra.



Al punto 3.3 invece viene richiesto di segnalare eventuali problematiche di natura geologica e/o geotecnica del fabbricato, dai fenomeni di dissesto fino alle problematiche legate all'eventuale dissesto del terreno incoerente e a carenze del sistema fondazionale. Segnalare tali criticità come in altri casi ha lo scopo di informare sì la proprietà, che presumibilmente interverrà al fine di risolverle ma possiedono ancora più rilevanza in quanto sono problematiche che potrebbero tirare in causa fabbricati limitrofi in particolare a causa di interazioni scaturite da cedimenti fondazionali e/o del terreno.



Infine, al punto 3.4 viene richiesto di segnalare eventuali allagamenti e/o risalite di falda subite dal fabbricato nel corso della sua vita in particolare segnalando eventuali problemi che possano aver interessato le strutture portanti. Il massimo auspicabile in questi casi sarebbe riuscire a risalire precisamente alle zone interessate dalla risalita (o allagamento) e i danni subiti dai singoli elementi. Per tale fine come indicato dalle Linee Guida sarà utile far riferimento alla proprietà e all'amministratore i quali potrebbero essere in possesso di importanti informazioni a riguardo. Come per altre tipologie di interventi il tipo e la sequenza di come questi si siano susseguiti può aver influenzato e non di poco l'intero l'assetto statico della struttura. Non essere a conoscenza di tali informazioni si potrebbe dimostrare forviante ai fini del giudizio finale.

Lo sviluppo economico vissuto nel XX secolo nel territorio milanese ha comportato una serie di forti cambiamenti ma non solo sul fronte economico. Infatti, la falda acquifera milanese ha avuto subito grossi sbalzi del suo livello piezometrico fino ai giorni nostri in particolare a partire dagli anni 50. Le trasformazioni subite dal territorio dovute ad alla forte espansione, all'incremento della popolazione e all'insediamento di più attività produttive, ha comportato un forte aumento del consumo di acqua e di conseguenza un notevole abbassamento del livello di falda. Al contrario negli ultimi anni è radicalmente cambiata la società e l'andamento del mercato produttivo, tanto che a conseguenza delle trasformazioni socio-economiche c'è stata una grossa diminuzione della richiesta d'acqua, andando così a far risalire il livello di falda. In particolare, dagli anni 90' in poi sono stati ridotti i quantitativi volumetrici d'acqua prelevati dalla falda milanese, permettendone così la risalita. La posizione della falda è un tema molto importante che influenza notevolmente gli edifici, sia per la progettazione delle nuove costruzioni ma soprattutto per gli edifici esistenti. Ecco perché si ritiene doveroso soprattutto nel Comune Milanese tenere conto di tale fenomeno, in quanto la pressione idrostatica può portare chiaramente a fenomeni di danneggiamento ma come noto ad importanti eventi di allagamento per risalita dell'acqua. Per ulteriori approfondimenti sul tema si rimanda ai due articoli [15][16].

4) Sopralluoghi interni

Nel quarto punto viene richiesto di indicare le caratteristiche del fabbricato al suo interno. La sezione come indicata nelle Linee Guida dovrà essere ricompilata per tutti i piani all'interno del fabbricato, nessuno escluso. Prima di compilare l'intera sezione per i singoli piani viene richiesto di inserire in testa una tabella che correli il numero degli impalcati con il nome del piano analizzato e la percentuale visionata dello stesso, infatti, a partire da questa tabella verrà indicato se è stato possibile visionare le superfici intere dei diversi piani oppure se ciò non è stato possibile. In tal caso va da sé che il tecnico dovrà dichiarare, a pena sulla sua responsabilità, le motivazioni per cui non è stato possibile valutare complessivamente la superficie dei vari piani.

numero di piano	nome architettonico	percentuale rilevata
0	Interrato	100
1	Piano Terra	100
2	Piano Primo	80
3	Piano Secondo	80
4	Piano Terzo	60

Dal punto 4.1 al 4.5 le informazioni richieste riguardano in sostanza lo stato di conservazione degli elementi all'interno del fabbricato, in ogni contesto a secondo della percentuale visionabile del piano il tecnico dovrà inserire quante più informazioni possibili in merito a tutto il visionato, e per ogni elemento, è richiesto di esprimere un giudizio qualitativo sullo stato di conservazione. Soprattutto in questo punto si rendono utili set fotografici, disegni e/o modelli 2D al fine di facilitare la comprensione di quanto descritto, oltre modo, le Linee Guida esortano nei casi in cui gli elementi siano molto sofferenti, a fornire una breve descrizione degli stessi. Una nota importante va fatta invece sui punti 4.6 e 4.7, i quali considerano masse appese e impianti che cadendo potrebbero comportare danni a cose e/o persone. Questi due pericoli sono riscontrabili soprattutto in edifici vetusti e/o abbandonati chiaramente, ad ogni modo questi aspetti sono presenti anche se in maniera meno rilevante negli edifici comuni, ed è stato riscontrato come spesso venga tralasciati senza considerare masse, elementi e/o componenti accessori in un non adeguato stato di conservazione, meritevoli dunque di segnalazione. Questo si lega al forte tema delle conseguenze e responsabilità a posteriori di un possibile evento dannoso.

5) Sopralluoghi esterni

Alla stregua del punto precedente la sezione relativa ai sopralluoghi esterni dovrà essere compilata per ogni prospetto visionato e anche in questo caso è richiesto di contestualizzare tali osservazioni correlando in una tabella i lati del fabbricato con apposita numerazione e l'indicazione percentuale della superficie visionata:

numero lato	esposizione	percentuale rilevata
0	Nord	100
1	Sud	100
2	Ovest	80
3	Est	80

Anche in questo caso al fine di facilitare la comprensione dello stato di conservazione, nei casi in cui lo stato di sofferenza degli elementi sia rilevante le Linee Guida esortano oltre che ad esprimere un breve giudizio in merito, anche ad allegare della documentazione con eventuale correlazione a disegni 2D/3D. In generale questo punto si concentra sì sul fabbricato ma principalmente vuole dare attenzione a tutta una serie di elementi direttamente connessi al fabbricato, facenti parte o meno della proprietà, che in funzione del loro stato di conservazione potrebbero portare a pericoli ed eventualmente danni a cose e/o persone. In particolare, partendo dal punto 5.1 viene richiesto di fornire informazioni in merito allo stato di conservazione di cornicioni e facciate del fabbricato, indicando inoltre un giudizio qualitativo degli stessi. Questo tema è molto forte oggi nella realtà di Milano, infatti, spesso si ritrovano fabbricati a ridosso del corpo stradale o su altre proprietà rischiando in caso di crolli anche parziali di causare forti danni a cose e/o persone fig. XXX. Soprattutto in merito ai cornicioni un discreto aspetto esteriore dell'intonaco o l'assenza di veri segnali di sofferenza, come ad esempio crepe o irregolarità, possono essere forvianti ai fini dell'analisi degli stessi. Si suggerisce per tanto di porre su questo punto come nei seguiti particolare attenzione questi elementi visionati.



Al punto 5.2 vengono invece considerate le problematiche in merito a balconi e parapetti. Anche in questo caso risulta importante indicare qualsiasi segnale di sofferenza, a partire



dalla presenza di umidità, al crollo parziale dell'intonaco, al crollo del copriferro, fino all'esposizione delle armature per quanto riguarda i balconi, con annesso giudizio di valutazione per singolo balcone. Per quanto riguarda i parapetti va segnalata qualsiasi condizione negativa che consideri la struttura del parapetto in sé o dell'aggancio alla struttura di sostegno. La segnalazione di queste problematiche, come in generale un po' tutti i segnali di sofferenza che si possono riscontrare sul fabbricato considerato, rendono quanto meno nota la necessità di dover intervenire al fine di "migliorare" lo stato di conservazione attuale del fabbricato, senza prevedere alcun intervento specifico di chissà quale costo. In seguito a queste segnalazioni, per quanto banali, piccole misure di intervento come la verniciatura delle armature mediante antiossidante o la rimozione di alcune parti di intonaco a rischio caduta possono evitare situazioni di pericolo e/o di danno che possono a loro volta portare a fastidiosi contenziosi tra terzi, tecnico e proprietà.

Per quanto riguarda i punti 5.3 e 5.4 in merito a ringhiere (o ballatoi) e alle scale esterne ci si riconduce sempre a quanto indicato ai punti precedenti, dove la segnalazione prematura delle sofferenze può solo che anticiparne l'intervento al fine di migliorarne lo stato di conservazione ed informare la proprietà della condizione. Per quanto riguarda invece lo stato del manto di copertura al 5.5 ciò che richiedono le Linee Guida, oltre a quanto indicato per i punti precedenti, è di indicare la tipologia strutturale con annessa descrizione componenti costruttivi. Questo passaggio evidentemente non è sempre possibile, proprio a tal proposito è consigliato oltre che a descrivere nel modo più accurato possibile quanto di visionato, allegare una documentazione fotografica che permetta di osservare quanti più elementi possibili, al fine di poter così definire degli ipotetici assetti statici della copertura, in funzione dei materiali presenti, della geometria ispezionata e dall'epoca di costruzione del fabbricato.

Nei punti successivi invece, vengono presi in considerazione elementi non strettamente legati al fabbricato o ancorati ad esso, ma elementi il cui degrado se non preventivamente segnalato o se poco considerato potrebbe portare a potenziali situazioni di pericolo. Tra questi elementi come indicato dalle Linee Guida si considerano: le cancellate, i serramenti pesanti, gli elementi di separazione tra proprietà (quali muri, paramenti ecc.) più in generale strutture di confine, comignoli ed altri elementi esterni, cartelloni pubblicitari e/o strutture accessorie ed altri elementi in quota di diverso genere non vincolati alla

struttura. Tutti questi elementi in caso di crollo o caduta sono potenziali elementi di pericolo, infatti, tra quelli indicati, comignoli e elementi in quota come le comuni fioriere spesso non vengono neanche considerati, quando questi presentano chiari segnali di sofferenza. Questi elementi non sono richiesti casualmente dalle dalle Linee Guida, anzi, tutti questi elementi si richiede di analizzarli con giudizio proprio perché l'esperienza ha dimostrato che non sono così rari casi di crolli e/o di caduta, portandosi oltretutto dietro forti strascichi giudiziari.

6) Analisi visiva dello stato generale

Il punto 6 della sezione richiede seguendo il suo schema di costituire una sorta di libretto sanitario del fabbricato andando ad indicare tutte le patologie generali riscontrate durante la supervisione del fabbricato. Con l'elenco delle nove patologie le Linee Guida cercano di rendere tale parte il più esaustiva possibile, ciò non toglie che ogni tipo di sofferenza particolare o eventuali particolarità presente vanno senz'altro segnalate. In merito esortano anche in questo caso a correlare le descrizioni a schemi e/o disegni grafici ai fini di una più facile comprensione. Si riportano ora punto per punto singoli casi di esempio:

6.1 – Presenza di fessurazioni evidenti

Rientrano in questo gruppo tutti gli stati fessurativi più pronunciati indipendentemente dalla causa che li ha provocati, generalmente questo punto interessa per lo più le parti strutturali portanti, le quali a causa del forte degrado o per effetto di una o più coazioni sono sofferenti di importanti fessurazioni. Tra le cause più comuni di degrado si riscontra quello del calcestruzzo causato dalla carbonatazione e/o dai cloruri con spesso l'espulsione del copriferro⁴⁴, effetti di ritiro del calcestruzzo e deformazioni sopraggiunte nel tempo a causa dell'effetto viscoso.



6.2 – Presenza di cedimenti differenziali importanti

L'analisi di questi fenomeni può fornire importanti elementi al fine di individuare uno o più rischi ai quali potrebbe essere esposto il fabbricato, infatti, come noto, le modalità e l'andamento di tali cedimenti permettono di definire che tipo di sollecitazione ha insistito sul fabbricato, permettendo così in relazione dello stato di conservazione e del contesto esterno quali potrebbero essere gli sviluppi futuri e quali potrebbero essere dunque le conseguenze specifiche.



⁴⁴ Come noto tale fenomeno porta con sé grandi conseguenze in quanto vengono lasciate le armature ad una piena esposizione agli agenti atmosferici;

6.3 – Fenomeni di degrado strutturale (copriferro, ruggine, muffe sul legno, ecc.)

Fenomeni di questo tipo sono spesso riscontrabili oltre che sulle parti strutturali soprattutto su elementi secondari, in particolare su tutte quelle porzioni del fabbricato lasciate direttamente sotto l'azione delle intemperie, dalle gronde ai davanzali. Come comunemente accade fenomeni di ruggine e danneggiamento del copriferro sono dovuti a fenomeni di carbonatazione e corrosione da cloruri. Inoltre tra gli eventi più comuni va citato lo sfondellamento dei solai, dovuti sia a shock termici tra piani sovrapposti sia a questioni di progettazione strutturale.



6.4 – Fessurazione tamponamenti non strutturali

Tale condizione può essere riscontrata sia sulle partizioni interne che sulle chiusure verticali del fabbricato. Le fessurazioni ai tamponamenti non strutturali sono tutt'oggi oggetto di studio in merito al loro contributo durante gli eventi sismici, ma, non considerando questa motivazione, usualmente per le partizioni interne le sofferenze riconoscibili sono dovute ad infiltrazioni d'acqua e umidità che producono importanti rigonfiamenti con conseguente distacco di intonaco e/o di piastrelle, a differenza invece degli elementi a diretto contatto con l'esterno, dove umidità e infiltrazioni con l'effetto ciclico di gelo-disgelo a lungo possono portare alla rottura, a distacco e fessurazione parziale dei componenti.

6.5 – Fessurazione delle finiture in relazione a spostamenti della struttura

Anche questo tema per quanto banale può portare con s'è importanti informazioni in merito al comportamento assunto dalla struttura. Infatti, capita spesso che dietro ad un

banale distacco o fessurazione della finitura si nascondano problemi molto più grandi, per esempio il movimento di un componente strutturale, soprattutto ancora più complicato se non si è a conoscenza di esaustive informazioni di progetto. Valutazione come questa sono spesso soggettive ma in funzione delle modalità di fessurazione in considerazione di criteri oggettivi è possibile definire le modalità con cui si è mossa la struttura al di sotto.



6.6 – Verifica fuori piombo geometrici

Su questo aspetto incidono fortemente la qualità di costruzione, gli eventi subiti o meno durante la vita del fabbricato e lo stato di conservazione dello stesso. Tale verifica sarà generalmente svolta quando se ne dimostri la necessità. Sembra evidente e fuor di luogo fare verifiche di fuori piombo quando il fabbricato non presenta alcuna anomalia. Rimane chiaramente a discrezione del tecnico incaricato decidere sul da farsi, se si ritiene che da tale verifica si possano ricavare una o più informazioni utili a sviluppare il giudizio finale è assolutamente lecito e corretto verificare il fuori piombo.

6.7 – Verifica inflessione eccessiva di travi e/o solai

Anche per queste problematiche risulta analogo quanto detto al punto precedente. In seguito ai primi sopralluoghi è consuetudine battere geometrie, quote e altezze generali, ma, analisi specifiche in merito ad un singolo elemento vengono generalmente svolte quando si riscontra ancor prima quale criticità particolare.

6.8 – Infiltrazioni e umidità sulle strutture contro-terra

Condizioni di questo tipo sono generalmente individuabili facilmente e spesso sono causa di condizioni negative che insistono sul fabbricato, dalla risalita di acqua, al rigonfiamento delle murature, all'alterazione dei materiali costituenti la chiusura verticale, la presenza di condensa sul pavimento, la presenza di forte odore localizzato, la formazione di muffe in corrispondenza dei punti di risalita all'interno del fabbricato.

7) Giudizio finale del certificato

Il giudizio finale espresso dal tecnico deve racchiudere con precisione ed in maniera esaustiva le motivazioni in base a quanto osservato che hanno condotto il tecnico a rilasciare o meno il CIS di I livello secondo una delle modalità ammesse dalle Linee Guida (allegato 2), che il tecnico dovrà oltretutto specificare. Infine, a seconda della modalità di rilascio adottata il giudizio sarà integrato o meno delle eventuali prescrizioni sulle quali la proprietà dovrà intervenire.

CAPITOLO IV

Il Caso Studio

CAPITOLO V

- Caso Studio -

Premessa:

Alla base di questo lavoro persiste la forte volontà di esprimere con chiarezza le qualità e le potenzialità intrinseche ad uno strumento che ad oggi è visto ancora con molto sospetto, e senza aver ancor ottenuto un pieno consenso dall'ambiente tecnico milanese. Quello che viene descritto all'interno dei capitoli precedenti ha lo scopo di scandire e mettere a fuoco con chiarezza il contenuto di questo nuovo strumento. Tra i suoi scopi principali è molto forte il tema della sensibilizzazione delle figure coinvolte nel grande ambito della staticità dei fabbricati, ma non di meno, rendere palese come un suo corretto utilizzo, secondo una precisa etica professionale, possa avere enormi riscontri positivi nella comunità tecnica, portano svariati vantaggi, e che dunque non venga correlato ad una banale nuova tassa per "prelevare" denaro ai comuni cittadini. Dunque, a corredo di quanto descritto, si riporta di seguito l'analisi un Caso Studio relativo ad un edificio esistente per il quale è stato redatto il Certificato di Idoneità Statica, come secondo le Linee Guida 2016.

Questo edificio è stato scelto in funzione di più caratteristiche che permettono di considerarlo come un tipico caso rappresentativo delle modalità e delle tecnologie costruttive del 900, come la maggior parte del patrimonio edilizio Italiano. In particolare, l'edificio presenta una serie di diverse tecnologie costruttive come la muratura portante, voltine in laterizio, travi/travicelli da solaio in ferro, travature di copertura in legno. A questo si aggiungono le complessità derivanti da un'età dei materiali e quindi della costruzione non recente, non di meno, la mancanza di un adeguato pacchetto di file/documenti a corredo rappresentativi dell'edificio.

1. Introduzione

Il fabbricato oggetto di studio è un cascinale di non recente realizzazione locato nella frazione di Profigate, appartenente al comune di Monleale (Alessandria). Il complesso è inscrivibile per dimensioni in un rettangolo di dimensioni 31x15m, all'interno del quale sono individuabili due corpi di fabbrica distinti: il primo, con altezza maggiore (circa 10 m dal piano di campagna), comprende la casa padronale sviluppata su tre piani fuori terra più una parte, su due piani fuori terra, nella zona fienile. Il secondo, che si sviluppa su un'area maggiore, comprende delle cantine per la conservazione del vino, dei locali di ricovero per attrezzi vari e una ex-stalla/fienile. Si ipotizza che i due corpi di fabbrica siano riconducibili a due periodi ben distinti, in particolare: il primo ad uso abitativo è riconducibile agli anni 20'-30', il secondo invece, che si suppone essere ad ampliamento del primo, è riconducibile invece intorno agli anni 50'-60'. Questo è stato dedotto in considerazione delle differenti tecnologie costruttive utilizzate. Inoltre non si ritiene che l'edificio abbia subito interventi di alcun tipo sulle strutture esistenti.

[Foto] generale più planimetria con indicazione del NORD

Al contorno del fabbricato sono inoltre presenti delle pertinenze che si sviluppano su un unico piano fuori terra, utilizzate in passato per il ricovero di legna e di frutta (area opposta all'entrata) ed un'ulteriore zona, più staccata dalle prime due, per il ricovero di animali. Il complesso in questione è situato in "area agricola", per la quale seppur non avendo condotto approfondite indagini diagnostiche a riguardo, si presume essere caratterizzata da proprietà meccaniche del terreno poco rilevanti, in particolare riconducibili ad una classe di sottosuolo tipo D⁴⁵.

⁴⁵ Categoria di sottosuolo individuata secondo la Tab. 3.2.II delle NTC18;

2. Stato di fatto

Come verrà esposto successivamente nella stesura del CIS non è presente ad oggi alcun elaborato “digitale” di riferimento da cui poter partire per svolgere le analisi, se non delle planimetrie catastali cartacee a definizione delle geometrie principali, di cui però non è possibile verificare la data di redazione. Per tale motivo al fine di poter procedere ad una corretta analisi del fabbricato, ma ancor di più, in considerazione di un corretto approccio ai fini della redazione del CIS, è stato effettuato un sopralluogo in sito al fine di poter ricavare tutte le informazioni e le caratteristiche utili per le successive analisi. Dalla battitura delle quote, al rilevamento dei sistemi costruttivi, al rilevamento degli spessori, al rilevamento dei materiali, al rilevamento delle sofferenze, e successivamente da questa serie di informazioni è stato possibile ricavare dei file digitali rappresentanti le geometrie con cui poter poi analizzare il fabbricato.

2.1 Caratteristiche generali

Il complesso edilizio è riconducibile ad una forma rettangolare con dimensioni in pianta pari a (31,30 x 11,80) m il quale si sviluppa con il suo lato maggiore lungo l’asse Nord-Sud. L’entrata alla proprietà è situata a Nord del lotto, in corrispondenza del Box e della prima pertinenza relativa al ritiro degli animali. Sul lato opposto invece, subito al termine dello sviluppo del complesso sono presenti altre pertinenze, quelle già citate relative al ricovero di legna e frutta, ma in aggiunta sono stati individuati anche un forno a legna ed un ulteriore locale (pertinenza) più distaccato che non è stato possibile visionare. Fin dal primo sopralluogo è stato deciso di considerare la superficie su cui si sviluppa l’abitazione come piano di Campagna e quindi piano di riferimento (quota zero), tutti gli altri locali/zone del complesso sono invece a quote differenti come si può visionare negli elaborati in allegato.

[Planimetria con evidenziata l’entrata e il nord]

A prima vista si possono distinguere facilmente i due corpi di fabbrica, in particolare: il primo relativo all’abitazione con i tre piani fuori terra situata nella parte a Sud del lotto, e il secondo corpo invece a Nord con l’ex-fienile la stalla e le cantine. In particolare, si è riscontrato che l’unità abitativa si sviluppa fuori terra in modo irregolare: il Piano Terra e il Piano Primo differiscono di un solo locale, mentre il Piano Secondo, che termina con

la copertura più alta, ne comprende meno rispetto ad entrambi. Questa condizione comporta che il locale più a Nord del Primo Piano fuori terra sia sottostante alla copertura del secondo corpo di fabbrica (indicato con A in foto).

[foto della facciata Ovest con indicazione dei locali e piani]

Le coperture sono facilmente individuabili per ognuno dei corpi di fabbrica, entrambe sono coperture a doppia falda ma è stato possibile visionare solo quella relativa al secondo corpo, la quale risulta essere costituita da travature in legno di dimensioni variabili. Per quanto riguarda la copertura dell'abitazione, localizzata invece alla quota più alta, si presume in funzione dei metodi costruttivi dell'epoca che sia riconducibile ad una doppia falda con muricci e tavelloni con travatura primaria e secondaria a supporto al rivestimento. Quest'ultimo per entrambe è un comune strato di tegole in coppi e si vuol citare a corredo la presenza sulle coperture di un classico sistema di scolo acque con gronda e pluviali.

Nella Facciata Nord si può osservare il secondo corpo di fabbrica. Si notano facilmente l'ex-stalla, che va da una quota di -0.55m a +2.74m (intradosso-estradosso) rispetto a quota zero, con annesse finestre, di dim. (1,10 x 0,60)m; e la parete sovrastante in muratura relativa all'area di deposito mezzi/attrezzature alla quale si può accedere dalla salita osservabile in foto, anche sopra questa entrata a chiusura dello spazio aperto è presente una parete in muratura. Per quanto riguarda le finiture (e questo in generale per tutto il complesso) si presume che sia presente uno strato di intonaco a base cementizia.

[foto con faccia NORD]

In facciata Ovest si possono osservare entrambi i corpi di fabbrica e gli accessi principali all'abitazione. A partire dal lato sinistro ci sono gli accessi alla ex-stalla (A) (quota pavimento -0.55m), alla cantina delle attrezzature (B) (quota pav. -0.35) e al locale (C) (quota -0.15m) che conduce alla cantina dei vini (quota -0.65m). La facciata visibile del corpo abitazione è quella principale, costituita da finestrate sostanzialmente simili riconducibili a due tipologie, quelle di dimensione 0,80x1,2m nella parte destra, e quelle di 1,05x1,70m nella parte sinistra relativa al piano primo e piano secondo. Un elemento importante ai fini strutturali è sicuramente la disposizione simmetrica delle aperture.

[foto faccia Ovest]

Le ultime due facciate visionabili, la Sud e la Est, vengono descritte insieme in quanto proprio da questa parte del lotto inizia a salire di quota il terreno fino a rendere impossibile l'individuazione di una vera "facciata Est" globale del complesso. Dalle foto sotto riportate si può dunque osservare la differenza di superficie citata in merito ai singoli piani, infatti si può notare come il solaio interpiano tra P1 e P2 diventi nella zona Est dell'abitazione ad uso terrazza. Altri due elementi importanti riconoscibili sono sicuramente l'area delle pertinenze (legnaia, forno e fruttiera, fronte foto) protette da un'unica copertura, e l'accesso alla vasta area di deposito mezzi/attrezzature il quale si trova già ad una quota di +1.50. Questo secondo accesso si trova proprio in direzione del primo accesso descritto in facciata Nord, in particolare, sono a quote leggermente differenti in quanto il primo accesso si attesta intorno a +1m dal piano di campagna.

[foto Facciata Sud e Est]

I due accessi descritti si presume fossero utilizzati come entrata/uscita per i mezzi agricoli al fine di creare così una sorta di percorso univoco per gli stessi durante le attività. Percorrendo questo tratto all'interno sono stati individuati diversi elementi caratteristici, come il muro contro-terra perimetrale in c.a. da circa 30cm, tutta la struttura a sostegno della copertura del secondo corpo di fabbrica, e tutte le singole aree disposte per il deposito di attrezzature, materiali e altro. In particolare, in questa zona è stato possibile rilevare e misurare con mano lo spessore dei solai della ex-stalla delle due cantine, quella di deposito attrezzature e di quella conserva del vino. In aggiunta è stato possibile rilevare le dimensioni di un travicello in ferro da solaio, utile poi al fine delle analisi.

[foto della parte interna]

2.2 Identificazione degli elementi strutturali

Il complesso edilizio è costituito prevalentemente da strutture portanti in muratura realizzate secondo due direzioni principali. Durante il sopralluogo sono state però individuate murature di diversa tipologia, in particolare due: nelle aree vicine all'abitazione la muratura sembra essere in mattoni pieni con corsi di malta regolari, in altre zone invece, come nella parte vicino alla ex-stalla, è stata rilevata della muratura in

pietrame fortemente disorganizzata con chiare qualità meccaniche inferiori. Anche nella zona del deposito mezzi/attrezzature è stato possibile rilevare della muratura, in particolare, sia per le pareti delle cantine e della ex-stalla, sia per tutta una serie di pilastri che hanno lo scopo di sorreggere tutta la copertura del secondo corpo di fabbrica, e anche in questo caso è stata rilevata muratura in mattoni pieni e corsi di malta regolari.

[foto delle murature]

In merito alle fondazioni durante il sopralluogo non è stato possibile visionare alcun elemento, ma ai fini dell'elaborato nonché ai fini del CIS risulta necessario quanto meno ipotizzare il sistema di fondazione. Per questo motivo, in considerazione del sistema costruttivo osservato si presume che al di sotto della quota di pavimento vi siano dei ringrossi del muro, realizzati sempre in muratura o su nastri di inerte stabilizzato⁴⁶.

[foto del sistema di fondazione]

Per quanto concerne i solai non è stato possibile misurarne direttamente lo spessore a parte il caso citato prima, ma è stato invece possibile rilevarne i componenti strutturali principali. Infatti, nella cantina si nota facilmente una delle modalità costruttive tipiche dell'epoca, "orizzontamento con putrelle in acciaio e voltine in laterizio", tale tipologia è presente in tutto il complesso edilizio, infatti, anche nella parte residenziale, all'intradosso dei solai, nonostante la presenza della finitura è stato possibile osservare le ali delle putrelle e le conche create dai voltini. In particolare, a seconda della destinazione d'uso del solaio e quindi dei relativi carichi di progetto variano rispettivamente gli interassi delle putrelle che vanno da 65 cm fino a 1 m, e il tipo di putrella in quanto sono state rilevate dimensioni delle ali differenti che vanno dai 5 cm fino ai 10 cm. In generale si presume che lo schema statico degli orizzontamenti sia di semplice appoggio con le putrelle incastrate nelle murature portanti.

Durante l'ispezione è stato inoltre osservato nella zona residenziale che all'estradosso dei solai è presente una minima cappa in calcestruzzo utile al livellamento del delta tra voltino

⁴⁶ Questa tecnica risulta molto diffusa per gli edifici agricoli e rurali dell'epoca;

e ala superiore della putrella al fine di poter posare la finitura. Quest'ultima è stata realizzata con delle piastrelle in cotto di spessore intorno ai 3 cm ma posate senza alcun allettamento. Nella ex-zona ad uso produttivo il getto di completamento è stato rilevato essere intorno ai 4-5 cm, e ciò va di logica con i maggiori carichi di servizio che i solai devono portare.

[foto dei solai]

Per quanto riguarda la copertura del secondo corpo di fabbrica questa è caratterizzata da 4 orditure completamente in legno, dalla principale fino ai listelli che sorreggono il sistema di rivestimento in coppi. Le travi principali hanno dimensioni pari a 25x30cm e sono ordinate in direzione trasversale al fabbricato con un interasse di circa 5,5 m, ed in particolare sono sostenute sia dai pilastri in muratura presenti nel deposito, sia dal muro perimetrale di fondo in cls già citato. Queste sostengono chiaramente le successive orditure, la seconda caratterizzata da tronchi circolari di diametro 17 cm, la terza con travi da 13x13cm ed infine la quarta ed ultima composta da listelli in legno a sostegno del rivestimento in coppi.

[foto della copertura]

Per i connettivi verticali dell'abitazione le scale sono di tipo prefabbricato, o in calcestruzzo, o in lastre di materiale lapideo (queste ultime con alzate e pedate si presume montate successivamente in opera) oppure completamente in legno.

Infine, relativamente ai fabbricati secondari delle pertinenze, questi sembrano essere di età più recente, in quanto sono costituiti da murature portanti in mattoni pieni o cemento armato e coperture con travetti in legno, lastre in fibrocemento e/o coppi in laterizio.

2.3 Geometrie

Per le geometrie si rimanda agli allegati n°XXX in cui è possibile visionare sia le piante esistenti cartacee e le geometrie CAD ricavate dopo il sopralluogo effettuato. Si rimanda a tale area dell'elaborato in quanto tali disegni sono utilizzati come riferimento non solo per questo punto ma per tutta la parte inerente al caso studio in oggetto, compreso il CIS di I livello e la verifica di sicurezza per il CIS di II livello.

3. CIS – Verifica di I livello - Scheda di livello I

CERTIFICATO DI IDONEITA’
STATICA

Verifiche di primo livello

*Art. 11.6 del regolamento edilizio del comune di Milano –
Linee Guida DET. DIR. 07/2016*

INTRODUZIONE

Per il fabbricato oggetto di studio si è proceduto ad effettuare le verifiche di primo livello finalizzate all'emissione del CIS. Come sarà evidente dai punti successivi, data l'età avanzata del fabbricato, quest'ultimo è risultato sprovvisto della maggior parte delle documentazioni utili allo studio e all'inquadramento globale dell'edificio, sia in termini costruttivi che in termini qualitativi/prestazionali, se non unicamente per delle planimetrie catastali riportate alla luce.

Al fine di poter dare un giudizio nella maniera più profonda possibile, sono stati effettuati accurati sopralluoghi finalizzati ad accertare lo stato di fatto individuando così le tecnologie costruttive, i materiali, lo stato di conservazione, le sofferenze localizzate, spessori, ma non solo, sono state valutate con attenzione tutte le parti accessorie all'opera, come ringhiere, balconi e/o terrazze, gronde, camini ed elementi di copertura. I sopralluoghi effettuati hanno permesso di osservare ove possibile da vicino tutti questi elementi, prenderne le misure, valutarne le caratteristiche e definirne lo stato di conservazione.

In allegato sono dunque riportati gli elaborati relativi allo stato di fatto rilevato in sito, piante e sezioni architettoniche e piante strutturali, in sostanza, ciò che si è reso opportuno per avere un adeguata conoscenza di base del fabbricato ai fini del giudizio finale.

All'allegato C è possibile inoltre visionare la Check list compilata (allegato B.2. delle Linee guida 2016) che sarà depositato insieme al Certificato di Idoneità Statica sulla piattaforma apposita sul sito dell'Ordine degli Ingegneri.

Identificazione del fabbricato oggetto di studio

Provincia: -
Comune: -
Frazione/Località: -
Via/Piazza/Largo: **via Mercalli**
Civico/i: **34**

Coordinate geografiche (ED50-UTM fuso 32-33):

Latitudine: **45.897521**
Longitudine: **9.15243**
Fuso: **25**

Dati catastali:

Foglio/i: **10**
Allegato/i: -
Particella/e: **56**
Ubicazione edificio rispetto agli altri: **Isolato**

Identificazione del tecnico rilevatore

Nome:
Cognome:
Titolo:
Ordine di iscrizione:
n° di iscrizione:

Recapito:

via:
Comune:
Telefono:
Email/PEC:

[FOTO CON LA DISTINZIONE DEI CORPI DI FABBRICA e PLANIMETRIA
GENERALE]

1_ Analisi storico critica

1.1 Ricerca di documentazione di progetto/collaudo

Per la ricerca documentale si è cercato di far riferimento a tutti gli enti attualmente incaricati di archiviare e rilascia successivamente le informazioni tecniche in merito alle proprietà dei fabbricati. In particolare, si è fatto inizialmente riferimento al *Comune* facendo richiesta presso gli appositi sportelli preposti di tutta la documentazione disponibile, successivamente invece, è stata inoltrata richiesta al *Catasto* per poter reperire una completa visura catastale, ed infine, è sono stati ricercati gli atti di fabbrica inerenti al fabbricato presso la Cittadella degli archivi del Comune. La ricerca documentale ha riportato purtroppo portato alla luce solamente delle planimetrie catastali di massima, senza oltretutto la presenza di alcuna data di redazione, e una visura catastale reperita dal Catasto.

1) Nome del documento:	<i>Planimetrie Catastali</i>
Origine del documento:	<i>Catasto</i>
Tipologia di documento:	<i>Rappresentazione geometrie di massima in pianta</i>
Tecnico che ha redatto il documento:	<i>---</i>
Descrizione del file allegato:	<i>I file cartacei reperiti contengono delle planimetrie generali di massima, infatti, vengono indicate le geometrie e la posizione dei connettivi verticali, non risultano presenti quote se non per quale altezza interpiano.</i>
Vedi allegato:	<i>Allegato A1</i>

2) Nome del documento: *Visura Catastale*

Origine del documento:	<i>Catasto</i>
Tipologia di documento:	<i>Indicazione delle informazioni di visura: dati identificativi, dati di classamento, altre informazioni</i>
Tecnico che ha redatto il documento:	---
Descrizione del file allegato:	<i>Il file indica le informazioni di base reperibili in una visura catastale, mappa, foglio, particella, consistenza, superficie catastale ecc.</i>
Vedi allegato:	---

In conseguenza al mancato reperimento di un'adeguata documentazione di supporto, come già anticipato sono stati sviluppati una serie di elaborati grafici in seguito ad un sopralluogo al fine di poter usare tale documentazione come base di partenza per le valutazioni seguenti. All'allegato B1 è infatti possibile visionare lo stato di fatto architettonico rilevato.

1.2 Ricostruzione storica eventi eccezionali o modifiche al progetto

In merito ad eventi eccezionali non è stato riscontrato nulla di rilevante. In particolare, non sono state riscontrate modifiche o adeguamenti sismici di alcun tipo sul fabbricato, né sulle strutture portanti né su elementi secondari. È stata comunque condotta una breve ricerca riguardo i terremoti in località "limitrofe" al fabbricato, ed è stato constatato che si sono sicuramente susseguite nell'arco del XX e del XXI secolo una serie di eventi sismici nella regione, questi eventi però sono stati classificati sempre ai livelli 2-3 con quale picco al 4 della scala Richter, sono sempre stati dichiarati come eventi sismici di superficie, e soprattutto si sono verificati in zone distanti almeno 100 Km dal lotto in cui sorge il fabbricato. Per quanto attendibili questi dati, si spiegherebbe in parte il non aver riscontrato alcuna criticità sul fabbricato derivante da eventi sismici.

Una nota importante deriva invece nell'analisi dei due corpi di fabbrica, infatti si presume che siano stati realizzati in periodi differenti. La zona dell'abitazione (la meno recente) si colloca intorno agli anni 20-30' in considerazione delle tecnologie rilevate in merito ai setti portanti e ai solai composti da putrelle e voltine in laterizio; il secondo corpo si attesta invece intorno agli anni 50', questo considerando i singoli elementi posati in opera e alla pratica costruttiva rilevata.

[immagine con identificazione dei due corpi]

1.3 Intervista all'amministratore e/o proprietà

È stata realizzata un'intervista ai parenti del vecchio proprietario i quali hanno potuto fornire qualche delucidazione in merito al fabbricato. In particolare, è stata confermata l'ipotesi che l'abitazione abbia subito un ampliamento in seguito alla prima realizzazione. In sostanza se l'ipotesi è corretta, l'abitazione originale non comprendeva tutta la zona retrostante del "capannone (o magazzino/deposito)" adibito al deposito mezzi e delle attrezzature agricole. Tale ampliamento nel caso sarebbe stato realizzato a ridosso del primo corpo del complesso.

1.4 Prativa VVFF (CPI)

Non è stato riportato alla luce alcun documento in merito.

1.5 Pratiche edilizie

Dalle informazioni ricavate al punto 1.3 sarebbe presente un ampliamento, il quale nell'eventualità non sarebbe stato denunciato.

2_ Definizione dell'organismo strutturale primario

2.1 Schema statico

L'edificio presenta due corpi di fabbrica ben distinti, per entrambi la struttura portante principale è in setti a muratura portante con solai del tipo "orizzontamento con putrelle, voltine in laterizio e cappa di completamento". Le coperture risultano invece differenti, doppia falda con muricci e travi di sostegno al rivestimento per la parte di abitazione (Copertura A nel seguito), copertura a doppia falda con quattro orditure di travi in legno per la zona del capannone (Copertura B nel seguito).

2.2 Tipologia strutturale portante

Per la parte del complesso relativa all'abitazione, i setti in muratura portante sono stati realizzati con mattoni pieni con corsi regolari di malta aventi spessori variabili dai 40 fino ai 60 cm. Solo nella zona Est dell'abitazione la quale si sviluppa su due piani fuori terra le murature hanno uno spessore ridotto intorno ai 20 cm. I solai sono realizzati tutti secondo la tipologia definita al punto 2.1 e ne è stato dedotto un cambio di spessore (da intradosso a estradosso) a causa delle putrelle diverse rilevate nei diversi solai, infatti, e questo vale per tutto il complesso, sono state riscontrate tre differenti putrelle: con base da 5 cm, da 20 cm e da 23 cm. In generale i solai si attestano intorno ai 25 cm, cambiando la putrella si presume infatti cambino di conseguenza spessore delle voltine e della cappa di completamento. La luce dei solai varia dai 4,5 ai 5m.

Per la copertura (B) del secondo corpo di fabbrica, il più recente, è presente una copertura con 4 orditure di travi in legno, a partire dalle principali con dim.25x30 cm sorrette da

circa 18 pilastri in muratura (a dim. variabili), le quali sostengono le altre 3 orditure che compongono la copertura, in ordine: travi a sez. circolari con $\phi 17\text{cm}$, a sez. quadrata da $13 \times 13\text{cm}$ e listelli anch'essi di dimensioni variabili a sostegno del manto di copertura.

2.3 Dimensioni generali

Data la complessità dei singoli elementi si consiglia sia per il punto 2.2 che per il suddetto di prendere visione dell'allegato B2 il quale contiene le piante strutturali speculari redatte in seguito al sopralluogo effettuato.

2.4 Verifica di congruità dei carichi con la destinazione d'uso dei locali

Per la parte dell'abitazione non risulta da segnalare alcuna modifica alla costruzione iniziale o alla destinazione d'uso, infatti, i tre piani fuori terra sembrano essere stati sempre adibiti a tale destinazione. Per quanto riguarda il secondo corpo di fabbrica invece sembrerebbe esserci stato un cambio di destinazione d'uso, almeno per quanto riguarda l'ex-stalla (visionabile negli allegati) ad oggi adibito come ulteriore deposito/magazzino, non si può escludere per tanto che anche gli altri locali del secondo corpo abbiano subito qualche cambiamento d'uso. L'elemento di maggior valenza rilevato risiede nel capannone: *la zona "probabilmente" usata per il deposito di materiale agricolo durante l'utilizzo passato del fabbricato, che corrisponde ai solai dell'ex-stalla e del magazzino, sembra sofferente di un leggero imbarcamento del solaio riconducibile ad una deformazione plastica dei travicelli del solaio. Si suppone questo fenomeno non sia riconducibile ad un vero cambio destinazione quanto piuttosto ad un carico eccessivo del materiale stoccato posizionato in quell'area del capannone.*

2.5 Verifica della genesi del fabbricato (ampliamenti e/o sopraelevazioni realizzati in tempi successivi alla costruzione originale)

Come già accennato nei punti precedenti si considera la possibilità che sia stato realizzato un ampliamento del fabbricato iniziale riconducibile intorno agli anni 20'-30', e in tale eventualità questo non è stato sicuramente denunciato regolarmente al comune. Negli elaborati prodotti e al punto 1.2 sono facilmente individuabili le porzioni del fabbricato dei due corpi del complesso.

(Nel giudizio finale si farà una valutazione più profonda in merito a questo aspetto).

2.6 Presenza di strutture non portanti connesse alle primarie (dehors, pensiline a copertura terrazze, strutture vetrate di chiusura balconi, tettoie in genere, pannelli fotovoltaici) e definizione del relativo stato di conservazione

Nella facciata Nord del Fabbricato si segnala la presenza di una pensilina a struttura portante in legno, che protegge l'ingresso/uscita del deposito relativo al secondo corpo di fabbrica. La struttura è appoggiata da un lato sul setto perimetrale in c.a. e dall'altro è sostenuta da una serie di elementi in legno probabilmente tutti derivanti da materiale di risulta al tempo della costruzione. Rispetto al fabbricato sembra essere posizionata in aderenza senza essere realmente appoggiata sullo stesso. In ogni caso, la sua condizione

attuale non sembra buona in quanto i singoli elementi che la compongono risultano sofferenti e ricchi di fessurazioni.

Nota importante riguarda il manto di rivestimento, infatti, sia per questa pensilina che per le altre pertinenze, risultano presenti in più punti delle lastre fibrocemento con probabile presenza di amianto che si rende necessario sostituire in caso di riqualificazione.

[foto]

In facciata principale si possono inoltre notare delle piccole pensiline a protezione delle entrate all'abitazione le quali sembrano di recente realizzazione in virtù degli elementi lignei che la sorreggono, i quali non presentano evidenti segni di sofferenza. A parte qualche danno attribuibile agli agenti atmosferici il manto in coppi sembra in buone condizioni. Si segnala però che non è presente alcun elemento di blocco a prevenzione di un'eventuale caduta dei coppi.

[foto]

2.7 Fondazioni

In seguito al sopralluogo non è stato possibile visionare alcun elemento indicativo del sistema fondazionale. Date le età dei due corpi di fabbrica, la tipologia del fabbricato, e considerando inoltre gli elementi costruttivi, con buona approssimazione si presume che il sistema di fondazione si costituisca da un ingrossamento del setto portante poco sotto la quota di pavimento del PT.

[foto]

3_ Interazioni con fattori esterni indipendenti dal fabbricato

3.1 Interazione e pericoli derivanti da fabbricati attigui non oggetto della certificazione

L'edificio risulta isolato come definito nell'identificazione, per tanto, non risultano problemi di sicurezza derivanti da edifici attigui.

3.2 Condizioni al contorno di tipo geometrico (interazione con altri manufatti interrati e fuori terra)

Nulla da segnalare in merito in quanto l'edificio rimane isolato.

3.3 Verifica della eventuale sussistenza di evidenti problemi di natura geologica/geotecnica

In seguito all'ispezione del perimetro non si sono evidenziati segni di degrado evidenti riconducibili a fenomeni di dissesto fondazionale o al deterioramento di una o più caratteristiche meccaniche dei materiali. Anche per il muro perimetrale in c.a., contro-terra, non sussistono segnali di sofferenza come crepe e/o cedimenti vari.

3.4 Allagamenti per risalita di falda e/o esondazioni

Tutti gli ambienti in generale, ma nel caso specifico anche al PT, sono risultati sostanzialmente asciutti, senza infiltrazioni e/o umidità localizzate, ciò fa presupporre un buono stato di conservazione globale dei materiali.

(su tale argomento si rimanda ad un breve approfondimento al punto 3) del commentario al CIS del capitolo IV).

4_ Sopralluoghi interni

Nel seguito si procede alla suddivisione in tabella dei singoli piani ispezionati come disposto dalle Linee Guida, in particolare, si sono distinti i due singoli corpi di fabbrica riferendo la prima tabella alla sola zona dell'abitazione con i suoi tre piani fuori terra, mentre la seconda si riferisce a tutto il secondo corpo del complesso; per quest'ultimo nella seconda tabella il (4) farà particolare riferimento ai locali a piano terra in prossimità di quota zero non appartenenti però all'abitazione; il (5) invece si riferirà esclusivamente alla zona retrostante del deposito/magazzino.

Di seguito alle tabelle verrà ripercorsa la sequenza dei punti da 4.1 a 4.7 per ogni piano ispezionato. Per non appesantire la trattazione laddove non risultasse nulla di importante da citare il punto specifico non verrà riportato per il piano analizzato.

Per visionare gli elaborati architettonici e strutturali si rimanda infine all'allegato B1.

Tabella di correlazione piani:

numero piano	nome architettonico	percentuale rilevata
0	Piano Terra Corpo A (1)	100%
1	Piano primo Corpo A (2)	100%
2	Piano secondo Corpo A e copertura (3)	80%

numero piano	nome architettonico	percentuale rilevata
0	Piano terra Corpo B (4)	100%
1	Piano primo Corpo B e copertura (5)	100%

Piano Terra corpo A (1) – 100%

4.1 Rilievo visivo della corrispondenza delle geometrie al progetto

Le geometrie dello stato di fatto rispecchiano chiaramente gli elaborati digitali sviluppati a valle del sopralluogo. In merito alle planimetrie catastali invece, rispetto a quanto visionato si possono riscontrare delle leggere differenze rispetto alle quote altimetriche presenti, per la divisione degli spazi e la collocazione delle pertinenze queste combaciano con lo stato di fatto. Per il resto non è possibile fare altri confronti in quanto mancano del tutto spessori e quote.

4.4 Stato delle scale interne

I connettivi verticale a collegamento del piano terra con il piano primo sono due, rispettivamente nei locali più a Nord e a Sud dell'unità abitativa. In particolare, il connettivo a Sud dell'abitazione è costituito da materiale lapideo con alzate e pedate montate in opera, il connettivo a Nord è invece realizzato con una struttura prefabbricata in calcestruzzo.

Sia a livello estetico che a livello strutturale sembrano permanere in buone stato.

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

[foto delle scale]

4.5 Presenza di controsoffitti pesanti e stato di conservazione degli intonaci

Nell'edificio non sono presenti controsoffitti di nessun tipo. Per quanto riguarda gli intonaci al piano terra non sono presenti crepe o fratture significative riconducibili a problematiche su putrelle o voltine, non si rileva alcun rischio di distacco dall'intradosso di solaio. Per tale motivo lo stato di conservazione è considerato buono.

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

[foto piano terra]

4.6 Presenza di masse appese e stato di conservazione

Le uniche masse appese da poter rilevare consistono nei punti luce posizionati nella baricentrica di tutti i locali. In particolare, sono tutti punti luce di recente installazione tranne nel locale più a Sud che ospita un lampadario "antico". Ad ogni modo lo stato di quest'ultimo è sufficiente.

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Piano Primo corpo A (2) – 100%

4.1 Rilievo visivo della corrispondenza delle geometrie al progetto

Vale quanto citato al punto 4.1 del Piano terra corpo A

4.4 Stato delle scale interne

I connettivi verticali a collegamento del piano primo con il piano secondo seguono l'andamento verticale dei connettivi precedenti. In particolare, nel locale a Sud il connettivo cambia passando al legno come materiale strutturale, nel caso del locale a Nord invece la struttura rimane uguale alla precedente con del calcestruzzo prefabbricato. Sia a livello estetico che a livello strutturale i connettivi sembrano permanere in buono stato, il connettivo in legno sembra inoltre di recente realizzazione. Si potrebbe presupporre che sia stato fatto un intervento edilizio in tempi non lontani, probabilmente non denunciato.

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

[foto delle scale]

4.5 Presenza di controsoffitti pesanti e stato di conservazione degli intonaci

Per quanto riguarda gli intonaci in generale risultano in buono stato su tutto il piano. Si è notato che lo spessore dell'intonaco è abbastanza ridotto ovunque, infatti, localmente in corrispondenza delle putrelle si nota un'alternanza tra l'intonaco e verniciatura delle stesse, dove questa è stata persa a causa dell'ossidazione del ferro si può notare il color classico delle putrelle, ma ad ogni modo non ne deriva alcun pericolo.

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

[foto piano]

4.6 Presenza di masse appese e stato di conservazione

Vale quanto citato al punto 4.6 del Piano terra corpo A

Piano Secondo corpo A (3) – 80%

4.1 Rilievo visivo della corrispondenza delle geometrie al progetto

Vale quanto citato per il punto 4.1 del Piano terra corpo A

4.3 Ispezione del piano copertura sottotetto

Come già accennato durante il sopralluogo non è stato possibile visionare la copertura (A) relativa alla parte dell'abitazione, si suppone però, in funzione delle tecnologie costruttive rilevate per questa parte del complesso, che possa essere stata realizzata in muricci e tavelle in laterizio a sostegno di più travi in legno le quali sorreggono il rivestimento finale in coppi. Analizzando in merito soffitti/plafoni dei locali all'ultimo piano non si riscontrano fenomeni di infiltrazione d'acqua o di umidità provenienti dalla copertura, infatti, gli ambienti risultano in generale asciutti, facendo così presupporre un buono stato di conservazione delle guaine di impermeabilizzazione.

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

[foto copertura]

4.5 Presenza di controsoffitti pesanti e stato di conservazione degli intonaci

Come già indicato per il punto 4.5 del piano primo, sono presenti anche qui dei piccolissimi deterioramenti puntuali in corrispondenza delle putrelle, ma nulla da poter compromettere la sicurezza a causa di crolli della finitura. Lo stato generale degli intonaci è valutato per tanto buono.

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

[foto]

4.6 Presenza di masse appese e stato di conservazione

Vale quanto citato al punto 4.6 del Piano terra corpo A

Piano Terra corpo B (4) – 100%

4.1 Rilievo visivo della corrispondenza delle geometrie al progetto

Vale quanto citato per il punto 4.1 del Piano terra corpo A

4.5 Presenza di controsoffitti pesanti e stato di conservazione degli intonaci

I tre locali considerati sono l'anti-cantina, la cantina per il deposito delle attrezzature e l'ex stalla. Come si può notare non è presente alcuna finitura nel locale di deposito delle attrezzature. Dove invece è stata applicata della finitura, questa è stata lasciata grezza senza alcuna lavorazione, si presume sia classico intonaco a base cementizia. In ogni caso nonostante la presenza di qualche macchia di umidità, come tra l'altro auspicabile in quanto sono locali non riscaldati, lo stato generale sembra sufficiente, quanto meno non sembra esserci il rischio di caduta per uno o più frammenti di intonaco.

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

[foto dei 3 locali]

Piano Primo corpo B (5) – 100%

4.1 Rilievo visivo della corrispondenza delle geometrie al progetto

Vale quanto citato per il punto 4.1 del Piano terra corpo A

4.3 Ispezione del piano copertura sottotetto

Il sistema di copertura (B) del secondo corpo di fabbrica si articola su ben 4 orditure di travi in legno, a partire dalle principali fino ad arrivare ai listelli di sostegno per sistema di rivestimento in coppi. Tali orditure sono sorrette dalla rete di pilastri in muratura presenti in tutta l'area del deposito/magazzino.

Le travi della falda sul lato Est (zona collina) sono appoggiate da un lato sui pilastri e dall'altro sono invece incastrate in sommità al muro perimetrale originario in c.a., al quale (probabilmente durante la realizzazione dello stesso deposito) è stato aggiunto un muretto in muratura alto circa 50 cm proprio per questo compito.

In generale anche nello sviluppo degli elaborati sono stati considerati 4-5 sezioni principali delle diverse riscontrate per le travi; nella realtà dei fatti le travi della prima e della seconda orditura corrispondono ad elementi (travi) in legno massiccio a sezione variabile collocati in semplice appoggio sui pilastri in muratura. La III e IV orditura rispecchiano i classici listelli in legno a sostegno dei manti di rivestimento.

Sugli elementi principali si sono individuati alcuni ammaloramenti localizzati, probabilmente riconducibili ad infiltrazioni dovute ad alcuni coppi di copertura che facendo percolare l'acqua piovana hanno causato marcescenze locali.

Per il carico che le travi devono sopportare, in termini di resistenza, queste sembrano essere ancora adeguate, ma è chiaro che la qualità degli elementi lignei in sé non è buona, per tanto, anche in seguito ad eventuali analisi approfondite i risultati difficilmente potranno rispecchiare realmente la condizione attuale.

	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono

Giudizio qualitativo e di conservazione	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
---	--------------------------	-------------------------------------	--------------------------	--------------------------

[foto copertura]

5_ Sopralluoghi esterni

Viene riportata di seguito la tabella inerente alla suddivisione delle “viste” relative ai singoli lati del fabbricato da analizzare. In questo caso il lato Est riguarderà solamente il corpo relativo all’abitazione in quanto dalla zona Sud del lotto il terreno aumenta in maniera importante di quota fino a non rendere più identificabile una facciata Est per il resto del complesso. Va considerato però che gli elementi fondamentali sono comunque individuabili dalla vista Sud.

Come indicato per i sopralluoghi interni, nel caso non ci sia nulla da rilevare in merito ad un punto delle Linee guida questo non verrà indicato nel seguito.

Tabella di correlazione facciate:

numero lato	Esposizione	Percentuale rilevata
1	Nord	100%
2	Sud	100%
3	Ovest	100%
4	Est	50%

[Planimetria con indicazione dei lati]

Lato 1 – Facciata Nord – 100%

5.1 Strato dei cornicioni/cementi decorativi/facciate

La facciata del lato Nord presenta della finitura in corrispondenza della ex-stalla e del tamponamento di chiusura sopra l’entrata al deposito posteriore. In entrambi i casi non sussistono fori ammaloramenti quanto piuttosto macchie superficiali dovute probabilmente all’effetto di agenti atmosferici se non dell’umidità. Non sussistono condizioni tali da supporre il distacco futuro degli stessi.

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

5.5 Stato del tetto e del manto di copertura

La parte terminale della falda non appartiene a questo lato ispezionato, in ogni caso non si segnala la presenza di ammaloramenti o zone di umidità in prossimità del contatto tra copertura e tamponamenti sottostanti.

5.6 Presenza di cancellate, saracinesche e serramenti pesanti e loro stato

In corrispondenza dell'entrata al deposito/magazzino posteriore è presente una basculante simile a quelle dei comuni garage, sembra essere di recente realizzazione e per tal motivo il suo stato generale è buono.

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

5.7 Presenza di strutture di confine (muri, ringhiere, paramenti, ecc.) e loro stato

Si rileva la presenza del muro di confine su tutto il lato Est del fabbricato con uno spessore di circa 30 cm. In generale non sono stati rilevati segnali di sofferenza quali crepe o cedimenti, per tanto lo stato sembra buono.

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

Lato 2 – Facciata Sud – 100%

5.1 Stato dei cornicioni/cementi decorativi/facciate

Lo stato di finitura è presente su tutta la superficie in facciata del fabbricato. Sono stati rilevati alcuni segnali di sofferenza, piccoli scrostamenti locali e macchie diffuse di umidità, in entrambi i casi questi riguardano la parte in sommità della facciata in corrispondenza della copertura. Non si rileva presenza di muffe o marcescenze dovute ad agenti biotici in facciata.

I piccoli scrostamenti locali non destano comunque sospetto per un'eventuale caduta futura di porzioni di finitura. Lo stato sembra in generale sufficiente.

[foto facciata]

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

5.6 Presenza di cancellate, saracinesche e serramenti pesanti e loro stato

È stata rilevata alla stregua della facciata Nord una basculante che dà accesso alla zona del deposito/magazzino retrostante all'abitazione. Anche in questo caso la basculante sempre essere di recente realizzazione, non si riscontrano problemi e il suo stato in generale sembra buono.

[foto basculante]

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

5.7 Presenza di strutture di confine (muri, ringhiere, paramenti, ecc.) e loro stato

Vale quanto già indicato al punto 5.7 della facciata Nord

5.8 Stato dei comignoli ed elementi esterni la cui caduta può provocare danni

In facciata sono visibili 2 distinti comignoli ed un elemento di areazione riconducibile alla copertura. Di questi è stato ispezionabile da vicino solo quello relativo alla zona cucina, infatti, in questo caso lo scarico dei fumi è stato portato in copertura ma in corrispondenza della terrazza la quale è facilmente accessibile dal piano secondo. La sua condizione sembra sufficiente in quanto il degrado del materiale è riconducibile ai soli agenti atmosferici ed in termini di stabilità sembra essere in condizioni adeguate.

Per quanto riguarda gli altri due elementi già da una prima osservazione la condizione non sembra essere riconducibile a quella del comignolo in terrazza, soprattutto in considerazione della colorazione nera (generata dai fumi) del comignolo relativo al camino del piano terra. Anche per il secondo elemento è difficile attestare una buona condizione.

Si richiede per tanto di effettuare dei controlli specifici per i suddetti.

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Lato 3 – Facciata Ovest – 100%

5.1 Stato dei cornicioni/cementi decorativi/facciate

Lo strato di finitura è presente su tutta la superficie della facciata principale. Sono stati rilevati solo alcuni piccoli scrostamenti locali i quali però non destano alcun sospetto per

un'eventuale caduta di porzioni di finitura, e dei piccoli stati fessurativi quali crepe verticali in vicinanza alla copertura e dei serramenti. Lo stato sembra in generale sufficiente senza presenza di pericoli

[foto facciata]

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

5.5 Stato del tetto e del manto di copertura

Vengono considerate in facciata Ovest entrambe le coperture principali del complesso, entrambe a doppia falda. Come anticipato, per la copertura dell'abitazione in muricci e travi in legno (A) si può considerare un buono stato di conservazione in relazione all'analisi di elementi al contorno della copertura. Si vuole inoltre aggiungere oltre a quanto dichiarato al punto 2.2, che anche nella parte sporgente della copertura non si rilevano segni di sofferenza a riguardo. Il manto di copertura è risultato in condizione buone se non per l'azione localizzata di più agenti atmosferici, è stata però rilevata in più punti la posizione sconnessa di alcune tegole in cotto, e per tanto sarebbe opportuno un intervento di manutenzione al fine di ripristinarne il posizionamento, finalizzato poi a constatare lo stato generale del manto.

Per la copertura del deposito (B), realizzata con pilastri portanti in muratura e 4 orditure di travi in legno, viste le condizioni allo stato attuale, si deduce uno stato generale di conservazione scarso in quanto sono presenti in più elementi lignei con evidenti marcescenze locali.

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

5.6 Presenza di cancellate, saracinesche e serramenti pesanti e loro stato

La facciata principale in questione comprende anche i locali al Piano terra del secondo corpo di fabbrica, come specificato in precedenza sono tre. Proprio questi locali risultano provvisti di serramenti "pensati" realizzati in materiale metallico assimilabili dunque a cancellate. In generale risultano tutte e tre in buono stato in quanto sembrano aver ricevuto recenti manutenzioni, sia a livello estetico che a livello di stabilità sulle cerniere di movimento.

Una nota di riguardo in merito ai serramenti dell'abitazione, i quali sono realizzati tutti in legno e hanno subito alla stregua delle precedenti recenti manutenzioni, per tanto a

livello di stabilità risultano in condizioni adeguate ma chiaramente la qualità del materiale evidenzia i segni del tempo. Si considera dunque una condizione generale sufficiente.

[foto basculanti]

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Lato 4 – Facciata Est – 50%

5.1 Stato dei cornicioni/cementi decorativi/facciate

Da una prima osservazione sono riscontrabili diversi livelli di finitura. Le pareti relative alla cucina (che terminano con la terrazza) sembrano avere una finitura al grezzo a differenza delle pareti dell'abitazione che presumibilmente mantengono la stessa finitura della facciata principale. Probabilmente, come si può notare, nella parte della terrazza è stata data recentemente una mano di tinteggiatura.

Anche in questo caso si è notato dei piccoli scrostamenti locali e perdita di colore a seguito degli agenti atmosferici, in ogni caso non sussistono condizioni di pericolo e per tanto il livello in generale è valutato sufficiente.

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

5.3 Stato delle ringhiere e/o ballatoi

La terrazza è presumibilmente costituita dallo stesso pacchetto dei solai interpiano. Si è potuta rilevare la presenza di una guaina di tenuta all'acqua ardesiata che si presume possa essere stata posata sul getto di completamento al solaio. Inoltre, si presume che la guaina sia di recente realizzazione in quanto non si sono rilevati segni di degrado e/o distaccamento.

Durante la posa della guaina si ipotizza che sia stata fatta manutenzione alla ringhiera metallica presente, infatti è stata totalmente ritinteggiata. Quest'ultima alla stregua della guaina sembra quindi in buone condizioni.

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

5.5 Stato del tetto e del manto di copertura

Vale quanto citato al punto 5.5 della facciata Ovest

[foto dalla collina]

5.8 Stato dei comignoli ed elementi esterni la cui caduta può provocare danni

Oltre ai 3 elementi già citati al punto 5.8 della facciata Sud si segnalano in questo caso altri 4 elementi in copertura: 2 comignoli, 1 elemento si presume di areazione come il precedente, e un'antenna di ricezione.

Per i due comignoli ed il terzo elemento, a prima vista si possono rilevare solo dei segni di degrado dovuti ad agenti atmosferici ma non sembrano essere presenti fratture o ulteriori problematiche. Non potendo attestare con adeguata sicurezza la conservazione degli stessi e non avendo documentazione alcuna a riguardo, si predispone una verifica specifica sui suddetti.

Infine, anche per l'antenna di ricezione non è stato possibile visionare l'aggancio diretto al fabbricato, per tanto si richiede nel dubbio di verificare quanto meno che la stabilità della stessa sia adeguata.

[foto da collina Est]

Giudizio qualitativo e di conservazione	Insufficiente	Scarso	Sufficiente	Buono
	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

6_ Analisi visiva dello stato generale

Come indicato dalle linee guida si procede di seguito ad elencare ove riscontrate tutte le patologie che interessano il fabbricato allo stato di fatto. Come per le sezioni precedenti non verranno riportati i punti riguardo ai quali non risulta nulla da indicare.

6.3 Fenomeni di degrado strutturale

Durante l'ispezione sono state rilevate sofferenze di tipo localizzato, in particolare le condizioni di sofferenza rilevate riguardano:

- *Pensilina in facciata Nord*: come indicato al punto 2.6 a livello strutturale sono presenti forti segnali di sofferenza in quanto gli elementi utilizzati derivano probabilmente da materiali di risulta. Sono stati rilevati fessurazioni e piccoli segnali di marcescenza.
- *Copertura deposito (travi in legno)*: come evidenziato al punto 4.3 sono stati rilevati localmente fenomeni di marcescenza dovuti al percolamento dell'acqua sulle travi, inoltre, tutte le travi è stato constatato che hanno sezioni variabili e presentano forti fenomeni di fessurazione.
- *Intonaci interni*: come indicato ai punti 4.5 dei piani primo e del piano secondo dell'abitazione, è stato rilevato localmente uno stato di ossidazione delle putrelle

in acciaio dovuto alla perdita nel tempo dello strato protettivo di verniciatura, in questi punti non è più presente il sottile strato di intonaco. Un'altra sofferenza localizzata riguarda l'ex-stalla e l'anti-cantina vini le quali rispettivamente manifestano delle macchie di umidità e delle crepe diffuse.

- *Intonaci esterni*: lo stato generale delle facciate è risultato sicuramente buono, ma come indicato ai punti 5.1 dei sopralluoghi esterni sono state rilevate delle piccole sofferenze localizzate. In particolare, queste riguardano macchie di umidità estese per quanto riguarda il tamponamento in sommità (fronte sud), scrostamenti diffusi ma di piccola entità su tutte le facciate del fabbricato.

6.7 verifica inflessione eccessiva travi e/o solai

In merito a questa sezione sono stati riscontrati due condizioni importanti:

- *Solaio interpiano (soggiorno PT, lato Sud)*: questo campo di solaio ha evidenziato un'eccessiva snellezza la quale lo rende particolarmente vibratile durante il transito pedonale.
- *Solaio cantina vini*: come indicato al punto 2.4 è stato notato un imbarcamento del solaio riconducibile ad una deformazione plastica delle putrelle. Tale condizione non si conduce ad un pericolo imminente in quanto ad oggi non risulta nessun carico presente su tale area.

6.9 Eventuali anomalie

Ulteriori anomalie riscontrate riguardano i comignoli e le tegole del manto di rivestimento in copertura, come descritto ai punti 5.8 dei sopralluoghi esterni.

- *Comignoli*: tranne per il comignolo relativo alla zona cucina non è stato possibile dare un giudizio adeguato. In generale sono state rilevate su tutti gli elementi di copertura classiche sofferenze riconducibili ad agenti atmosferici. Non sembrano esserci fenomeni di fessurazione. In particolare, per il comignolo relativo al camino è stata rilevato un forte colore nero dovuto all'esalazione dei fumi, segno anche di una mancata manutenzione.
- *Tegole in cotto*: sono stati rilevate per entrambe le coperture segnali di sofferenza in merito ad agenti atmosferici, inoltre, non potendo visitare direttamente la copertura non si può escludere la frattura o forti sofferenze localizzate sul manto di rivestimento. Infine, è stato notato come diverse tegole incluse quelle del colmo non risultano nella posizione usuale in seguito alla normale posa del rivestimento, per tanto, anche sul colmo non si esclude il distacco delle tegole.

Infine, l'ultimo elemento su cui si vuol fare un particolare appunto riguarda il rilevamento di lastre in fibro-cemento e amianto a coperture della maggior parte delle pertinenze presenti nel lotto. Inoltre, poco fuori l'entrata della proprietà, è collocata una pensilina di notevoli dimensioni realizzata con setti in c.a la quale presenta una copertura probabilmente composta totalmente da pannelli in amianto. In caso di eventuali interventi sarà necessario operare al fine della loro rimozione.

Nota in merito alla conclusione del CIS di I livello:

Nel paragrafo a seguire il n°7, come indicato dalle Linee Guida 2016, il tecnico dovrà fornire il suo giudizio positivo o negativo motivandone la scelta. Il CIS presentato fin ora verrà nel seguito valutato come positivo e ne verrà specificata la motivazione. Ricadendo nei casi 1.1-1.2-1.3 descritti secondo “l’allegato 1.1 delle Linee Guida-attività flusso atti di I livello”, è sufficiente indicare oltre alla tabella finale (visibile nella prossima sezione) le eventuali limitazioni e/o prescrizioni da rispettare. Infine, come ultima pagina, sarebbe stato necessario dichiarare ufficialmente come in tutte le documentazioni quanto svolto:

Se il CIS concluso contenesse gli estremi per passare alle analisi di II livello, scelta in onere al tecnico incaricato secondo la sua sensibilità, sarà opportuno corredare il giudizio finale valutato come “Negativo” con apposita descrizione indicando tutte le criticità considerate fulcro di tale decisione.

OGGETTO: Verifiche di Idoneità Statica del fabbricato sito in Via/Piazza/Largo Piazza Frazione , Comune di Milano (Provincia di Milano), Coordinate Geografiche: 45.45- , 9.15. N, censito al Catasto fabbricati al Foglio , Particella/€
Il sottoscritto Ingegnere , iscritto all'Ordine Bergamo al n. , con studio in nel Comune di , telefono , indirizzo email @t , indirizzo PEC
DICHIARA
che è stata conseguita una idonea conoscenza dei corpi di fabbrica oggetto di certificazione a seguito di verifiche di primo livello, inoltre,
CERTIFICA
sotto la propria responsabilità, che:
<ul style="list-style-type: none">• l'uso della costruzione può continuare con esecuzione di interventi volti all'eliminazione di rischi derivanti da elementi non strutturali o opere accessorie (interventi che interessano elementi non strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti);• il presente Certificato di Idoneità Statica (CIS) viene rilasciato con una validità di anni 15 con la prescrizione di esecuzione degli interventi sopraindicati entro 2 anni dalla data di emissione, pena la decadenza del presente certificato.
Firma

7_ Giudizio finale del certificato

	CASO	ESITO
<input checked="" type="checkbox"/>	1.1	ESITO POSITIVO
<input type="checkbox"/>	1.2	ESITO POSITIVO <u>CON PRESCRIZIONE</u>
<input type="checkbox"/>	1.3	ESITO POSITIVO <u>CON LIMITAZIONI D'USO E CON PRESCRIZIONI</u>
<input type="checkbox"/>	1.4	A) EVIDENZA DI SOFFERENZE B) MODIFICHE STRUTTURALI NON DOCUMENTATE C) INCREMENTI DI CARICO NON ACCOMPAGNATI DA VERIFICA

Il giudizio finale per l'edificio viene valutato come POSITIVO. In linea generale anche se non è stato possibile far riferimento ad un concreto pacchetto di informazioni iniziali, il sopralluogo in sito ha permesso di acquisire un numero di informazioni tale, da riuscire a ricostruire uno stato di fatto che identifichi l'assetto statico del fabbricato con un buon grado di approssimazione, e nello specifico, tale da permetterne una valutazione qualitativa/prestazionale.

Valutazione finale del complesso:

Durante le ispezioni non sono stati rilevati elementi con enormi sofferenze tali da poterne prevederne un prossimo crollo e/o distacco. L'elemento più critico registrato riguarda la condizione della copertura (B) nel deposito/magazzino le cui travi hanno rivelato segnali di ammaloramento dovuti al percolamento dell'acqua dal manto di rivestimento. Per quanto riguarda i comignoli e le tegole ci si può ricondurre momentaneamente all'esecuzione di manutenzioni ordinarie con il secondo fine di indagare in maniera più profonda i dubbi descritti all'interno della relazione. Infine, anche per quanto riguarda la situazione di solai e intonaci le loro condizioni attuali non destano segnali di pericolo e/o sofferenze particolari.

Si conclude infine con una nota sull'ipotesi di ampliamento che potrebbe aver interessato il fabbricato:

- Nell'ipotesi che l'ampliamento sia stato completato, come rilevato in sito tutti gli elementi sembrano essere stati costruiti in aderenza al fabbricato di partenza (questo per quanto riscontrato dall'analisi visiva). Tale ipotesi fa dunque presupporre che non sia stato modificato alcun elemento portante del primo

fabbricato e contestualmente non ne sia stato intaccato l'assetto statico. Per tanto, se così fosse, rimarrebbe inalterato l'intero equilibrio statico del primo fabbricato nei confronti delle azioni verticali e oltre modo anche quello verso le azioni orizzontali.

Considerando a questo punto che in qualche zona ci sia effettivamente la possibilità di un contatto/appoggio tra i due corpi, il contributo in termini di rigidità orizzontale portato dal secondo corpo del complesso non può essere considerato molto importante, e per questo si può considerare che il primo fabbricato non ne sarebbe comunque influenzato in maniera così importante. (per tanto non si rilevano gli estremi per accedere ad una verifica di II livello).

“Ai fini dell’elaborato si procederà nel seguito con lo svolgimento di una verifica di II livello per il fabbricato in oggetto.”

4. CIS – Verifica di II livello – Approccio normativo per edifici esistenti in muratura

A seguito del giudizio negativo occorso nella scheda di I livello si dovrà ora procedere allo svolgimento delle verifiche di II livello, al termine delle quali le Linee Guida “*all'allegato 1.2 – attività e flusso atti II livello*” stabiliscono i documenti da dover depositare: il CIS con la relazione di verifica della sicurezza (entrambi con prescrizioni o meno) più l'eventuale progetto di collaudo statico (locale o globale).

La verifica di sicurezza verrà in particolare trattata in due parti ben distinte dell'elaborato al fine di rendere quanto più conforme possibile la relazione finale da depositare insieme al CIS.

Nel seguente paragrafo verranno riportati gli stralci della normativa vigente al fine di poter definire l'approccio corretto alla verifica di sicurezza, in particolare verrà seguito il capitolo 8 delle NTC18 e la rispettiva Circolare del 11/02/19, in quanto soprattutto per gli edifici in muratura la circolare contiene diversi elementi non pervenuti nel testo delle NTC. *Negli stralci riportati verranno prese da normativa solo le condizioni adottabili nell'edificio analizzato.*

All'appendice “E” invece può essere visionata la relazione di verifica finale che verrebbe depositata congiuntamente al CIS.

4.1 Criteri generali

[§8.2 NTC]:

Vengono definiti i primi criteri principali da adottare nell'approccio alla verifica di sicurezza, in particolare, ponendo l'attenzione sui metodi di analisi e di verifica adottati i quali dovranno essere scelti in funzione della completezza e dell'affidabilità delle informazioni disponibili, facendo poi riferimento al livello di conoscenza raggiunto.

[§C8.2 CRC]:

Rimarca questi concetti indicando inoltre come il progettista debba esplicitare nei documenti caratteristiche geometriche e strutturali della costruzione. Sempre nella circolare viene però riportato un primo punto fondamentale fulcro per le analisi: “Per le costruzioni esistenti in muratura, la valutazione della sicurezza deve essere effettuata nei confronti dei meccanismi di collasso, sia locali, sia globali, ove quest'ultimi siano

significativi [...]”. Attenzione deve essere posta per quanto possibile all’individuazione di situazioni critiche locali e al loro conseguente effetto sulle verifiche.

4.2 La verifica di sicurezza

[§8.3 NTC]:

La verifica di sicurezza è un procedimento quantitativo al fine di poter determinare l’entità delle azioni che la struttura è in grado di sopportare con il livello di sicurezza minimo richiesta dalla normativa.

Tale verifica deve permettere di stabilire se:

- *l’uso della costruzione possa continuare senza interventi;*
- *l’uso debba essere modificato;*
- *sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.*

In particolare, considerando i punti che possono di interesse al fabbricato considerato, la valutazione di sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d’uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d’uso superiore
- opere realizzate in assenza o difformità del titolo abilitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

A seconda delle porzioni del fabbricato interessate dai punti precedenti la verifica potrà essere effettuata solo su elementi locali e/o interagenti con lo stesso, tenendo presente la loro funzione nel complesso dell’edificio, posto che le mutate condizioni locali non incidano sul comportamento globale della struttura.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite *con riferimento ai soli SLU* [...].

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), come secondo il §7.3.6 delle NTC.

Nelle verifiche sismiche il livello di sicurezza è quantificato attraverso il rapporto “ ζ_e ” tra l’azione sismica massima sopportabile e l’azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

È necessario adottare provvedimenti restrittivi dell’uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall’uomo, ossia riguardo carichi permanenti e altre azioni di servizio.

[§C8.3 CRC]:

La Circolare (C8.3) subentra indicando precisamente per quali condizioni di carico valga tale condizione: “[...] nei confronti delle azioni non sismiche, quali carichi permanenti e altre azioni di servizio combinate per gli SLU secondo i criteri del §2.5.3 delle NTC [...]”⁴⁷.

4.3 Definizione del modello di riferimento per le analisi

[§8.5 NTC]: Vengono definiti cinque punti fondamentali da dover considerare per poter arrivare alla definizione di un modello che possa realmente rispecchiare le condizioni della costruzione. Infatti, le condizioni riscontrabili in edifici esistenti sono tra le più disparate e complesse il che rende impossibile l’adozione di regole univoche. Questi punti nello specifico considerano:

8.5.1. – Analisi storico-critica:

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione, nonché gli eventi che l’hanno interessata.

(Risultano dunque di fondamentale importanza tutte le informazioni rilevate e le ipotesi sviluppate durante il sopralluogo come viene espresso nel punto successivo. Rimane

⁴⁷ Quest’ultimo tema è stato introdotto nelle NTC18 e nella Circolare conseguentemente chiarimento pervenuto con il DPC 83283 del 2010 in merito agli esiti delle verifiche sismiche, per la quale è stato stabilito che non sia previsto l’obbligo per le proprietà di svolgere interventi immediati di adeguamento/miglioramento nel caso di non conformità alle verifiche sismiche.

invece evidente l'incertezza su tutte le eventuali modifiche o gli eventi che hanno interessato il fabbricato nel tempo di cui non si sa nulla in merito).

8.5.2. – Rilievo:

Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito alla geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica. Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

(Come indicato al paragrafo 2 del Cap V e come visibile dai suoi allegati il rilievo è stato svolto in modo da rispecchiare nel modo migliore lo stato di fatto. La battitura delle geometrie e l'analisi visiva hanno permesso di determinare lo schema resistenze della struttura, i materiali utilizzati, le tecnologie costruttive adottate ed in parte ipotizzare lo stato di salute degli elementi strutturali. Il rilevamento poi delle pertinenze ha permesso di identificare se nel contesto fossero presenti elementi non strutturali ad inficiare sul il fabbricato).

8.5.3. – Caratterizzazione meccanica dei materiali:

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in sito e su indagini sperimentali. I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura [...].

(Per le caratteristiche dei materiali non è stato possibile svolgere alcuna indagine strumentale, ciò a cui si farà riferimento saranno le condizioni rilevate visivamente in merito ai materiali e le informazioni ricavabili da un ipotetico progetto simulato, riconducendosi a alle caratteristiche e alle prestazioni a cui si faceva riferimento all'epoca della costruzione. Si utilizzeranno nello specifico il manuale dell'ing. "G.Colombo 1890" e il Regio Decreto del '39 per gli elementi metallici, NTC, norme UNI e documenti del CNR per murature ed elementi lignei).

8.5.4. – Livelli di conoscenza e fattori di confidenza:

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti

i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza. I livelli di conoscenza ordinati per informazione crescente sono:

- LC1;
- LC2;
- LC3.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: la geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso. Specifica attenzione dovrà essere posta alla completa individuazione dei potenziali meccanismi di collasso locali e globali, duttili e fragili.

(In relazione a quanto potuto rilevare in sito ma in considerazione della quantità di informazioni mancanti sul fabbricato fin dall'inizio è stato scelto di adottare un LC1 per le verifiche di sicurezza).

8.5.5. – Azioni:

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto precisato nel capitolo (delle NTC).

(Come si vedrà in seguito la Circolare descrive le modalità di svolgimento per le analisi strutturali di edifici in muratura esistenti, andandone a definire alcune condizioni prioritarie).

[§8.5 CRC]:

Mette in evidenza le problematiche relative alla modellazione soprattutto per gli edifici in muratura in conseguenza dell'assenza di procedure specifiche, definendo per altro come l'attendibilità dei risultati sia figlia del livello di conoscenza. Vengono stabilite le prime due condizioni per le verifiche:

- per tutte le azioni deve essere utilizzato un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_m \geq 2$ come definito in tabella 4.5.II delle NTC;
- I livelli di conoscenza servono per determinare i fattori di confidenza con i quali ridurre i valori dei parametri meccanici adottati.

C8.5.2. – Rilievo:

(**Muratura – C8.5.2.1**) → vista la grande varietà di materiali e tecniche costruttive impiegate, riveste un ruolo di primaria importanza la conoscenza della composizione degli elementi costrutti e di come questi siano collegati l'un l'altro.

(**Cls e Acciaio – C8.5.2.2**) → In questo caso viene considerata inerente solo la parte dei profilati metallici del solaio. Relativamente ai dati raccolti in merito a qualsiasi tipo di elemento/materiale viene evidenziato come sia necessario includere :

- forma originale dei profili e le loro dimensioni geometriche;
- la tipologia e morfologia delle unioni.

In particolare, viene richiamato il “progetto simulato”, il quale eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore all'epoca della costruzione è utile per reperire informazioni a riguardo degli elementi strutturali.

(**Legno – C8.5.2.3**) → Viene posta l'attenzione sul rilievo geometrico per il quale deve essere rilevata la morfologia delle membrature con le eventuali variazioni di forma delle sezioni e dei difetti del materiale, in quanto fondamentali per determinare la capacità portante.

C8.5.3 – Caratterizzazione meccanica dei materiali:

(**Muratura – C8.5.3.1**) → Vengono identificati tramite la tabella C8.5.I e la C8.5.II sia le tipologie murarie più ricorrenti, indicazioni non vincolanti sui possibili valori dei parametri meccanici e dei coefficienti correttivi da poter applicare a secondo della condizione dei materiali. Tali valori sono però vincolati a specifiche condizioni identificate:

- malta di calce con modeste caratteristiche (f_m^{48} stimabile tra 0,7 e 1,5 N/mm²);
- assenza di ricorsi (listature);

⁴⁸ Resistenza a compressione;

- paramenti semplicemente accostati o mal collegati;
- tessitura a regola d'arte;
- muratura non consolidata;

in aggiunta, per le sole verifiche sismiche, in presenza di malta dalle scarse caratteristiche, ai valori in tabella C8.5.I si applicheranno un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

“...La resistenza a compressione è utilizzata anche per le verifiche nei riguardi delle azioni non sismiche, a patto di considerare l'eventualità di fenomeni di instabilità locale associati ad un insufficiente collegamento tra paramenti...”

(Cis e Acciaio – C8.5.3.2) → Viene invece confermato quanto indicato dalle NTC confermando l'utilizzo di norme costruttive riferite all'epoca della costruzione. In particolare, precisa che tra i dati raccolti devono essere presenti:

- tensione di snervamento, resistenza a rottura e allungamento dell'acciaio.

(Legno – C8.5.3.3) → Le indagini degli elementi sono finalizzate alla conoscenza dello stato di conservazione e delle caratteristiche meccaniche. Si fa riferimento alle norme utilizzabili per l'identificazione della specie legnosa (UNI 11118) e, per la valutazione dello stato di conservazione e del profilo resistente la norma UNI 11119. Viene specificata l'importanza di identificare l'eventuale degrado materico di tipo biotico, anche in considerazione delle condizioni ambientali di servizio.

C8.5.4. – Livelli di conoscenza e fattori di confidenza:

La Circolare specifica con attenzione il significato dei singoli livelli di conoscenza validi per ogni tipo di costruzione esistente. In particolare, come già anticipato, il livello scelto per l'edificio in oggetto LC1 corrisponde alla condizione seguente:

“LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato con riferimento al §C8.5.1, il rilievo geometrico

completo, indagini e prove limitate⁴⁹; il corrispondente fattore di confidenza è **FC= 1,35**; [...]"

Proseguendo per le singole tipologie di costruzione, in muratura, in cls o acciaio e in legno, a seconda del LC stabilito viene ora indicato come poter determinare le proprietà meccaniche degli elementi:

(Muratura – C8.5.4.1) → In riferimento ai valori delle tabelle C8.5.I e C8.5.II, devono essere presi: per le resistenze i **valori minimi** degli intervalli, per i moduli elastici i **valori medi** degli intervalli indicati.

(Cls e Acciaio – C8.5.4.2) → Viene specificato che i fattori di confidenza (FC) devono essere applicati ai valori medi delle resistenze ottenute dai campioni di prove distruttive e non distruttive. Nel caso in esame il FC verrà applicato alla resistenza determinata tramite le norme dell'epoca.

(Legno – C8.5.4.3) → Fermo restando quando indicato nel §8.5 delle NTC, è opportuno estendere ove possibile ed in relazione ai livelli di conoscenza che si vuole raggiungere l'indagine dei singoli elementi, soprattutto per valutare il degrado biotico e abiotico.

C8.5.5. – Azioni:

Viene specificato che le verifiche di sicurezza devono essere effettuate tenendo conto di tutte le azioni presenti, sia non sismiche che sismiche. L'azione sismica è definita per i diversi stati limite al §3.2 delle NTC tenuto conto del Pvr al §2.4. Per la combinazione sismica con le altre azioni valgono i criteri specificati al §2.5.3 mentre per la combinazione delle singole componenti sismiche si fa riferimento al §7.3.5.

(Muratura – C8.5.5.1) → Viene fatta nel seguito della Circolare una digressione in merito al fattore di struttura “q” :

⁴⁹ *Ai fini dell'elaborato non verranno prese in considerazione indagini e prove in quanto non è stato possibile effettuare verifiche di questo tipo.*

- Per la verifica di edifici con analisi lineare e impiego del fattore q , si possono utilizzare per quest'ultimo i seguenti valori:

$q = 2,0 \alpha/\alpha_1$ (per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni);

$q = 1,75 \alpha/\alpha_1$ (per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura $> 15\%$).

in cui α/α_1 sono definiti al §7.8.1.3 delle NTC. Non può in generale essere assunto un rapporto α/α_1 superiore a 1,5, ed in aggiunta, nel caso di edificio regolare in elevazione i valori “ q ” sono ridotti del 25%. Per tanto, una costruzione in muratura esistente non potrà assumere un **fattore di struttura q** inferiore a **2,25**.

4.4 Materiali

[§8.6 NTC]:

(Muratura) → Nel caso di edifici in muratura è possibile effettuare riparazioni locali o integrazioni con materiale analogo a quello impiegato originariamente nella costruzione, purchè durevole e di idonee caratteristiche meccaniche.

[§C8.6 CRC]:

(Muratura) → Si ricorda che i valori dei moduli di elasticità riportati nella tabella C.8.5.I sono riferiti a sollecitazioni a tempi brevi; sotto carichi permanenti le caratteristiche meccaniche possono subire notevoli variazioni in relazione all'intensità e al tempo di permanenza del carico, con conseguenti deformazioni e sollecitazioni nei materiali.

4.5 Progettazione degli interventi in presenza di azioni sismiche

[§8.7 NTC]:

Nella progettazione di interventi sulle costruzioni esistenti, specie se soggette ad azioni sismiche, particolare attenzione sarà posta agli aspetti che riguardano la duttilità. Si dovranno quindi assumere le informazioni necessarie a valutare se la struttura resista a cicli di sollecitazione o deformazione anche in campo anelastico.

(Muratura – 8.7.1) → Per le costruzioni in muratura si possono manifestare meccanismi, sia locali, sia globali. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente fuori dal loro piano medio; essi sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti, sia tra pareti e orizzontamenti sia negli incroci tra pareti. I meccanismi globali sono quelli che impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano medio. La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.

Per i meccanismi locali ci si può rifare ai metodi dell'analisi limite, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione della muratura, della tessitura muraria, delle connessioni, degli orizzontamenti, della presenza di catene e tiranti.

Per i meccanismi globali si deve considerare per quanto possibile il sistema strutturale reale con particolare attenzione agli orizzontamenti e alla loro connessione.

Qualora gli orizzontamenti dell'edificio non siano sufficientemente rigidi nel loro piano medio si potrà procedere all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, essendo ciascuna parete soggetta ai carichi verticali di competenza e alle corrispondenti azioni sismiche parallele al piano della parete.

(Cis e Acciaio – 8.7.2) → Viene indicato che per la capacità degli elementi si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo §8.5.3 delle NTC, divise per i fattori di confidenza corrispondenti al LC raggiunto.

[§C8.7 CRC]:

(Muratura – C8.7.1) → I paragrafi descritti che non hanno corrispondenze nelle NTC, si forniscono indicazioni su una possibile procedura con cui effettuare le analisi per la valutazione della sicurezza degli edifici in muratura [...].

Per gli edifici in muratura, le verifiche nei riguardi di tutte le azioni, ad esclusione di quelle sismiche sono eseguite utilizzando i coefficienti γ_m definiti in Tab. 4.5.II nel §4.5.6.1 delle NTC; le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche sono eseguite invece utilizzando $\gamma_m = 2$.

La valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti di muratura richiede la verifica degli stati limite definiti al §3.2.1 delle NTC, con le precisazioni riportate al §8.3 e nel seguito; in particolare, le verifiche possono essere eseguite in alternativa nei confronti dello SLV o dello SLC.

Si procede quindi a verificare la risposta del fabbricato alle azioni non sismiche e, ove rilevate, ai meccanismi di dissesto locale per azioni sismiche, in particolare quelli per rotazioni fuori dal piano medio della singola parete.

Successivamente, si procede alla verifica della risposta globale dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali sismiche, considerando il comportamento delle pareti per azioni nel proprio piano medio.

[...] Nel caso di solaio di rigidità trascurabile ciascuna parete può essere verificata per le azioni che le competono direttamente per aree di influenza dei solai a essa vincolati, tenendo conto, sempre per aree di influenza, di quelle ad essa trasmesse dalle pareti ortogonali al suo piano medio.

[...] Nei casi di edifici articolati e in tutti i casi nei quali mancano adeguate connessioni tra solai e pareti, la ridistribuzione delle azioni sismiche è soggetta ad incertezze [...]

Quando la costruzione, per la presenza di orizzontamenti di rigidità trascurabile o di una maglia muraria diradata e/o non sufficientemente connessa, non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, la verifica sismica globale può essere svolta attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali su macro-elementi, purché la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sugli elementi considerati [...]

C8.7.1.1 - Verifica delle pareti murarie alle azioni non sismiche:

Per la verifica delle pareti murarie nei riguardi delle azioni non sismiche è possibile fare riferimento alle indicazioni per le nuove strutture in muratura del §4.5.6 delle NTC, ovviamente nei casi in cui queste siano compatibili con le specifiche caratteristiche costruttive dell'edificio in esame; non si devono considerare le limitazioni geometriche e costruttive indicate. Procedimenti alternativi sono possibili purché di comprovata validità.

(Per quanto riguarda gli el

C8.7.1.2 - Meccanismi locali-metodi di analisi della risposta sismica e criteri di verifica:

I meccanismi locali nelle pareti si attivano, prevalentemente, per azioni perpendicolari al loro piano medio, ma anche per azioni nel loro piano medio. Fanno parte dei meccanismi locali, ad esempio, le criticità connesse a rotazioni delle pareti fuori dal proprio piano [...].

Devono essere considerate la qualità della tessitura muraria, degli ammorsamenti tra le pareti e gli orizzontamenti e le interazioni con altri elementi appartenenti alla costruzione. Le forme ricorrenti con cui i meccanismi locali si manifestano sono riportate su linee guida e pubblicazioni scientifiche da tenere come riferimento per le modalità di collasso⁵⁰.

La verifica della maggior parte dei suddetti meccanismi può essere eseguita attraverso l'analisi dei cinematismi di corpo rigido, utilizzabile anche per la verifica a pressoflessione fuori dal piano di pannelli murari in edifici esistenti, come possibile alternativa alla procedura indicata al §7.8.1.6 delle NTC.

- C8.7.1.2.1 - Analisi dei meccanismi locali di corpo rigido:

In generale, ogni meccanismo locale di corpo rigido può essere descritto da un insieme di blocchi murari, che possono essere considerati indeformabili, tra loro collegati attraverso vincoli interni (sconnessioni, cerniere o bielle, che lasciano uno o più gradi di libertà relativi); sono inoltre presenti vincoli esterni che simulano il collegamento della porzione interessata dal meccanismo con il resto della costruzione.

L'insieme di tali vincoli deve essere tale da costituire una catena cinematica ad un grado di libertà [...].

Le ipotesi tradizionalmente adottate per modellare questi meccanismi sono: *resistenza a trazione nulla, scorrimento tra blocchi assente e resistenza a compressione infinita.*

Occorre valutare i meccanismi locali significativi, verificando ciascuno di essi con analisi che vanno dalla statica lineare o non lineare alla dinamica non lineare.

⁵⁰ Sono state utilizzate le dispense di Reluis sviluppate in occasione del terremoto in Abruzzo nel 2009.

Il metodo adottato nelle analisi è “**l’approccio cinematico lineare – C.8.7.1.2.1.1**”.

C8.7.1.3 - Meccanismi globali metodi di analisi della risposta sismica e criteri di verifica:

I meccanismi globali vengono descritti in base alla tipologia di edificio: Edifici singoli, Edifici in aggregato ed Edifici semplici, nel seguito come presumibile si considererà il caso di Edifici singoli (C8.7.1.3.1).

L’analisi globale della risposta sismica può essere effettuata sia mediante l’analisi dei singoli setti murari sottoposti alle azioni di loro competenza in base ad una suddivisione per aree di influenza, sia mediante un modello globale in grado di ripartire tra i vari setti le azioni sismiche agenti sull’intero fabbricato. La verifica della risposta globale può essere effettuata con i metodi dell’analisi lineare o non lineare.

Nell’analisi NON lineare la verifica è effettuata a livello globale attraverso un confronto tra la domanda di spostamento e la corrispondente capacità. In questo caso la capacità in spostamento relativa ai diversi stati limite è valutata sulla curva taglio alla base-spostamento. *(I valori limite saranno trattati in relazione)*

Nel caso i diaframmi orizzontali siano di rigidità trascurabile, ovvero non in grado di garantire una significativa ridistribuzione delle azioni sismiche, l’analisi globale può essere effettuata analizzando i singoli setti murari, sottoposti alle azioni di loro competenza in base a una suddivisione per aree di influenza.

- C8.7.1.3.1.1 - Pareti murarie:

Nel caso di analisi elastica con il fattore “q” (analisi lineare statica o dinamica modale), i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza. Nel caso di analisi NON lineari i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza.

Per questi elementi nel caso di analisi NON lineare è possibile utilizzare un modello bilineare taglio-spostamento, in cui la resistenza è calcolata come la

minore tra quelle relative ai diversi possibili meccanismi di rottura, la capacità è valutata di conseguenza.

Nei maschi murari i principali meccanismi di rottura nel piano da verificare secondo i metodi sopra riportati sono: *pressoflessione (nel piano), taglio-scorrimento, taglio con fessurazione diagonale.*

(CIs e acciaio – C8.7.2) →

C8.7.2.2 -Metodi di analisi e criteri di verifica:

Gli effetti dell'azione sismica possono essere valutati con i metodi di cui al §7.3 delle NTC, con le precisazioni seguenti.

I fattori di confidenza nella tabella C.8.5.III vengono utilizzati per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità per elementi duttili e fragili; le resistenze medie sono divise per i fattori di confidenza.

Nel caso di analisi lineari con spettro elastico, con spettro di progetto mediante fattore q , o di analisi NON lineare, la capacità è ottenuta dividendo la proprietà meccanica per il fattore di confidenza FC.

(Elaborati del progetto dell'intervento – C8.7.5)

Di seguito è riportato un elenco degli elaborati necessari per illustrare i progetti i progetti relativamente al punto (a) dell'elenco presente al §8.7.5 delle NTC:

- analisi storico critica;
- rilievo completo della geometria;
- rilievo dei sintomi di dissesto, dei quadri fessurativi e dei fenomeni di degrado;
- identificazione dei materiali, dei dettagli strutturali e delle tecniche costruttive;
- identificazione dei dissesti manifestati nel tempo e delle relative cause;
- identificazione delle trasformazioni subite dal fabbricato;
- identificazione delle trasformazioni subite dal fabbricato;
- identificazione delle criticità statiche e sismiche di elementi non strettamente strutturali;
- analisi della struttura nella situazione attuale;

- identificazione delle carenze e indicazione del livello di azione sismica per il quale si ritiene venga raggiunto lo SLU.

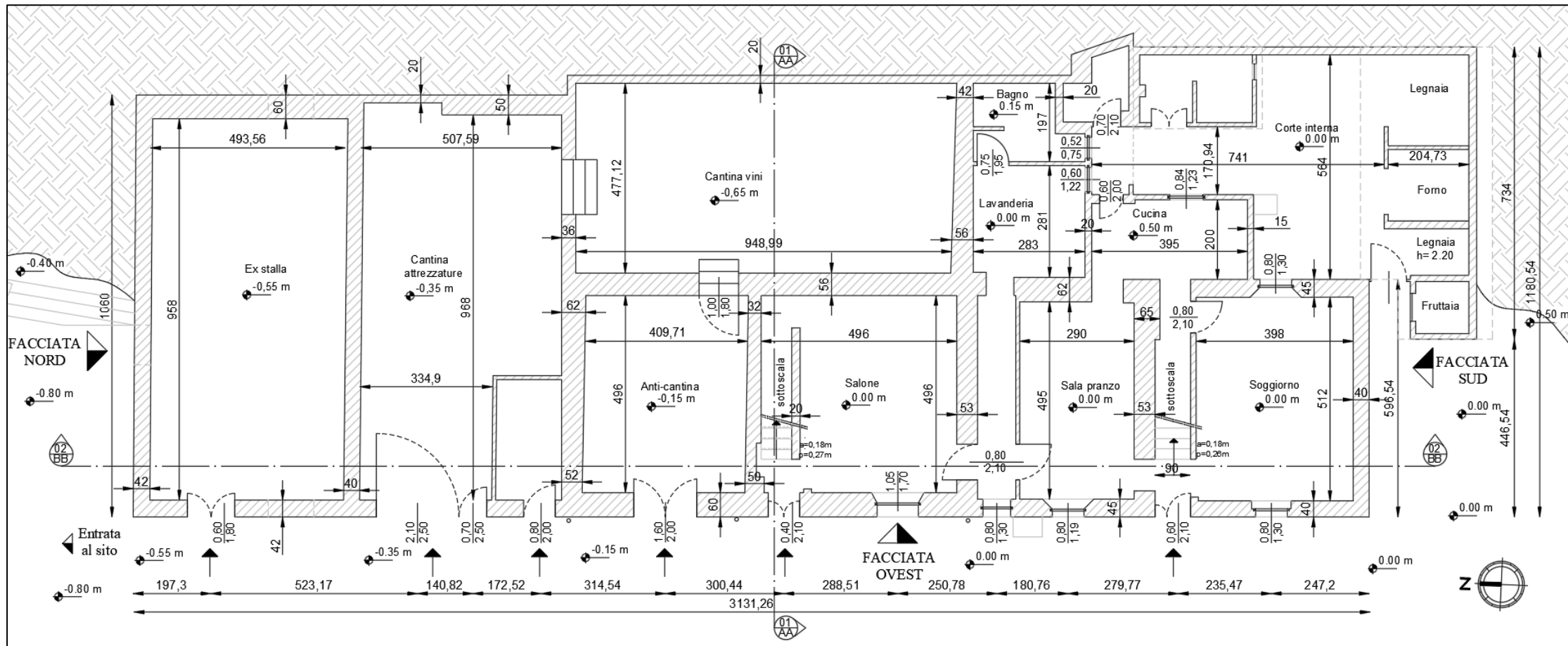
Gli elaborati suddetti sono da considerare necessari anche per le valutazioni della sicurezza richieste al §8.3 anche in assenza di interventi.

ALLEGATI:

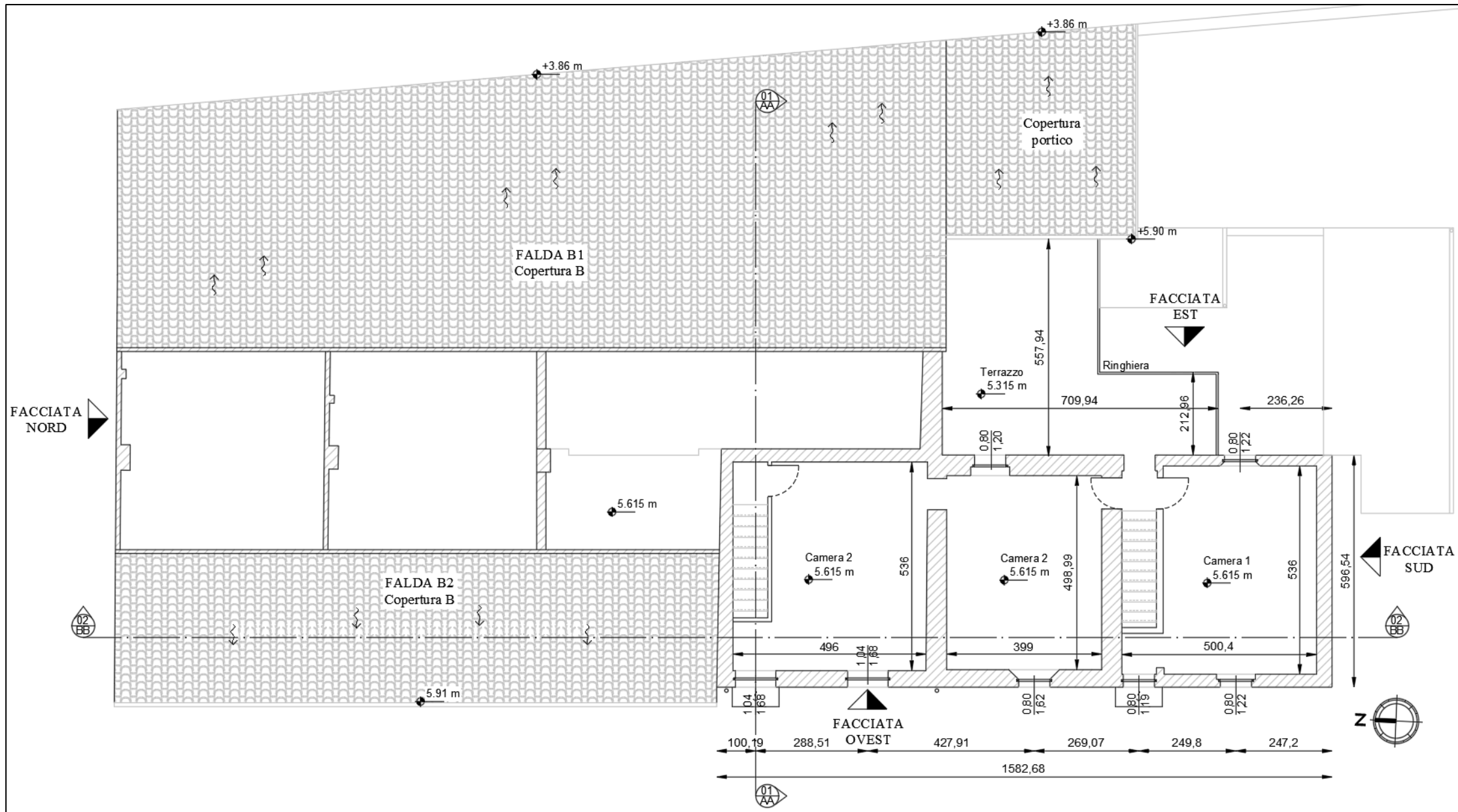
ALL1. Piante catastali

ALL2. Rilievo del fabbricato - Piante e sezioni architettoniche

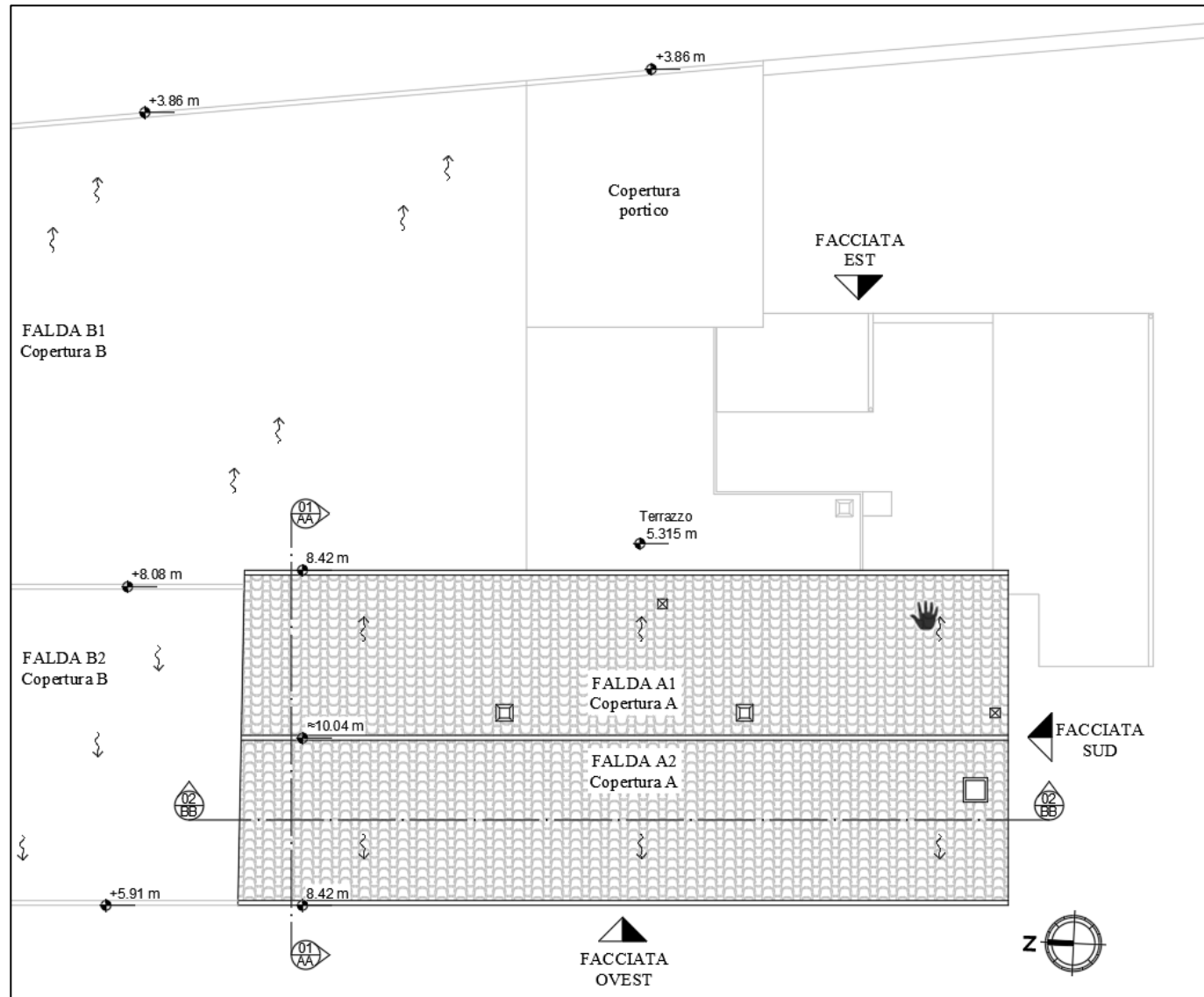
- Pianta Piano Terra - (H_{sez} 0,50 m)



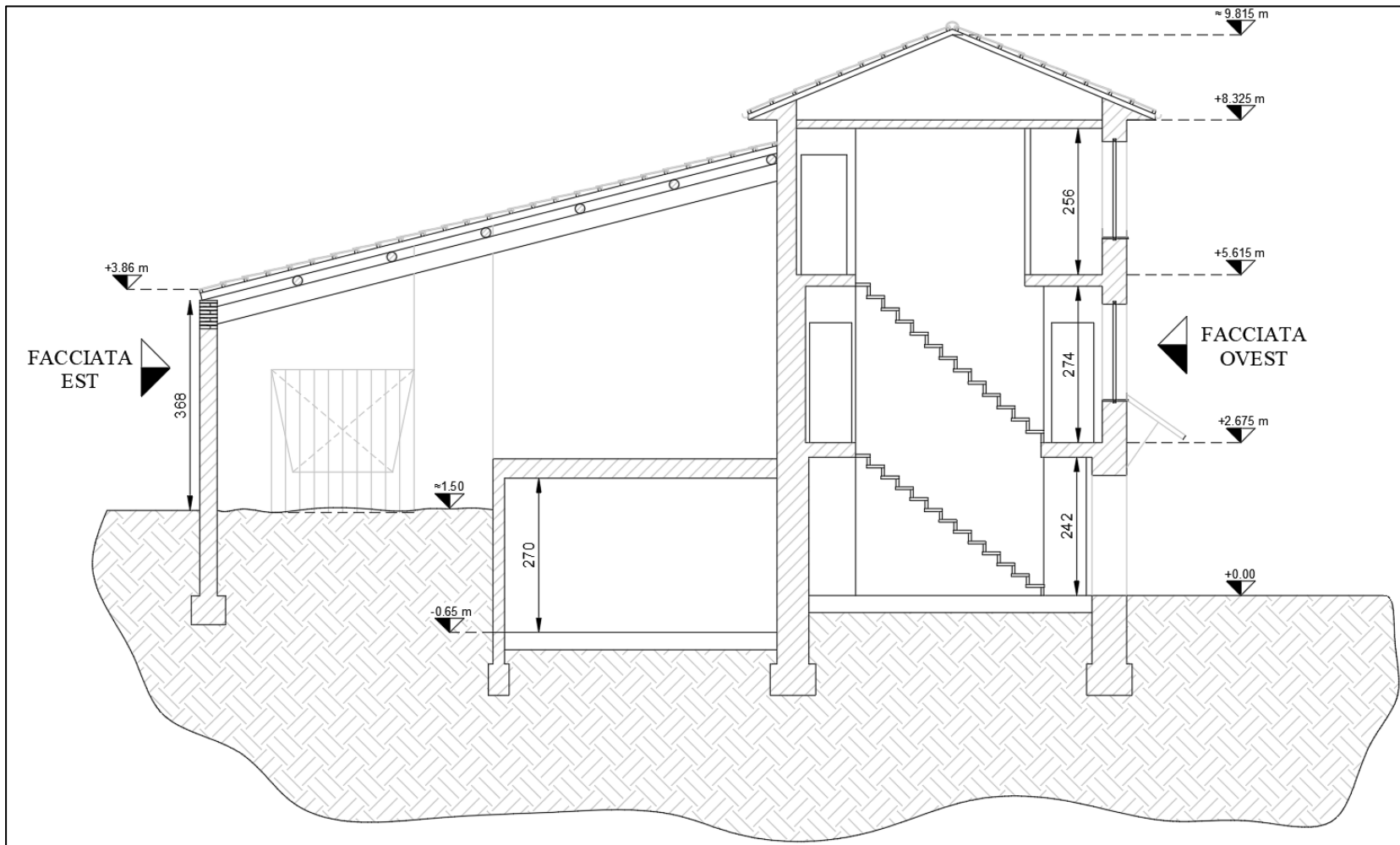
• Pianta Piano Secondo - (H_{sez} 6,00 m)



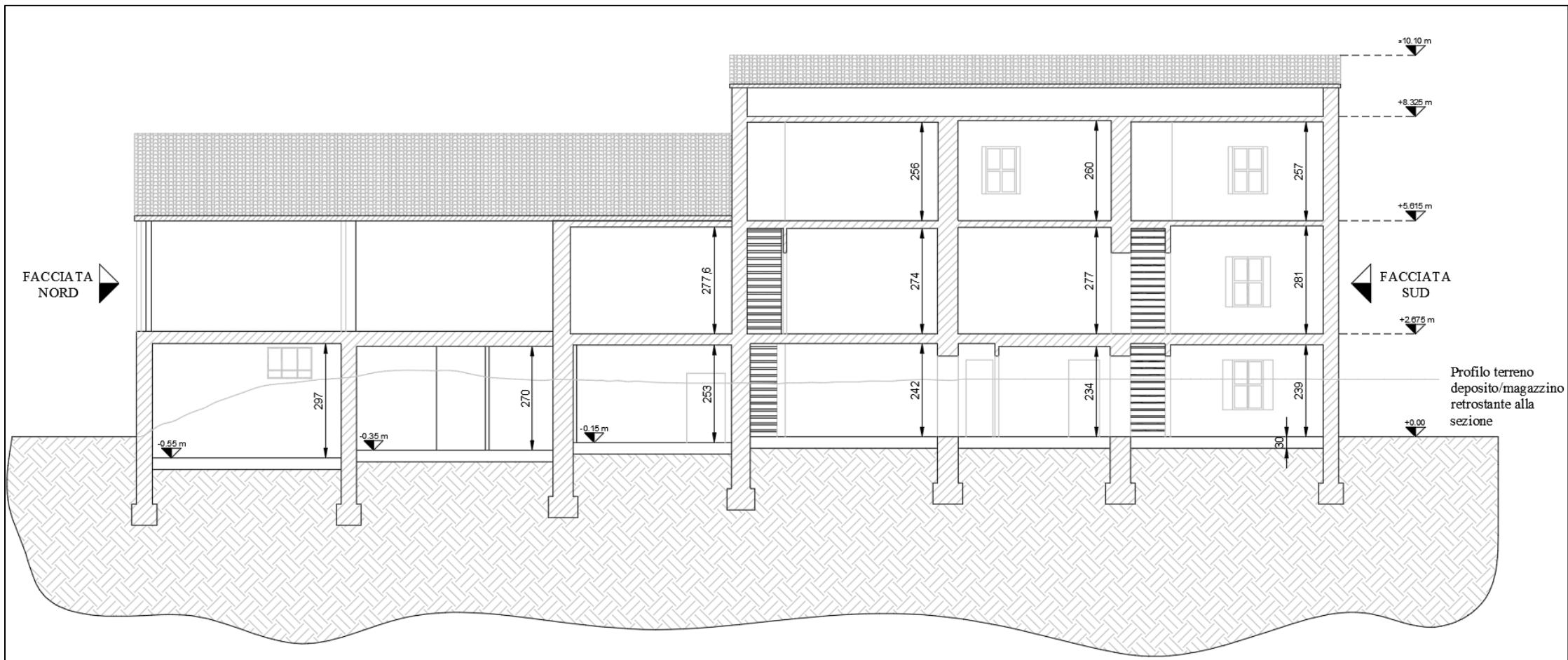
• Pianta Piano Copertura A - (H_{sez} 10,50 m)



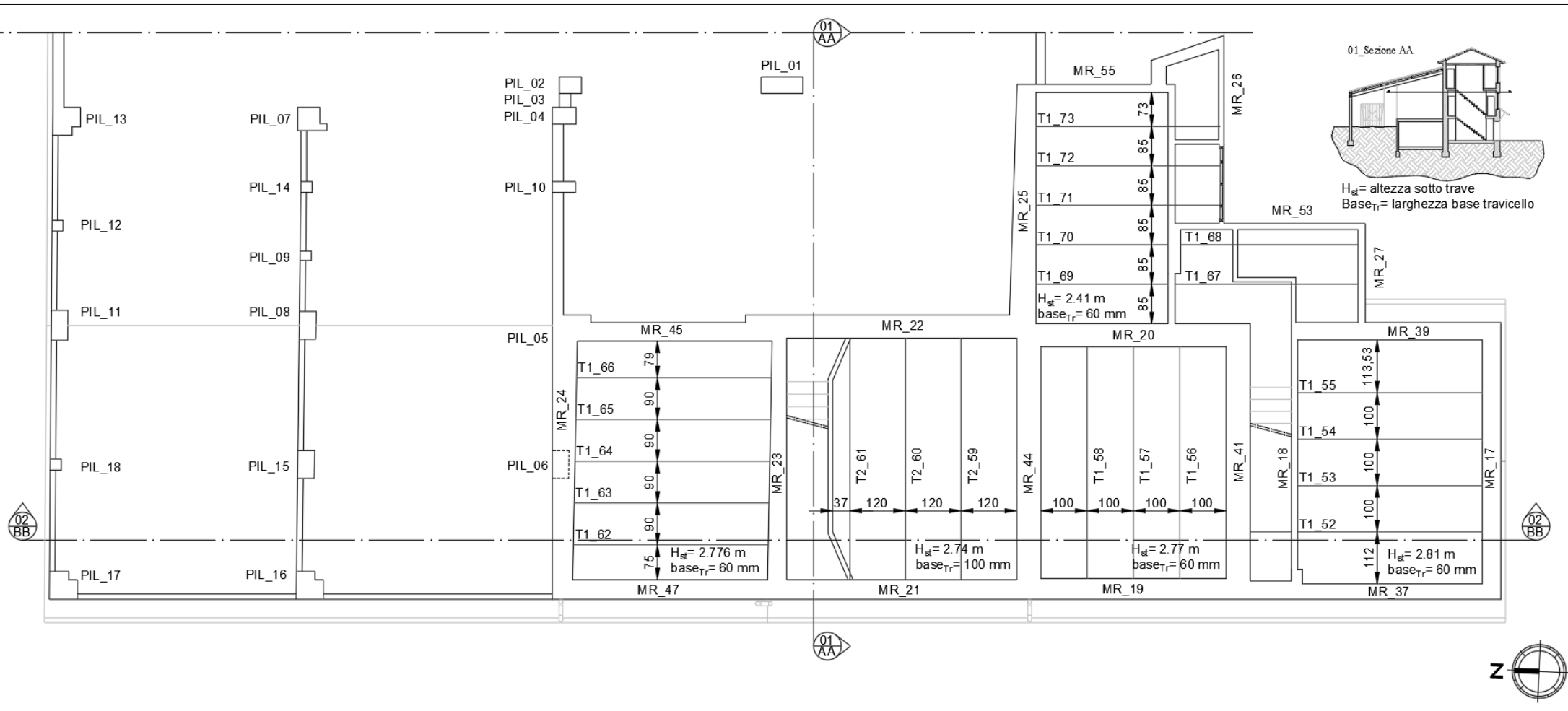
• Sezione 01_AA



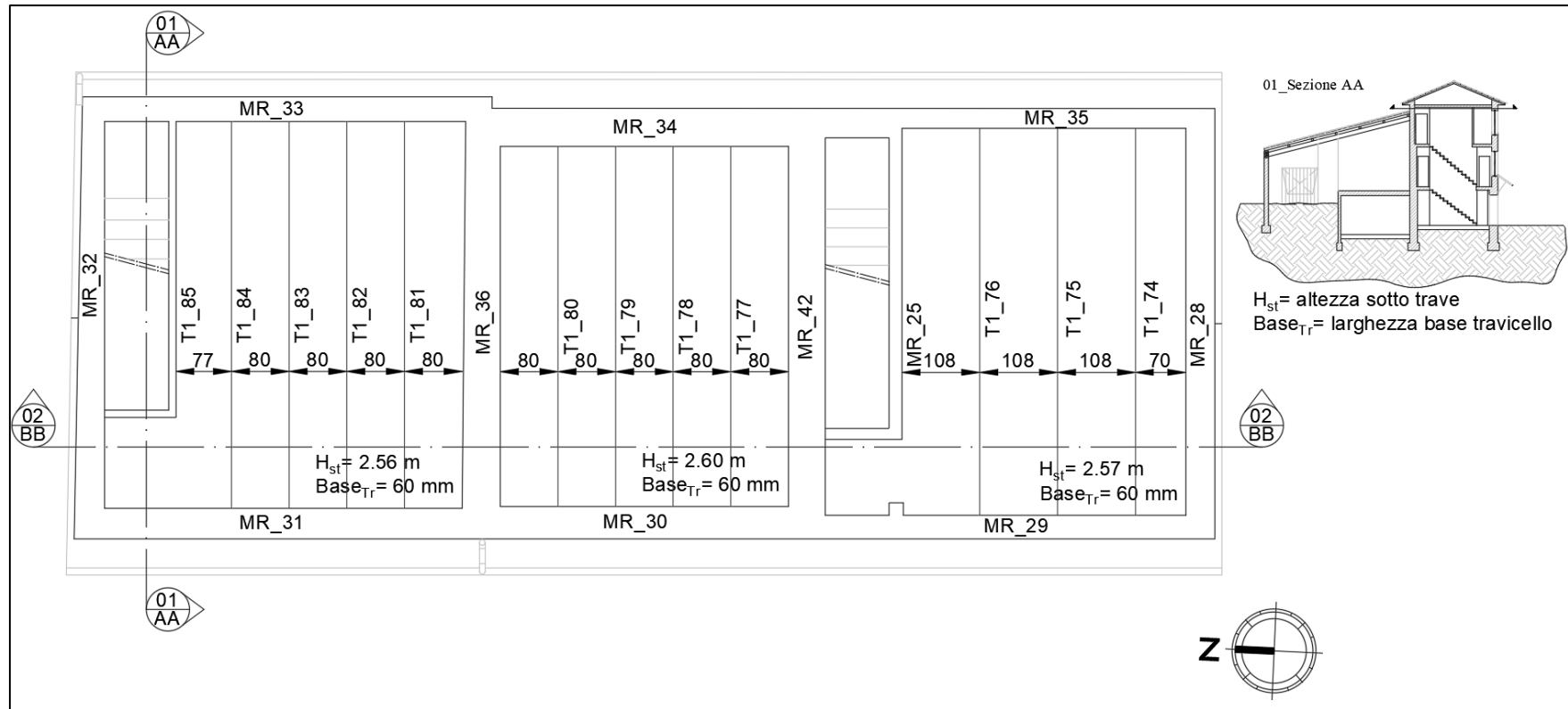
• Sezione 02_BB



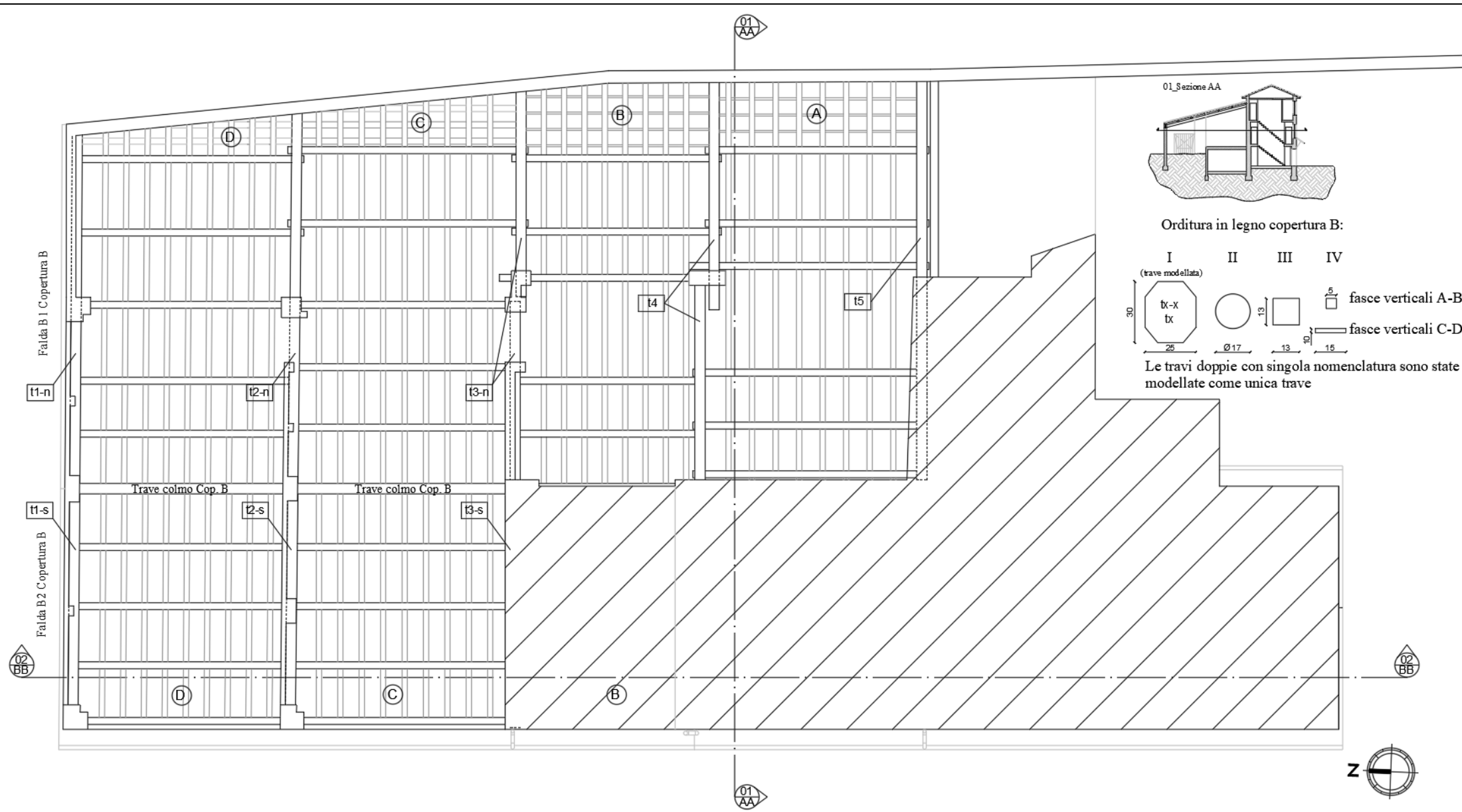
- Pianta Secondo impalcato (H_{sez} 5,13 m)



- Pianta Terzo impalcato (H_{sez} 8,05 m)



• Pianta Copertura B



APPENDICE:

A1. Riassunto finale delle ispezioni – Check list A)

CERTIFICATO DI IDONEITA’ STATICA

Verifiche di primo livello

CHECK LIST A) – RIASSUNTO FINALE DELLE ISPEZIONI

Art. 11.6 del regolamento edilizio del comune di Milano –

Linee Guida DET. DIR. 07/2016

Identificazione del fabbricato oggetto di studio

Provincia: -
Comune: -
Frazione/Località: -
Via/Piazza/Largo: **via Mercalli**
Civico/i: **34**

Coordinate geografiche (ED50-UTM fuso 32-33):

Latitudine: **45.897521**
Longitudine: **9.15243**
Fuso: **25**

Dati catastali:

Foglio/i: **10**
Allegato/i: -
Particella/e: **56**
Ubicazione edificio rispetto agli altri: **Isolato**

Identificazione del tecnico rilevatore

Nome:
Cognome:
Titolo:
Ordine di iscrizione:
n° di iscrizione:

Recapito:

via:
Comune:
Telefono:
Email/PEC:

Da Linee Guida:

La presente tabella va compilata successivamente alla redazione del CIS e costituisce un riassunto generale delle indagini condotte. La descrizione dei singoli punti va rimandata alla relazione generale, mantenendo la nomenclatura dei punti citati, in cui sarà possibile eseguire le descrizioni del caso.

Le caselle vanno barrate solo nel caso siano pertinenti alle domande di Colonna 3.

1. Analisi storico critica					
1.1	Ricerca documentazione di progetto/collaudato	Esiste la documentazione?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
		Al fine di ricostruire lo stato di fatto è stato necessario dare corso a rilievi sul fabbricato?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
1.2	Ricostruzione storica eventi eccezionali o modifiche al progetto	Il fabbricato ha subito eventi eccezionali?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
		Se SI o Parziale, è possibile ricostruire tramite documentazione gli avvenimenti accaduti?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
		Se SI o Parziale sono stati realizzati interventi locali o generali per il ripristino della capacità portante?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
1.3	Intervista all'amministratore e/o proprietà	E' stata effettuata l'intervista all'amministratore?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
1.4	Pratica VVF (CPI)	Nel fabbricato esistono delle attività soggette alla prevenzione incendi?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Se si le attività sono in regola con la prevenzione incendi?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
1.5	Pratiche edilizie (condoni, ampliamenti, ecc)	Esistono le pratiche?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
2. Definizione dell'organismo strutturale primario					
2.1	Schema statico	E' possibile ricostruire lo schema statico consultando la documentazione esistente e/o attraverso i sopralluoghi sullo stabile?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
		Nel caso No e Parziale sono state eseguite operazioni peritali finalizzate a riconoscere lo schema statico della struttura?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>

2.2	Tipologia strutturale portante	Indicare la tipologia delle strutture portanti (possono essere selezionate più scelte)	<input checked="" type="checkbox"/> murature portanti in mattoni <input type="checkbox"/> murature portanti in calcestruzzo <input checked="" type="checkbox"/> murature portanti in ciottoli e/o pietrame <input type="checkbox"/> murature a sacco <input checked="" type="checkbox"/> pilastri in mattoni <input type="checkbox"/> pilastri in calcestruzzo <input type="checkbox"/> travi in acciaio <input checked="" type="checkbox"/> travi in legno <input type="checkbox"/> volte in mattoni <input type="checkbox"/> solai in legno <input type="checkbox"/> solai in calcestruzzo <input type="checkbox"/> solai in acciaio <input checked="" type="checkbox"/> solai misti <input type="checkbox"/> fondazioni in calcestruzzo <input checked="" type="checkbox"/> fondazioni in mattoni <input checked="" type="checkbox"/> altro		
2.3	Dimensioni generali	Nel caso esistano documenti originali di progetto le dimensioni generali rilevate coincidono con quelle originarie?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input checked="" type="checkbox"/>
		Nel caso No o Parziale sono state eseguite operazioni peritali mirate a definire l'attuale geometria del fabbricato?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
2.4	Verifica di congruità dei carichi con la destinazione d'uso dei locali	Nel corso dell'ispezione al fabbricato è stata riscontrata la congruenza della destinazione d'uso con i carichi riscontrati?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
		Nel caso No o Parziale è comunque possibile esprimere un giudizio di idoneità statica relativo alle zone in cui sono state riscontrate tali difformità?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
		Nelle relazioni viene indicato di ristabilire carichi congruenti con la statica delle aree su cui sono applicati?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
2.5	Verifica della genesi del fabbricato (ampliamenti e/o sopraelevazioni realizzati in tempi successivi alla costruzione originale)	Allo stato attuale è possibile che il fabbricato si presenti in una condizione differente rispetto a quella originaria di progetto?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>

		Se Sì o Parziale, esistono documenti che permettono di ricostruire quale modifica è stata effettuata sul fabbricato?	Sì <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
		Se tali documenti esistono è possibile esprimere un giudizio statico relativo all'intero fabbricato sugli interventi effettuati?	Sì <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
2.6	Presenza di strutture non portanti connesse alle primarie (dehors, pensiline a copertura terrazze, strutture vetrate di chiusura balconi, tettoie in genere, pannelli fotovoltaici) e definizione del relativo stato di conservazione	Sul fabbricato esistono le strutture di cui al punto 2.6?	Sì <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Sì <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
2.7	Fondazioni	Esistono documenti che permettono di ricostruire come sono fatte le fondazioni?	Sì <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
3. Interazioni con fattori esterni indipendenti dal fabbricato					
3.1	Interazione e pericoli derivanti da fabbricati attigui non oggetto della certificazione	Esistono interazioni di cui quelle descritte al punto 3.1?	Sì <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Le interazioni con i fabbricati attigui costituiscono un pericolo per cose o persone del fabbricato ispezionato?	Sì <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
		Se Sì o Parziale è stato notificato alle proprietà attigue tale pericolo?	Sì <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
3.2	Condizioni al contorno di tipo geometrico (interazione con altri manufatti interrati e fuori terra)	Esistono le condizioni descritte al punto 3.2?	Sì <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Le condizioni al contorno costituiscono un pericolo per cose o persone del fabbricato ispezionato?	Sì <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
		Se Sì o Parziale è stato notificato alle proprietà attigue tale pericolo?	Sì <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>

3.3	Verifica della eventuale sussistenza di evidenti problemi di natura geologica/geotecnica	Esistono le condizioni descritte al punto 3.3?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Le sussistenze costituiscono un pericolo per cose o persone del fabbricato ispezionato?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
3.4	Allagamenti per risalita di falda e/o esondazioni	Si è a conoscenza di condizioni di cui al punto 3.4?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
		Se Si esistono documenti che illustrano quanto accaduto?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>

4. Sopralluoghi interni

Piano 1 - Piano Copertura

4.1	Rilievo visivo della corrispondenza delle geometrie al progetto				
4.2	Ispezione piani cantinati				
4.3	Ispezione del piano di copertura sottotetto				
4.4	Stato delle scale interne				
4.5	Presenza di controsoffitti pesanti e stato di conservazione degli intonaci	Nel fabbricato esistono gli elementi di cui al punto 4.5?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
4.6	Presenza di masse appese e stato di conservazione	Nel fabbricato esistono gli elementi di cui al punto 4.6?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
4.7	Presenza di impianti in disuso la cui caduta può provocare danni	Nel fabbricato esistono gli elementi di cui al punto 4.7?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>

5. Sopralluoghi esterni

Lato 1 - Fronte NORD					
5.1	Stato dei cornicioni/cementi decorativi/facciate	Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.2	Stato dei balconi e dei parapetti	Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.3	Stato delle ringhiere e/o ballatoi	Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.4	Stato delle scale esterne	Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.5	Stato del tetto e del manto di copertura	E' stato possibile ispezionare il tetto ed il manto di copertura?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
		Se Si o Parziale questi è in uno stato di conservazione accettabile?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.6	Presenza di cancellate, saracinesche e serramenti pesanti e loro stato di conservazione	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.6?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
5.7	Presenza di strutture di confine (muri, ringhiere, paramenti, ecc) e loro stato di conservazione	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.7?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.8	Stato dei comignoli ed elementi esterni la cui caduta può provocare danni	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.8?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>

5.9	Presenza di cartelloni pubblicitari, insegne e altre strutture accessorie connesse al fabbricato (ganci linee aeree ATM, pali illuminazione, tralicci della corrente, ecc)	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.9?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.10	Presenza di elementi accessori in quota non vincolati (fioriere, vasi, armadi tecnici, quadri elettrici, ecc) la cui caduta può provocare danni a cose e/o persone	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.10?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
Lato 2 - Fronte SUD					
5.1	Stato dei cornicioni/cementi decorativi/facciate	Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.2	Stato dei balconi e dei parapetti	Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.3	Stato delle ringhiere e/o ballatoi	Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.4	Stato delle scale esterne	Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.5	Stato del tetto e del manto di copertura	E' stato possibile ispezionare il tetto ed il manto di copertura?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
		Se Si o Parziale questi è in uno stato di conservazione accettabile?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.6	Presenza di cancellate, saracinesche e serramenti pesanti e loro stato di conservazione	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.6?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	

5.7	Presenza di strutture di confine (muri, ringhiere, paramenti, ecc) e loro stato di conservazione	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.7?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.8	Stato dei comignoli ed elementi esterni la cui caduta può provocare danni	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.8?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.9	Presenza di cartelloni pubblicitari, insegne e altre strutture accessorie connesse al fabbricato (ganci linee aeree ATM, pali illuminazione, tralicci della corrente, ecc)	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.9?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.10	Presenza di elementi accessori in quota non vincolati (fioriere, vasi, armadi tecnici, quadri elettrici, ecc) la cui caduta può provocare danni a cose e/o persone	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.10?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
Lato 3 - Fronte OVEST					
5.1	Stato dei cornicioni/cementi decorativi/facciate	Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.2	Stato dei balconi e dei parapetti	Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.3	Stato delle ringhiere e/o ballatoi	Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>

5.4	Stato delle scale esterne	Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.5	Stato del tetto e del manto di copertura	E' stato possibile ispezionare il tetto ed il manto di copertura?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input checked="" type="checkbox"/>
		Se Si o Parziale questi è in uno stato di conservazione accettabile?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input checked="" type="checkbox"/>
5.6	Presenza di cancellate, saracinesche e serramenti pesanti e loro stato di conservazione	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.6?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
5.7	Presenza di strutture di confine (muri, ringhiere, paramenti, ecc) e loro stato di conservazione	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.7?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.8	Stato dei comignoli ed elementi esterni la cui caduta può provocare danni	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.8?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.9	Presenza di cartelloni pubblicitari, insegne e altre strutture accessorie connesse al fabbricato (ganci linee aeree ATM, pali illuminazione, tralicci della corrente, ecc)	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.9?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.10	Presenza di elementi accessori in quota non vincolati (fioriere, vasi, armadi tecnici, quadri elettrici, ecc) la cui caduta può provocare danni a cose e/o persone	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.10?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	

		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
Lato 4 - Fronte EST					
5.1	Stato dei cornicioni/cementi decorativi/facciate	Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.2	Stato dei balconi e dei parapetti	Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.3	Stato delle ringhiere e/o ballatoi	Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.4	Stato delle scale esterne	Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.5	Stato del tetto e del manto di copertura	E' stato possibile ispezionare il tetto ed il manto di copertura?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input checked="" type="checkbox"/>
		Se Si o Parziale questi è in uno stato di conservazione accettabile?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input checked="" type="checkbox"/>
5.6	Presenza di cancellate, saracinesche e serramenti pesanti e loro stato di conservazione	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.6?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
5.7	Presenza di strutture di confine (muri, ringhiere, paramenti, ecc) e loro stato di conservazione	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.7?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.8	Stato dei comignoli ed elementi esterni la cui caduta può provocare danni	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.8?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>

5.9	Presenza di cartelloni pubblicitari, insegne e altre strutture accessorie connesse al fabbricato (ganci linee aeree ATM, pali illuminazione, tralicci della corrente, ecc)	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.9?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
5.10	Presenza di elementi accessori in quota non vincolati (fioriere, vasi, armadi tecnici, quadri elettrici, ecc) la cui caduta può provocare danni a cose e/o persone	Sono presenti gli elementi elencati al punto 5.10?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
6. Analisi visiva dello stato generale					
6.1	Presenza di fessurazioni evidenti	Nel corso del sopralluogo sono state riscontrate fessurazioni evidenti sul fabbricato?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
6.2	Presenza di cedimenti differenziali importanti	Nel corso del sopralluogo sono stati riscontrati cedimenti differenziali importanti sul fabbricato?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
6.3	Fenomeni di degrado strutturale (copriferri, ruggine, muffe sul legno, ecc)	Nel corso del sopralluogo sono stati riscontrati fenomeni di degrado strutturale sul fabbricato?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
6.4	Fessurazione tamponamenti non strutturali	Nel corso del sopralluogo sono state riscontrate fessurazioni di tamponamenti non strutturali?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
6.5	Fessurazione delle finiture in relazione a spostamenti della struttura	Nel corso del sopralluogo sono state riscontrate fessurazioni delle finiture in relazione a spostamenti della struttura?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>

6.6	Verifica fuori piombo geometrici	Nel corso del sopralluogo sono stati riscontrati fuori piombo geometrici della struttura?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
6.7	Verifica inflessione eccessiva travi e/o solai	Nel corso del sopralluogo sono state riscontrate inflessioni eccessive di travi o solai?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>
6.8	Infiltrazioni e umidità sulle strutture controterra	Nel corso del sopralluogo sono state riscontrate infiltrazioni e umidità sulle strutture controterra?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	
6.9	Eventuali anomalie	Nel corso del sopralluogo sono state riscontrate eventuali anomalie?	Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
		Per tali elementi sono stati prescritti interventi di manutenzione finalizzati a garantire la sicurezza statica?	Si <input type="checkbox"/>	No <input checked="" type="checkbox"/>	Parziale <input type="checkbox"/>

A2. Azione del vento

Per il calcolo della pressione del vento si è fatto riferimento sia al §3.3 delle NTC18 e al corrispondente punto nella Circolare di riferimento. Si ipotizza di seguito un possibile calcolo per tali azioni in considerazione del fatto che, come indicato nell'appendice A4 ai criteri di modellazione, per le coperture è stato tenuto in conto solo contributo ai carichi verticali.

In generale gli effetti derivanti dall'azione del vento sono riconducibili a delle azioni statiche equivalenti. In linea generale la pressione del vento può essere valutata secondo l'espressione:

$$P = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_r : è la pressione cinetica di riferimento;

c_e : è il coefficiente di esposizione;

c_p : è il coefficiente di pressione;

c_d è il coefficiente dinamico.

- **Pressione cinetica di riferimento q_r**

Viene valutata secondo l'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove:

v_r è la velocità di riferimento del vento in [m/s].

La velocità di riferimento in relazione al §3.3.2 delle NTC è valutata come:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

dove:

v_b : velocità base di riferimento;

c_r : coefficiente di ritorno funzione del periodo di ritorno T_r .

Velocità base di riferimento Vb			
Zona	vb,0 [m/s]	a0 [m]	ks [1/s]
1	25	1000	0,4
as (altitudine sul livello del mare) [m]			184
Tr (Tempo di ritorno)			50
$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$ $c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			$C_a = 1$
			$V_b = 25$ m/s
$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$			$C_r = 1$
			$V_r = 25$ m/s

Calcolata Vr la pressione cinetica del vento risulta dunque pari a:

ρ (densità aria) [kg/m ³]	1,25
Vr (velocità di riferimento) [m/s]	25
q_r [N/m ²]	390,63

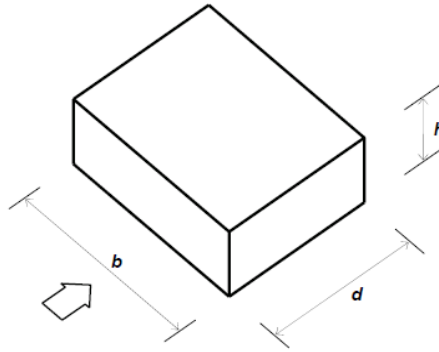
- Coefficiente di esposizione Ce

In riferimento al §3.3.7 delle NTC tale coefficiente dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Classe di rugosità			B	
Categoria di esposizione			IV	
k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]		
0,22	0,30	8		
Ct (coefficiente di topografia)			1	
Coefficiente di esposizione (Ce)				
$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$ $c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$				
impalcato	h_i [m]	z_i [m]		$c_e(z)$
PT	3	2,675	$z < z_{min}$	1,63
P1	3,5	5,615	$z < z_{min}$	1,63
P2	3,5	8,325	$z > z_{min}$	1,66

- **Coefficiente di pressione Cp**

Per la valutazione di questo coefficiente si fa riferimento alla valutazione dei coefficienti globali C_{pe} ricavabili al §C3.3.8 della Circolare, in particolare, al §C3.3.8.1 per le pareti verticali e per i coefficienti delle pressioni interne al §3.3.8.5. I coefficienti in merito alle coperture non vengono considerati in quanto come sarà evidenziato nei criteri di modellazione all'appendice A4, ne sarà considerato solo il contributo ai carichi verticali.



Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1: c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5: c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1: c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1: c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5: c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5: c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

Coefficiente di pressione (C_p) - Pareti verticali					
h [m]	8,325	d [m]	15	b [m]	31,31
Vento in direzione X			Vento in direzione Y		
h/d	0,56	h/d	0,27		
c_{pe} sopravento	0,76	c_{pe} sopravento	0,73		
c_{pe} sottovento	-0,9	c_{pe} sottovento	-0,71		
c_{pe} laterale	-0,41	c_{pe} laterale	-0,35		

Per i coefficienti interni si considera di poter rientrare nel caso 2 del §3.3.8.5, infatti, la facciata Ovest del fabbricato comprende una superficie di aperture maggiore rispetto alla facciata Est:

Sup. aperture Est = XX

Sup. aperture Ovest = XX

Si assumerebbe per tanto un coefficiente di pressione interna $c_{pi} = 0,75 \cdot c_{pe}$. Infine, andrebbero considerate tutte altezze di riferimento z_i [m] pari all'altezza massima relativa

dell'edificio, cosa che si farà nel seguito, sia a favore di sicurezza, sia in considerazione del fatto che i valori sono molto simili.

- Coefficiente dinamico Cd

Tale coefficiente tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta della struttura. Può essere assunto in maniera cautelativa pari a 1.

Oltre a quanto indicato sarebbe possibile stimare anche un valore per la tensione tangenziale da applicarsi le pareti mediante:

$$p_f = q_r c_e c_f$$

dove:

Ce: coefficiente di esposizione;

Cf: Coefficiente di attrito.

Coefficiente di attrito	
Superficie	c _f
Liscia (acciaio, cemento faccia liscia...)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame...)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata...)	0,04

Per il caso in esame si ipotizza l'utilizzo di un coefficiente di attrito pari a 0,02.

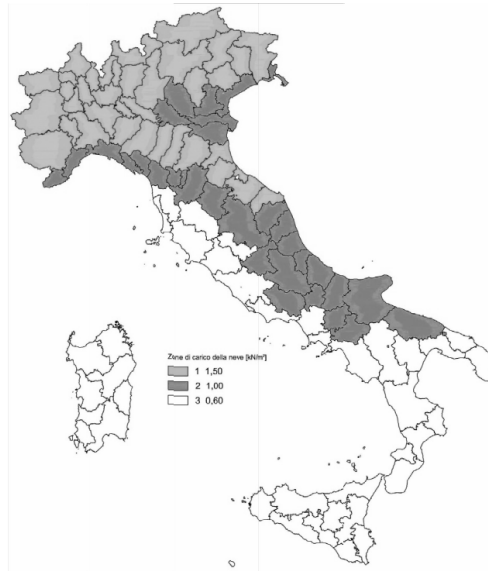
Definiti dunque i parametri per il calcolo sia della "pressione del vento" e dell'azione "tangente" dello stesso, è possibile ricavare i valori rispettivamente in direzione X e Y:

Direzione X							
Zona:	qb [N/m ²]	c _E (z)	c _p	C _f	cd	[N/m ²]	[KN/m ²]
Sopravento	390,63	1,66	0,76	1	1	489,89	0,49
Sottovento	390,63	1,66	-0,90	1	1	-583,59	-0,58
Tangenziale	390,63	1,66	-0,45	0,02	1	12,97	0,01

Direzione Y							
Zona:	qb [N/m ²]	c _E (z)	c _p	C _f	cd	[N/m ²]	[KN/m ²]
Sopravento	390,63	1,66	0,73	1	1	473,36	0,47
Sottovento	390,63	1,66	-0,71	1	1	-460,39	-0,46
Tangenziale	390,63	1,66	-0,35	0,02	1	12,97	0,01

A3. Azione della neve

Come indicato al §3.4 delle NTC il carico da neve agente su una costruzione dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose che cambia da zona a zona. In presenza di dati statistici e/o studi locali è possibile far riferimento a questi, purchè, per località poste a quote inferiori a 1500m s.l.m, i valori siano maggiori o uguali a quelli indicati dalla normativa.



In funzione della localizzazione del fabbricato si riscontra essere in zona I, ricadendo pertanto nelle condizioni seguenti:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,39 \left[1 + \left(\frac{a_s}{728} \right)^2 \right] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Il carico prodotto dalla neve sulle coperture può essere valutato mediante l'espressione:

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

dove:

q_{sk} : valore di riferimento del carico da neve al suolo;

μ_i : coefficiente di forma della copertura

C_E : coefficiente di esposizione

C_t : coefficiente termico

- **Coefficiente di forma μ_i**

I coefficienti di forma dipendono dalla forma della copertura, in particolare dall'inclinazione sull'orizzontale e dalle condizioni locali. Per calcolare questi coefficienti ci si può rifare al metodo di calcolo esposto al §3.4.3 relativamente a coperture ad una o a due falde.

La Tab. 3.4.II definisce il coefficiente di forma in funzione dell'inclinazione (α) con l'orizzontale:

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

01_Sezione AA

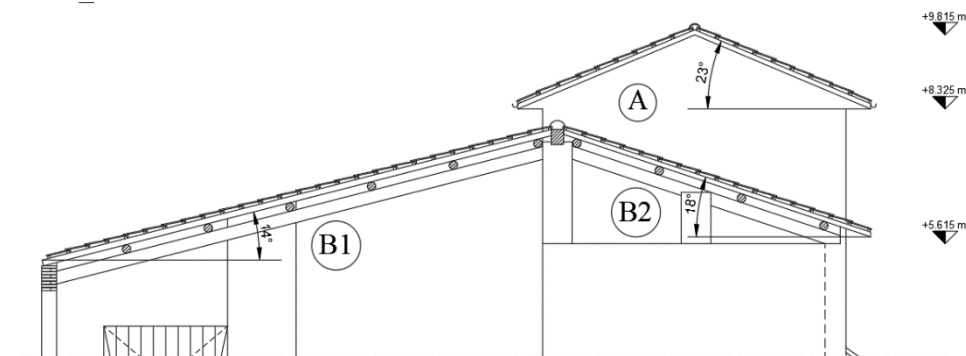
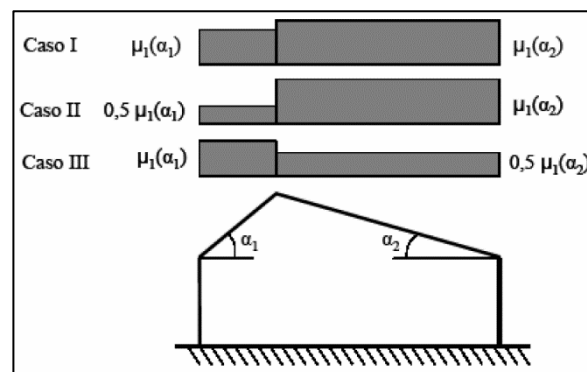


Figura x – Sezione AA trasversale del fabbricato con indicazione delle inclinazioni delle falde

In entrambe le coperture è presente una doppia falda, ma come evidenziabile in figura per la copertura inferiore le due falde costituenti hanno inclinazioni leggermente differenti.

I coefficienti di forma μ_i relativi alle falde A e B corrispondono in entrambi i casi a **0,8**.

Come indicato al §3.4.3.3 è necessario analizzare nel seguito tre singole condizioni di carico, *Caso I*, *Caso II* e *Caso III*, e da queste ricavare la condizione più gravosa.



- **Coefficiente di esposizione C_e**

Tale coefficiente tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area, ci si rifà ai valori definiti dalla normativa alla Tab. 3.4.I per le diverse classi di esposizione.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Si considera il caso di Topografia "normale" ($C_E = 1$) in quanto non avendo a disposizione studi approfonditi sui profili di vento locali si considera che la zona nell'intorno del fabbricato non comporti una vera e propria condizione di riparo, in quanto, da un lato (Est) il fabbricato è protetto dall'innalzamento del terreno mentre in quello opposto (Ovest) è aperto ad eventuali flussi di vento.

- **Coefficiente termico C_t**

Tiene conto della riduzione del carico da neve a causa dello scioglimento della stessa causata dalla perdita di calore della costruzione. In generale può dipendere dalle proprietà di isolamento termico del materiale di copertura. In assenza dati specifici deve essere posto uguale a 1.

Rispettivamente per le due falde A e B il carico da neve risulta pari a:

- Falda A: ($q_{sk} = 1,5 \text{ KN/m}^2 - \mu_i = 0,8 - C_E = 1 - C_t = 1$)
 $q_s = 1,2 \text{ KN/m}^2$
- Falda B: ($q_{sk} = 1,5 \text{ KN/m}^2 - \mu_i = 0,8 - C_E = 1 - C_t = 1$)
 $q_s = 1,2 \text{ KN/m}^2$

A4. Relazione Verifica di Sicurezza

1. Premessa

La presente relazione illustra i calcoli relativi alla verifica di sicurezza relativa all'immobile presentato nella Scheda di Livello I come indicato dalle Linee Guida 2016, in adempimento all'art. 11.6 del Regolamento Edilizio di Milano.

La verifica è stata effettuata sia nei confronti delle *azioni non sismiche* sia nei confronti di quelle *sismiche*, in particolare, per queste seconde, è stata adottata una metodologia di calcolo che comprende un'analisi lineare dinamica, un'analisi non lineare statica in particolare di push-over, e un'analisi cinematica lineare per i meccanismi di corpo rigido. L'analisi lineare dinamica è stata utilizzata per la verifica dei carichi sismici nei confronti degli elementi strutturali "secondari", quali elementi metallici e ed elementi lignei; l'analisi non lineare statica e la cinematica lineare di corpo rigido sono state invece adottate per la verifica degli elementi in muratura.

Il modello di riferimento per le analisi è stato costruito a partire da quanto rilevato durante il sopralluogo, infatti, si è partiti da una prima realizzazione delle geometrie 2D in CAD, passando poi ad una modellazione 3D dell'edificio mediante software Revit, ed infine all'esportazione del modello analitico (presente in Revit) verso il software di analisi FEM Midas Gen, con il quale sono state effettuate le analisi.

Le verifiche sono state eseguite con il metodo degli Stati Limite quindi con un approccio di tipo prestazionale. Solo per una delle verifiche ai carichi verticali è stato adottato il metodo delle tensioni ammissibili.

In linea generale, in considerazione del grado di incertezza dei risultati in merito a questo tipologie di analisi si è cercato di adottare scelte in merito sempre a favore sicurezza.

2. Normativa e riferimenti tecnici

- D.M. 17 Gennaio 2018: “Norme tecniche per le costruzioni” (Testo unico 2018);
- Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP: “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- D.M. 14 Gennaio 2008: “Norme tecniche per le costruzioni”
- Manuale dell’Ingegnere Civile e Industriale “G. Colombo” (11^aedizione, 1890)
- Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni: “Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso”
- Circolare DPC 2010 n.83283: “Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all’O.P.C.M n3274 del 23 Marzo 2003”
- UNI-EN 338: “Legno strutturale – Classi di resistenza, Profili prestazionali dei materiali”

3. Informazioni principali dell’opera

L’edificio è caratterizzato da due corpi di fabbrica ben distinti. Per entrambi la struttura portante verticale risulta essere in muratura, gli orizzontamenti sono costituiti da putrelle, voltine in laterizio e cappa in cls, ed infine le coperture dei corpi del complesso sono rispettivamente, in legno con più orditure di travi per il secondo corpo, muricci e tavelle in laterizio a sostegno del rivestimento per il corpo principale dell’abitazione. Quest’ultima presenta tre piani fuori terra mentre il secondo corpo costituito da più locali/aree (a quote diverse) può essere considerato composto da un unico piano fuori terra.

Il complesso risulta isolato e non facente parte di alcun aggregato di edifici, la sua estensione è inscrivibile in un rettangolo delle dimensioni di 31x15 m circa. In riferimento al §2.4 delle NTC risulta:

Tipologia di struttura				
<i>Tipo di costruzione</i>	<i>Classe d'uso</i>	<i>Vita nominale</i>	<i>Cu</i>	<i>Periodo di riferimento (Vr)</i>
Opera con livello di prestazione ordinaria	II	50	1	50

4. Caratteristiche dei materiali

Come indicato al §8.5.3 delle NTC ed in modo particolare al §8.5.3 della Circolare l'assegnazione delle caratteristiche ai materiali è un elemento fondamentale al fine di poter determinare la corretta risposta della struttura ai carichi agenti. La conoscenza acquisita in merito ai materiali rilevati deriva da una pura analisi visiva in quanto non è stato possibile realizzare prove di indagine in sito.

Muratura:

In considerazione delle forti incertezze al contorno di tale tecnologia soprattutto nel caso di edifici esistenti come quello analizzato, le quali sono generalmente dovute alla modalità di posa, alle caratteristiche dei materiali costituenti e al loro stato di conservazione, si è scelto di rifarsi alla normativa vigente, la cui Tabella C8.5.I fornisce il comportamento delle tipologie murarie più ricorrenti:

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ²)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Table I – Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, tabella C8.5.II

In considerazione di quanto visionato in loco si è scelto di ricondursi per le analisi alla tipologia “Muratura in mattoni pieni e malta di calce”, in particolare, per il setto (singolo) composto da ciottoli e pietre non ben legate si farà riferimento alla tipologia “muratura in pietrame disordinata”.

Nel caso in cui si volessero considerare delle caratteristiche migliori rispetto a quelle considerate dalla tabella si potrebbero eventualmente applicare dei coefficienti correttivi come indicato in Tabella C8.5.II. A favore di sicurezza si è scelto di non adottare

coefficienti migliorativi in quanto viene fatta a priori una prima importante semplificazione. I valori indicati in tabella si riferiscono ad una muratura costituita da due paramenti accostati con eventuale nucleo interno di limitato spessore. A fini esemplificativi *non conoscendo* adeguatamente la condizione interna della muratura allo stato di fatto, si è scelto di considerare valida questa condizione in quanto gli spessori riscontrati sul fabbricato vanno da un minimo di 15 cm ad un massimo di 60 cm.

Stabilite le tipologie murarie a cui poter ricondurre il comportamento delle murature del fabbricato, si sono determinati i parametri meccanici medi in riferimento al Livello di Conoscenza raggiunto in merito al fabbricato, come secondo il §C8.5.4 e §C8.5.4.1. Considerato un LC1 e un Fattore di Confidenza FC = 1,35 si ottiene:

Muratura in blocchi pieni e malta di calce:		da Tab (C8.5.I)	LC1 (1,35)
Resistenza media a compressione	Fm [N/mm ²]	2,60	1,93
Resistenza media a taglio	τ ₀ [N/mm ²]	0,05	0,0370
Resistenza media a taglio	Fv0 [N/mm ²]	0,13	0,0963
Modulo elastico	E [N/mm ²]	1500	1111,11
Modulo tangenziale	G [N/mm ²]	500	370,37
Modulo tangenziale	ρ [KN/m ³]	19	

Tabella 6 - Parametri meccanici muratura per le verifiche

Muratura in pietrame disordinata:		da Tab (C8.5.I)	LC1 (1,35)
Resistenza media a compressione	Fm [N/mm ²]	1,00	0,74
Resistenza media a taglio	τ ₀ [N/mm ²]	0,02	0,0148
Modulo elastico	E [N/mm ²]	870	644,44
Modulo tangenziale	G [N/mm ²]	290	214,81
Modulo tangenziale	ρ [KN/m ³]	19	

Tabella 7 - Parametri meccanici muratura per le verifiche

Per le resistenze sono stati presi i valori minori degli intervalli disponibili, mentre per i moduli elastici è stato preso il valor medio. I valori di resistenza a taglio sono funzione del metodo di analisi/rottura considerato §C8.7.1.3.1.1.

Elementi metallici (travicelli in ferro):

Come indicato al §C8.5.3.2 i valori delle caratteristiche meccaniche prescindono dalle classi discretizzate delle NTC, ed in particolare queste possono essere ricavate dalle norme passate all'epoca di costruzione del fabbricato. In ogni caso i dati rilevati devono includere tensione di snervamento, resistenza a rottura e allungamento dell'acciaio.

Principalmente considerato per il paragrafo successivo, si è scelto di seguire l'ipotesi di un "progetto simulato", o meglio, ci si è ricondotti alla normativa vigente nell'anno di costruzione del fabbricato per capire quali fossero i parametri meccanici a cui i tecnici dovessero fare riferimento.

Considerando l'epoca di costruzione relativa alla parte del complesso meno recente, gli anni 20'-30' per la parte dell'abitazione, dopo una breve ricerca è stato dedotto che il riferimento normativo dell'epoca potesse essere individuato nel *Manuale dell'Ing. (G.Colombo) del 1890*⁵¹.

Materiale	Modulo di elasticità medio E	Carico di rottura R		Carico al limite di elasticità T	Carico di sicurezza K (vedi N.º 100)	
		Traz.	Compr.		Macch.	Costruz.
Ferro comune, o saldato (<i>soudé</i>).	20000	30-35	28-30	traz. 15-16	4-5	8-10
Ferro fuso (<i>fondé</i>)	»	35-40	»	» 18-25	5-7	10-13
Acciaio saldato ..	21000	60-75	> 70	» 30-40	8-12	18-24
Acciaio fuso dolce	»	40-60	> 80	» 25-35	7-11	13-20
Acciaio fuso duro.	»	60-75	»	» 30-40	8-12	18-24
Filo di ferro	20000	45-60	—	» 24-30	7-9	14-18
Filo d'acciaio	21000	75-95	—	» 37-50	9-16	24-30

Figura X – Tab. XXIX, Coefficienti di resistenza [manuale dell'Ing. G.Colombo 1890]; i valori dei parametri sono espressi in Kg/mm^2

All'interno del manuale vengono descritte le diverse tecnologie da utilizzare per vari elementi costruttivi tra cui anche i solai. Riconducendo lo stato di fatto del fabbricato a tali tecnologie sono state riscontrate diverse somiglianze, ed in particolare per gli orizzontamenti i "travicelli" da solai risultavano essere generalmente in ferro.

⁵¹ Sfolgiando il manuale è stato riscontrato come effettivamente le modalità e le tecnologie costruttive descritte rispecchiano quanto di rilevato sul fabbricato analizzato.

Come nel caso della muratura, partendo da questi valori vengono ora applicati i coefficienti in merito al Livello di Conoscenza e al Fattore di Confidenza come indicato al §C8.5.3.2 e al §C8.5.4.2. In quest'ultimo paragrafo viene confermata l'adozione di caratteristiche ricavate in base alla pratica costruttiva dell'epoca.

Nella tabella del manuale viene indicato un range relativo alle caratteristiche dei materiali, a favore di sicurezza si prenderà il *valore minimo* tra quelli disponibili.

Materiale:	E [N/mmq]	ρ [KN/m ³]	da Tab. XXIX manuale		LC1 (1,35)	
			σ_c (f _{yk}) [N/mmq]	σ_r [N/mmq]	σ_c (f _{yk}) [N/mmq]	σ_r (f _u) [N/mmq]
Ferro comune/saldato	200000	200000	147,15	294,3	109,00	218,00
Ferro fuso	200000	200000	176,58	343,35	130,80	254,33
Acciaio fuso dolce	210000	210000	245,25	392,40	181,67	290,67
Acciaio fuso duro	210000	210000	294,30	588,60	218,00	436,00

Tabella 8 - Parametri meccanici dei travicelli da solaio

dove:

σ_c (f_{yk}): tensione di snervamento

σ_r (f_u): tensione di rottura

Elementi lignei (travi in legno copertura):

Per la caratterizzazione degli elementi lignei si prevede secondo il §C8.5.3.3 di “poter” far riferimento alle norme UNI 11118 e UNI 11119 rispettivamente per la valutazione dello stato di conservazione e dei profili resistenti degli elementi in opera. Considerando però l'età degli elementi, le loro dimensioni e le loro sezioni (variabili), le modalità di costruzione, e in considerazione delle sofferenze riscontrate è sembrato poco utile procedere con un'analisi specifica di tutte le singole travi in opera, soprattutto in virtù dei metodi di analisi e di modellazione utilizzati in seguito per la copertura.

In merito ai valori di densità e modulo elastico sono stati considerati dei valori standard per il legno, $\rho = 6-7,5 \text{ KN/m}^3$ - $E = 12000 \text{ Mpa}$. Per il valore delle resistenze non avendo informazioni ben definite al riguardo si è fatto invece riferimento una tipica essenza originaria del Nord Italia e del Nord Europa cioè l'Abete; per questi parametri ci si è ricondotti alla UNI EN 338 in particolare riferendosi alla classe peggiore (S3) indicata per questa essenza (di provenienza italiana), in modo da poter considerare uno scenario abbastanza severo.

Proprietà		Abete / Nord		
		S1	S2	S3
Flessione (5-percentile), MPa	$f_{m,k}$	29	23	17
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,0,k}$	17	14	10
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,90,k}$	0.4	0.4	0.4
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,0,k}$	23	20	18
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,90,k}$	2.9	2.9	2.9
Taglio (5-percentile), MPa	$f_{v,k}$	3.0	2.5	1.9

Figura x – Parametri degli elementi lignei secondo UNI EN 338

Come per i casi precedenti partendo dalle proprietà di base si riportano ora le stesse con l'applicazione del Livello di Conoscenza e del Fattore di Confidenza. Per entrambi sono stati utilizzati gli stessi valori dei precedenti, LC1 e FC = 1,35.

Essenza	Resistenza a flessione	Resistenza a taglio	Resistenza a trazione parallela alla fibra	Resistenza a compressione parallela alla fibra
Abete (S3)	$f_{m,k}$ [N/mm ²]	$f_{v,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{c,0,k}$
	17	1,9	10	18
	LC1 (1,35)			
	12,59	1,41	7,41	13,33

5. Azioni di progetto

In riferimento al §2.5 delle NTC nel seguente paragrafo si riportano le azioni gravanti sulla costruzione divise per tipologia. La corretta valutazione dei carichi è alla base di una precisa valutazione della risposta del fabbricato ed in particolare nei confronti dell'azione sismica. Secondo la classificazione al §2.5.1.3 ci si può ricondurre a carichi permanenti (G), a carichi variabili (Q), carichi eccezionali (A) e carichi eccezionali (E).

5.1 Carichi della costruzione

I carichi riferiti al fabbricato comprendono tutti i carichi gravitazionali derivanti dai pesi propri dei singoli elementi costituenti, in particolare, ci si riferisce per questa tipologia ai carichi permanenti (G1), ai carichi permanenti non portati (G2) e ai carichi variabili (Q), quest'ultimi variabili a seconda dalla destinazione d'uso.

Per la valutazione dei carichi relativi ai singoli elementi del fabbricato si è fatto riferimento allo stato di fatto fruttando tutte le informazioni ricavate in loco. Ove queste informazioni non siano risultate sufficienti si è fatto ricorso al “progetto simulato”, o meglio, seguendo la normativa di riferimento al tempo della costruzione si è risaliti alle tecnologie e alle caratteristiche dei materiali utilizzati per la costruzione.

Durante il sopralluogo interno come già riportato nel CIS si sono riscontrate in più campi di solai putrelle con larghezze delle ali differenti, rispettivamente 50 mm, 60 mm e 100 mm⁵²; partendo da questo dato e in considerazione delle altre informazioni ricavate in merito si è cercato di risalire al pacchetto dei solai interpiano. A tal fine si è fatto uso del “Manuale G.Colombo, 1890” per ricavare le dimensioni delle putrelle:

Travicelli in ferro da solaio			
H [cm]	B [cm]	γ [cm]	δ [cm]
14	4,9	0,60	0,85
16	5,4	0,65	0,93
18	5,8	0,80	1,00
20	6	0,80	1,05
22	6,4	0,85	1,00
23,5	9,5	0,90	1,20
23,5	10,6	1,00	1,30

Figura x – Tabella XXXII-XXXIII, Travicelli in ferro a I da solai

⁵² Sulle piante strutturali all'allegato B2 tali dimensioni sono inserite con la dicitura “base Tr”;

dove:

- H: altezza del profilo metallico;
- B: larghezza ala;
- γ : spessore anima;
- δ : spessore ala;

Mettendo a sistema le dimensioni di tali profili con le larghezze delle ali rilevate nei diversi campi di solai sono state identificate tre tipologie di profili per tutto il complesso:

Travicelli in ferro da solaio				
	H [cm]	B [cm]	γ [cm]	δ [cm]
T1	20	6	0,80	1,05
T2	23,5	9,5	0,90	1,20
T3	14	4,9	0,60	0,85

Partendo dalle dimensioni di tali putrelle di sono ipotizzati i pacchetti “strutturali” di tutti gli orizzontamenti del complesso. Identificato il G1, al fine di rendere completa l’analisi dei carichi è necessario stabilire i carichi permanenti portati G2⁵³ e i carichi variabili Q, per i quali si è fatto rispettivamente riferimento al §3.1.3 e al §3.1.4 delle NTC.

- **P.O.1 – Zona abitazione**

[ABACO DEL SOLAIO DELL’ABITAZIONE]

Gli spessori relativi a cappa e voltine sono considerati dalla mezzeria dell’intradosso delle voltine fino all’estradosso del pacchetto strutturale.

⁵³ Tali carichi comprendono sia la parte relativa agli strati di finitura, le cui caratteristiche sono state rilevate in loco, sia la parte relativa al sovraccarico dovuto alle partizioni interne, in questo caso valutate secondo normativa;

P.O.1 - Zona abitazione			
Peso proprio (G1)			
Materiale	Densità [KN/m ³]	Spessore [m]	Carico [KN/m ²]
Cappa	20	0,08	1,6
Voltino	18	0,08	1,44
Parziale [KN/m ²]			3,04
Permanenti non portati (G2)			
Materiale	Peso [KN/m ³]	Spessore [m]	Carico [KN/m ²]
Piastrelle in cotto	18	0,03	0,54
Partizioni interne (NTC18)	-	-	1,2
Parziale [KN/m ²]			1,74
Carichi variabili (Q)			
Materiale	Peso [KN/m ³]	Spessore [m]	Carico [KN/m ²]
Sovraccarico (area tipo A)	-	-	2,00
Totale [KN/m²]			6,78

- **P.O.2a – Cantina**

[ABACO DEL SOLAIO CANTINA a]

Gli spessori relativi a cappa e voltine sono considerati dalla mezzeria dell'intradosso delle voltine fino all'estradosso del pacchetto strutturale.

P.O.2a - Cantina			
Peso proprio (G1)			
Materiale	Densità [KN/m ³]	Spessore [m]	Carico [KN/m ²]
Cappa	20	0,07	1,4
Voltino	18	0,1	1,8
Parziale [KN/m ²]			3,20
Carichi variabili (Q)			
Materiale	Peso [KN/m ³]	Spessore [m]	Carico [KN/m ²]
Sovraccarico (aree F/G)	-	-	2,50
Totale [KN/m²]			5,70

- **P.O.2b – Cantina**

[ABACO DEL SOLAIO CANTINA b]

Gli spessori relativi a cappa e voltine sono considerati dalla mezzeria dell'intradosso delle voltine fino all'estradosso del pacchetto strutturale.

P.O.2b - Cantina			
Peso proprio (G1)			
Materiale	Densità [KN/m ³]	Spessore [m]	Carico [KN/m ²]
Cappa	20	0,05	1
Voltino	18	0,1	1,8
Parziale [KN/m ²]			2,80
Carichi variabili (Q)			
Materiale	Peso [KN/m ³]	Spessore [m]	Carico [KN/m ²]
Sopraccarico (area F-G)	-	-	2,50
Totale [KN/m²]			5,30

- P.O.3 – Ex stalla

[ABACO DEL SOLAIO CANTINA b]

Gli spessori relativi a cappa e voltine sono considerati dalla mezzeria dell'intradosso delle voltine fino all'estradosso del pacchetto strutturale.

P.O.3 - Ex stalla			
Peso proprio (G1)			
Materiale	Densità [KN/m ³]	Spessore [m]	Carico [KN/m ²]
Cappa	20	0,05	1
Voltino	18	0,08	1,44
Intonaco	18	0,015	0,27
Parziale [KN/m ²]			2,71
Carichi variabili (Q)			
Materiale	Peso [KN/m ³]	Spessore [m]	Carico [KN/m ²]
Sopraccarico (area F-G)	-	-	2,50
Totale [KN/m²]			5,21

- C.I.1 – Copertura deposito/magazzino

Di seguito vengono riassunte in tabella le sezioni più frequenti riscontrate durante l'ispezione della copertura inferiore (B) in legno. Per avere un miglior riscontro grafico sulla posizione delle stesse si rimanda all'allegato B2.

[Tabellina sezioni travi]

C.I.1 - Copertura deposito/magazzino						
Carico a m ² di copertura						
Materiale	Densità [KN/m ³]	Volume [m ³]	Peso [KN]	Carico [KN/m ²]	Interasse orditura [m]	n° teorico travi/m
Orditura IV	6	0,0008	0,005	0,005	0,4	2,50
Orditura III	7,5	0,0169	0,127	0,127	0,5	2,00
Orditura II	7,5	0,0227	0,170	0,170	1,45	0,69
<i>(Prodotto del carico a mq di ogni tipo di trave * interasse dell'orditura)</i>					Carico travi [KN/m ²]	0,38
					Carico tegole [KN/m ²]	0,47
					Carico Copertura [KN/m²]	0,85
Definizione peso proprio (G1) in [KN/m] da applicare alle travi principali						
			Trave principale:	Lungh. area di influenza [m]	Carico [KN/m]	
			Laterale	2,25	1,92	
			Intermedia	5,5	4,69	

Il carico calcolato fa riferimento al peso proprio della copertura (G1, dalla II orditura fino al rivestimento) da dover applicare alle travi principali in relazione ai criteri di modellazione della copertura che saranno esposti al par. XXX

- C.I.2 – Copertura abitazione

Per la copertura dell'abitazione non è stato possibile ispezionare alcun elemento, come però già anticipato nel CIS di livello I non si sono riscontrate condizioni tali da far presupporre sofferenze e problematiche di ambito strutturale. A fini esemplificativi, visto il buono stato di conservazione della stessa e avendone ipotizzato la tipologia in "muricci e tavelloni con travi in legno a sostegno del rivestimento", si è deciso di tener conto della copertura considerando un carico uniforme di **3 KN/m²** applicato in aggiunta agli orizzontamenti dell'ultimo piano (Piano Secondo).

5.2 Carico del vento

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei parametri necessari alla definizione della pressione del vento. Il carico in questione verrà poi implementato direttamente dal software FEM durante le analisi in base ai valori definiti. A fini esplicativi all'appendice A2 è stata sviluppata un'ipotesi di calcolo in merito.

Dati generali			
Zona	Classe di rugosità	Categoria di esposizione	h [m] s.l.m
1,0	B	IV	184

Pressione cinetica di riferimento					
h edificio [m]	Vb0 [m/s]	Cf	Cpe X	Cpe Y	
8,325	25,00	0,02	0,76	0,73	Sopravento
			-0,9	-0,71	Sottovento

5.3 Carico della neve

Alla stregua di quanto indicato al paragrafo precedente si riportano i valori principali in merito al calcolo dell'azione della neve necessaria a fini della verifica alle azioni non sismiche, infatti, data la localizzazione del fabbricato (altezza s.l.m) il carico da neve non perviene nella verifica sismica. Per ulteriori informazioni si rimanda all'appendice A3.

Azione della neve					
	qsk [KN/m ²]	Coefficiente forma	Coefficiente esposizione	Coefficiente termico	qs [KN/m ²]
Copertura A	1,5	0,8	1	1	1,2
Copertura B	1,5	0,8	1	1	1,2

Le coperture del fabbricato sono del tipo a doppia falda. In relazione al punto §3.4.3.3 delle NTC andrebbero considerate tre distinte combinazioni di carico ma per l'edificio analizzato risulta di difficile applicazione tale criterio, in quanto, uno, la copertura dell'abitazione non verrà modellata (si caricheranno maggiormente gli ultimi solai per tenerne conto), e la copertura del deposito/magazzino è realizzata interamente con schemi statici di tipo isostatico. Per tanto si procederà nelle analisi a caricare solai e travi con il valore massimo q_s (in funzione delle aree di influenza) ricavato dalla normativa.

5.4 Carico sismico

Le azioni sismiche di progetto da applicare per le verifiche ai diversi stati limite si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito in cui è localizzato il fabbricato. Tali azioni sono dunque funzione delle caratteristiche che determinano la risposta locale al sisma.

La pericolosità sismica del sito è definita a partire dall'accelerazione orizzontale massima a_g e di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento alla probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R come definito al §2.4 delle NTC.

In questi termini le forme spettrali sono definite per ciascun periodo di ritorno P_{vr} , nel periodo di riferimento V_R , in base ai seguenti parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del sito;
- F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Di seguito, vengono esposti in ordine i parametri utili all'individuazione dell'azione sismica ai diversi Stati Limite.

Come indicato al par. 3 della seguente relazione è stato individuato un periodo di riferimento $V_R = 50$ anni. Su tale periodo di tempo è necessario identificare quale sia la probabilità di superamento P_{VR} o probabilità di eccedenza per poter determinare l'azione sismica agente. Il periodo di eccedenza è valutato a seconda dello Stato Limite che si vuole considerare, come indicato nella Tab. 3.2.I al §3.2.1 delle NTC.

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per il fabbricato oggetto delle analisi in riferimento al §8.3 e al §C8.7.1 si farà riferimento agli Stati Limite Ultimi, SLV e SLC.

Definiti dunque i periodi di eccedenza è possibile determinare i rispettivi periodi di ritorno T_R anch'essi necessari per determinare l'azione sismica.

$$T_R = - V_R / \ln (1 - P_{V_R}) = - C_U V_N / \ln (1 - P_{V_R})$$

Gli ultimi due parametri si riferiscono invece alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche. Come indicato al §3.2.2 delle NTC e rispettivamente nelle Tab. 3.2.II e Tab. 3.2.III si sono identificati:

- Categoria di sottosuolo: D (*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti [...]*)
- Categoria topografica: T2 (*Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$*)

Entrambe le categorie sono state ipotizzate in considerazione delle caratteristiche generiche al contorno della zona, in particolare, essendo questa un'area agricola, seppur in assenza di adeguate indagini diagnostiche si presume di potersi ricondurre a tali categorie.

Infine, considerando l'impossibilità di visionare gli spessori di tutti i setti, per quanto visto in loco, si considera che il fabbricato non possieda regolarità in altezza, al fine di aumentare la domanda in merito allo spettro.

Gli spettri sono stati ricavati a partire dal foglio Excel "Spettri – NTC ver. 1.0.3" in funzione dei parametri sopra descritti.

Prima di indicare graficamente gli spettri è opportuno fare una precisazione conseguente ai metodi di analisi utilizzati nel seguito della relazione.

Per l'analisi non lineare statica di *push-over* l'analisi utilizzata comporterà l'adozione di curve bilineari relative alla risposta elastica di un sistema a 1g.d.l, in particolare come verrà spiegato in seguito, in relazione ad uno spettro di SLC. Per valutare la risposta di questi sistemi ci si dovrà rifare in particolare ad uno spettro elastico di risposta e ad un fattore di struttura "equivalente" $q = 1$.

Per l'analisi dinamica lineare verrà invece utilizzato uno spettro di progetto allo SLV con il fattore di struttura minore $q = 2,25$ possibile per edifici in muratura esistenti, come definito dal §C8.5.5.1.

Si riportano dunque di seguito i parametri e gli spettri relativi agli Stati Limite Ultimi di SLV e SLC utilizzati per le analisi, in funzione dei rispettivi fattori di struttura “q”.

	Stato limite	T _R	Microzonazione			η	S	T _B [s]	T _C [s]
			ag [g]	F ₀	T _c * [s]				
q = 2,25	SLV	475	0,09	2,436	0,271	0,556	2,16	0,217	1,96
q = 1	SLC	975	0,12	2,449	0,276	1	2,16	0,219	0,657

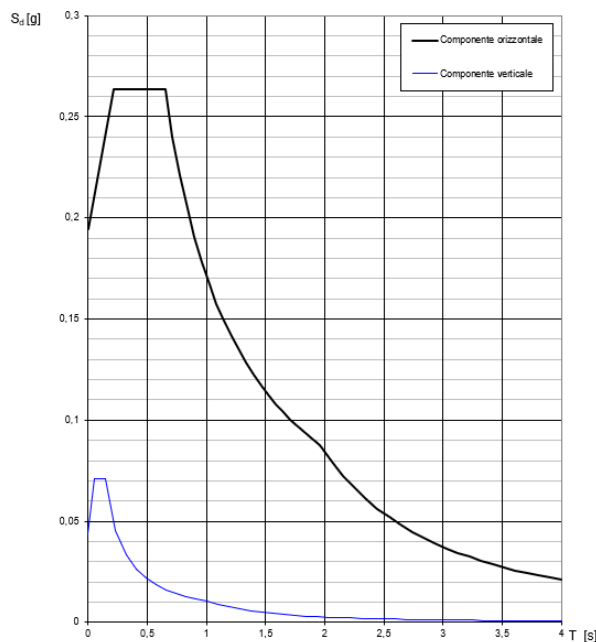


Figura 5 - Spettro di progetto SLV

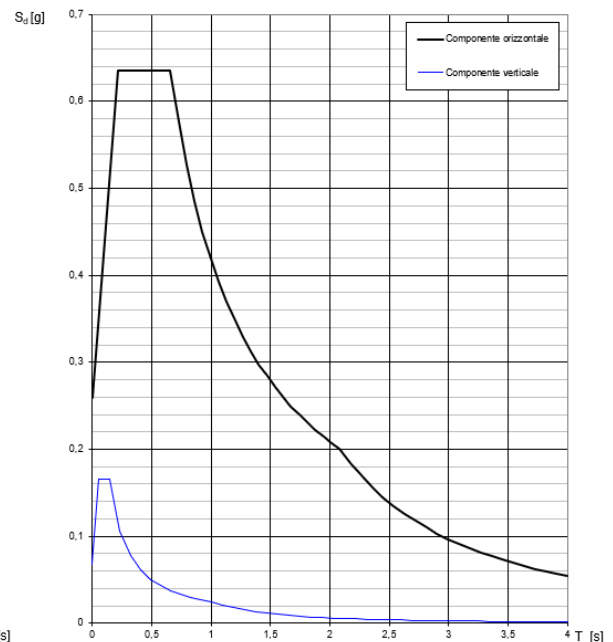


Figura 4 - Spettro elastico SLC

5.5 Combinazioni delle azioni di progetto

In accordo con il §2.5.2 delle NTC vengono considerate nel seguito le combinazioni in merito alle azioni di progetto sopra descritte. Per le azioni variabili Q_k

- Combinazioni di carico non sismiche

Nel caso di verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) la normativa impone la seguente combinazione per i carichi sopra descritti:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- **Combinazioni di carico sismica**

La combinazione sismica impiegata per la verifica agli SLU connessi all'azione E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

G_k : valore caratteristiche dei carichi permanenti

Q_k : valore caratteristico dei carichi variabili

E: valore dell'azione sismica

Su queste combinazioni come usuale bisogna tener conto della non contemporaneità in merito alle azioni variabili, nelle quali risultano comprese anche l'azione del vento e della neve (§2.5.1.3). A secondo dei livelli di intensità delle stesse si possono distinguere:

- *valori quasi permanenti*: $\psi_{2j} Q_{kj}$
- *valori frequenti*: $\psi_{1j} Q_{kj}$
- *valori di combinazione*: $\psi_{0j} Q_{kj}$

La normativa suggerisce di applicare nel caso delle combinazioni SLU dei *valori di combinazione*, mentre nel caso della combinazione sismica i *valori quasi permanenti*.

Di seguito si riporta la tabella normativa con i valori ψ

[tabella]

In accordo con il §2.6, per gli SLU vanno considerati le condizioni di carico più gravose che possano agire sulla struttura in funzione delle diverse combinazioni.

In funzione delle analisi sviluppate nel seguito si fa ora riferimento alle verifiche di tipo (STR), le quali impone l'adozione dei seguenti coefficienti moltiplicatori per le azioni:

		Coeff.	A1
		γ_F	
Carichi permanenti G1	Favorevoli	γ_{G1}	1,0
	Sfavorevoli		1,3
Carichi permanenti non strutturali G2	Favorevoli	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevoli		1,5
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevoli		1,5

Considerati i valori di intensità (ψ_{ij}) dei singoli carichi si riportano ora di seguito le combinazioni di base utilizzate per le analisi. Da queste poi nel software di analisi FEM

saranno implementate le diverse eccentricità aumentando quindi il numero delle combinazioni.

- Combinazione SLU 1:
 $1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 Q + (1,5x0,5) \text{ Neve} + (1,5x0,6) \text{ Vento X}$
- Combinazione SLU 2:
 $1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 Q + (1,5x0,5) \text{ Neve} + (1,5x0,6) \text{ Vento Y}$
- Combinazione Sisma 1:
 $E_x + G_1 + G_2 + 0,3 Q$
- Combinazione Sisma 2:
 $E_y + G_1 + G_2 + 0,3 Q$

6. Definizione e criteri del modello di analisi

Nel seguente paragrafo verrà indicato il procedimento seguito per lo sviluppo del modello utilizzato per le analisi FEM; verranno inoltre indicate le principali caratteristiche e i criteri del modello così realizzato.

Il processo che ha portato alla realizzazione del modello per le analisi lineari e non lineari può essere costituito da 3 fasi principali, che corrispondono nella fattispecie alle tre fasi di lavoro sui software impiegati durante la realizzazione del modello:

- 1) Rappresentazione dello stato di fatto in AUTOCAD (*piante arch, sezioni arch, e piante strutturali*) a partire dai rilievi fatti in sito;
- 2) Realizzazione del modello 3D delle geometrie e contestualmente del modello analitico strutturale in REVIT v.2019;
- 3) Perfezionamento del modello analitico (importato da REVIT) e preparazione del modello alle analisi in MIDAS GEN v.2019.

FASE 1:

La prima fase per la determinazione del modello di analisi ha considerato in maniera molto semplice la “digitalizzazione” del progetto. Tale operazione si è concretizzata nella rappresentazione grafica delle geometrie 2D dell’edificio in funzione dei rilevamenti fatti in sito. In particolare, come prima operazione si è partiti dal riferimento delle piante

catastali importandole in cad e ricopiandone le geometrie. Successivamente tali geometrie sono state messe a sistema con i rilevamenti svolti in sito aggiustandone spessori, orientamenti delle pareti, posizione delle aperture e più in generale ogni elemento non corrispondente.

In questa prima fase l'attenzione è stata rivolta a rappresentare tutti i singoli piani garantendone la maggior corrispondenza possibile soprattutto in considerazione degli step successivi che si sarebbero svolti. In particolare, in ogni pianta è stata fatta corrispondere l'origine del file CAD all'angolo Nord-Ovest del fabbricato in modo da poter lavorare in modalità Xreference tra le diverse piante.

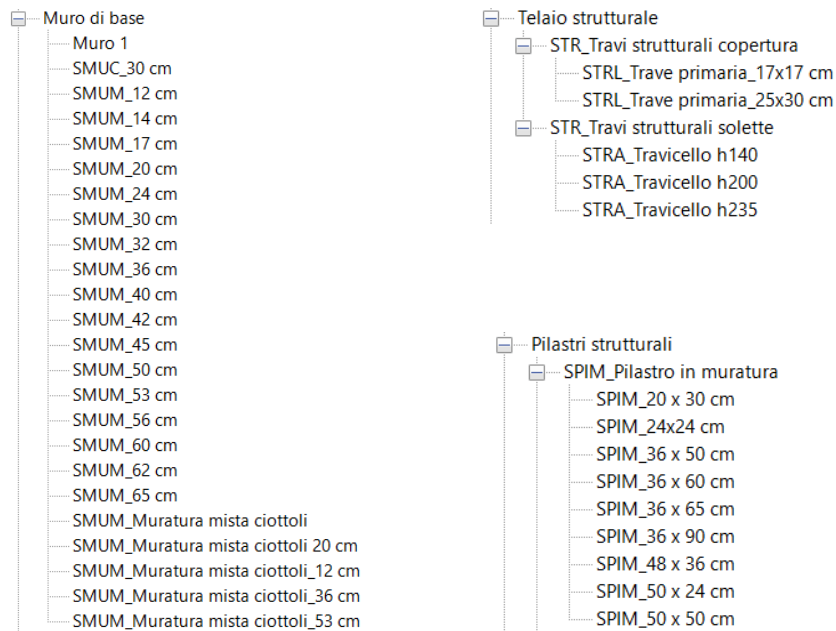
Tutte le piante dell'edificio sono state realizzate in singoli file .dwg per poterle successivamente importare singolarmente in Revit e procedere con la modellazione di tutti i piani. In ordine le prime piante realizzate sono state quelle architettoniche e contestualmente ne sono state realizzate le sezioni; successivamente sono state poi realizzate delle piante "strutturali" rappresentanti la posizione delle putrelle nei diversi campi di solaio, infine, è stata realizzata la pianta di copertura B relativa al magazzino e una planimetria generale. Per le putrelle dei solai sono state indicate gli interassi e l'altezza sotto-trave rispetto al pavimento.

Gli elaborati realizzati sono visibili agli allegati B1 e B2.

FASE 2:

La seconda fase si è concretizzata con la realizzazione del modello 3D delle geometrie in Revit. Prima di affrontare la pura modellazione c'è stato un importante lavoro preliminare che ha riguardato la realizzazione di un apposito "template" di base al fine non creare problematiche durante la modellazione degli elementi, ed in particolare la scelta di alcuni criteri da seguire proprio per la modellazione. Nel template di base sono state preventivamente impostati i livelli dei singoli piani e tutte le famiglie corrispondenti ai singoli elementi rilevati al fabbricato, in particolare, setti e pilastri in muratura, travicelli in ferro e travi in legno.

Per il posizionamento dei livelli fuori terra si è potuto far riferimento a quanto rilevato in sito mentre per quelli sotto quota zero si sono fatte delle ipotesi in considerazione delle pratiche costruttive dell'epoca.



La nomenclatura dei singoli elementi segue un preciso standard di modellazione in ambiente BIM:

- *S(strutturale)-MU(muro)-M(muratura)_Spessore;*
- *S(strutturale)-TR(trave)-L(legno)_Dimensioni;*
- *S(strutturale)-TR(trave)-A(acciaio)_Dimensioni;*
- *S(strutturale)-PI(pilastro)-M(muratura)_Dimensioni.*

Ugualmente per i livelli è stata seguita un' apposita nomenclatura in merito:

- *(XX)_n°progressivo piano_SL(Structural Level)_nome identificativo del piano*
- *(XX)_n°progressivo piano_FL(Finishes Level)_nome identificativo del piano*

Definito quindi il template di base si è reso necessario fare alcune considerazioni preventive al fine di capire quali elementi sarebbe stato utile modellare in considerazione dello scopo finale delle analisi. Queste scelte hanno condizionato non solo la composizione del modello finale per le analisi ma il tipo e il numero delle verifiche da svolgere in seguito.

I criteri principali adottati per la modellazione sono stati 4:

- Spessore delle pareti in muratura:

Come visibile nelle piante all'*allegato 2* il rilievo a portato alla luce molte pareti a spessore variabile lungo il loro sviluppo, in questi casi è stato considerato a fini di sicurezza di modellare tali pareti con uno spessore pari al minore rilevato lungo la parete, e con tale spessore è stata modellata la parete dalle fondazioni fino in copertura.

- Orizzontamenti interpiano:

In considerazione di quanto osservato durante il sopralluogo in sito e in considerazione delle pratiche costruttive dell'epoca (anni 20'-30') non si può considerare la presenza di un vero piano rigido per gli orizzontamenti. Vista la modalità costruttiva degli orizzontamenti si è scelto di rappresentarne solo i travicelli ai quali saranno applicati dei carichi distribuiti rappresentanti i carichi del solaio.

- Copertura A zona abitazione:

In merito alla copertura non è stato possibile valutare alcun elemento costituente ed è stato considerato che la sua tecnologia possa essere rappresentata da muricci e tavelloni a supporto di un sistema di travi che sostiene il rivestimento in coppi. Come indicato al par 5.1 in merito all'analisi dei carichi, non avendo informazioni a riguardo si è scelto di valutarne la presenza considerando un carico distribuito su tutta la superficie di 3 KN/m^2 . Tale valore si aggiungerà ai carichi valutati per i solai dell'ultimo piano (piano secondo) e conseguentemente ai carichi distribuiti applicati ai travicelli.

[carico di un singolo travicello]

- Copertura B zona deposito/magazzino:

Riprendendo quanto esplicitato al par. 4 in merito alle travi in legno, per identificare quali elementi modellare si è valutato lo schema statico della copertura. Le travi principali sono le uniche ad avere un effettivo contatto con i pilastri a sostegno dell'intera copertura; tutte le successive orditure di travi (II, III e IV) sono sostenute dalle primarie secondo un assetto isostatico in quanto tutte risultano semplicemente in appoggio l'una sull'altra. Per tanto si è deciso di calcolare il peso della copertura a m^2 e di caricare le travi principali secondo un carico distribuito relativo all'area di influenza che compete alla trave considerata.

[carico travi primarie]

Stabiliti i criteri di modellazione si è proceduto ad importare piano per piano le singole piante dell'edificio e a procedere con la modellazione; l'importazione in sé è stata agevolata dai file .dwg creati precedentemente grazie alla corrispondenza con l'origine all'interno dei file CAD.

La modellazione di tutti gli elementi è stata eseguita progressivamente piano per piano fino a raggiungere il livello di copertura. Prima sono realizzate tutte le murature portanti, il setto in c.a. perimetrale e tutte le aperture dell'edificio; successivamente sono state posizionate tutte le putrelle nei campi di solai e le travi in legno della copertura del magazzino/deposito.

L'obiettivo finale della modellazione era la creazione del modello analitico da poter esportare successivamente per le analisi FEM, per tanto, si è perseguito il corretto posizionamento degli elementi analitici piuttosto che valutare l'aspetto estetico del modello.

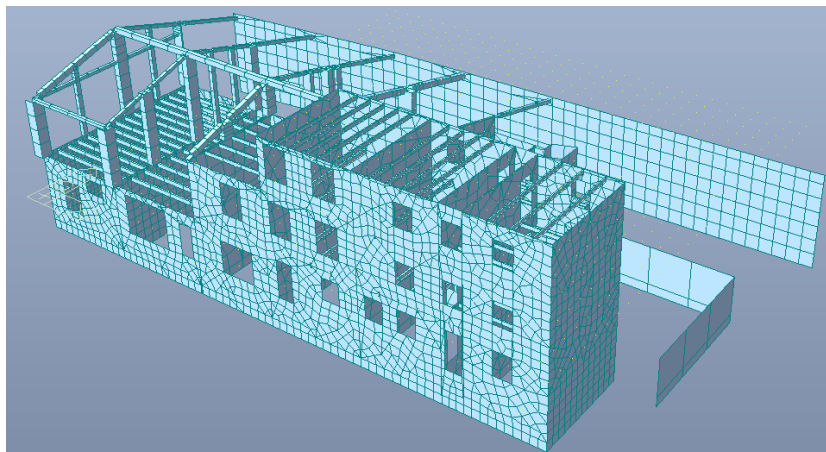
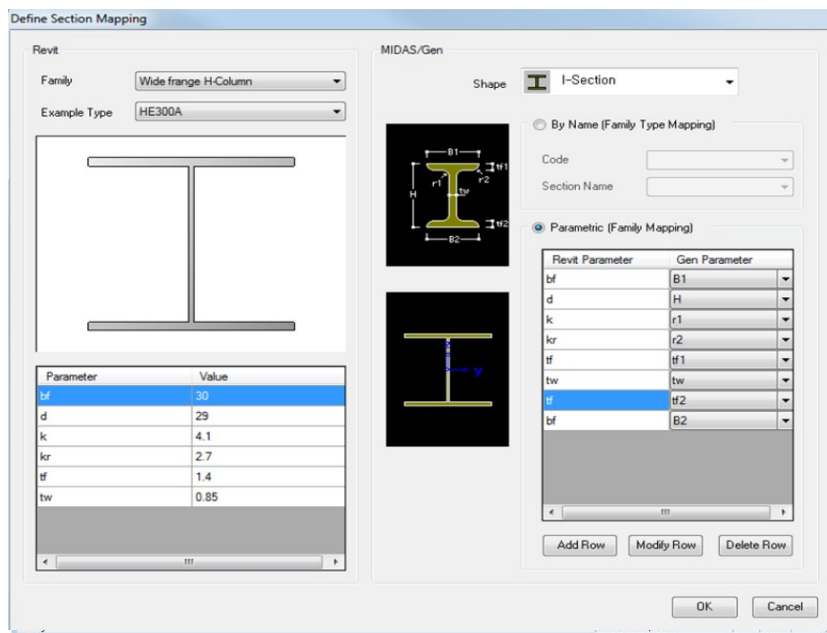
Il risultato raggiunto in merito alla modellazione delle geometrie è il seguente:

[FOTO DEL MODELLO REVIT]

FASE 3:

La terza e ultima fase ha compreso l'importazione del modello analitico in MidasGen e il perfezionamento dello stesso ai fini delle analisi.

Grazie al *modulo aggiuntivo* di Revit messo a disposizione per MidasGen è possibile esportare direttamente il modello analitico in un formato apposito “.mgt” leggibile da Midas. *In tale file vengono rappresentati tutti gli elementi modellati in Revit attraverso i nodi costituenti il modello analitico costruito, nonchè tutte dimensioni in merito a sezioni, spessori e altezze degli elementi.* Può capitare come nel caso in esame che venga richiesto di modificare a mano eventuali parametri che non vengano trasformati in automatico dal tool. Per ottenere il modello in Midas basta importare semplicemente il file “.mgt” all'interno del software.

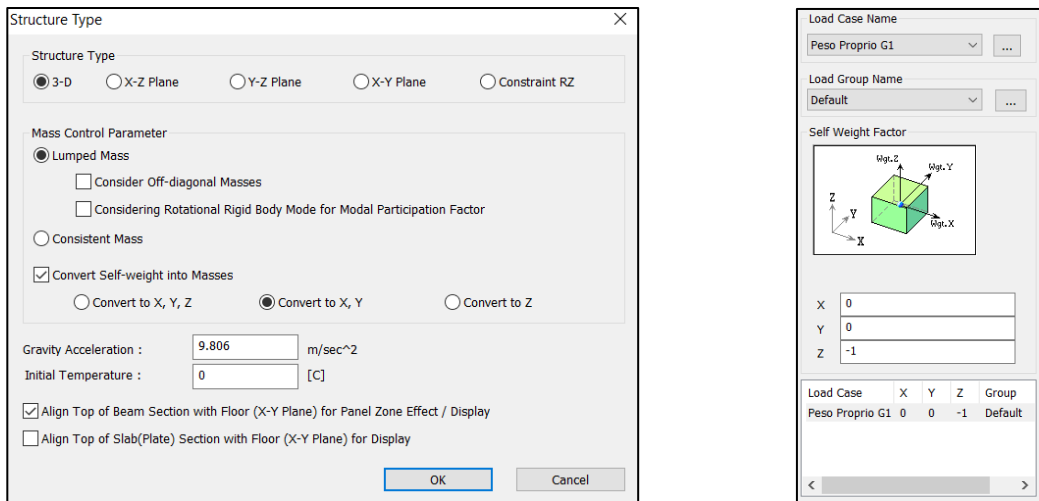


Con l'importazione del modello sono state mantenute le sezioni su tutti gli elementi ed in particolare in automatico tutti gli elementi "muro" di Revit sono stati convertiti in elementi "plate" per Midas, e questo è stato in generale un vantaggio in quanto le analisi FEM sono state condotte proprio su elementi plate.

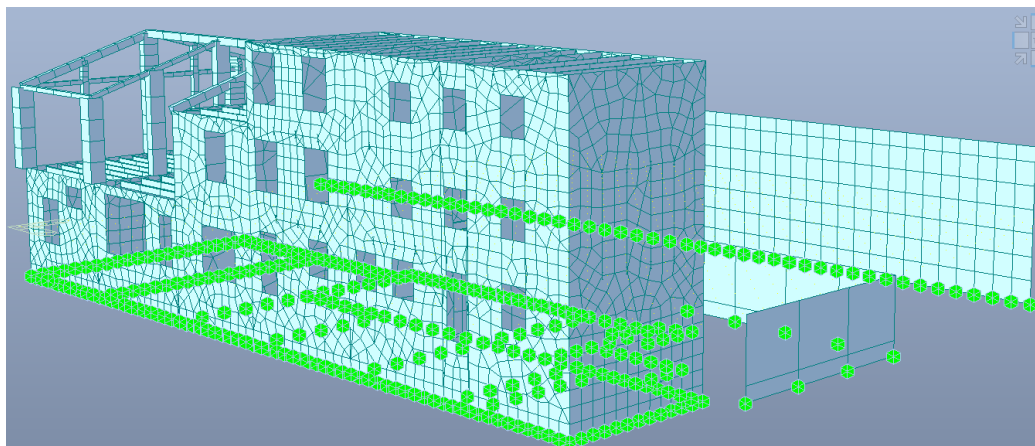
Di seguito vengono elencate le principali proprietà in MidasGen con cui è stato settato il modello per le analisi:

- Structure type: *conversione in dir. x,y, del peso proprio in masse;*

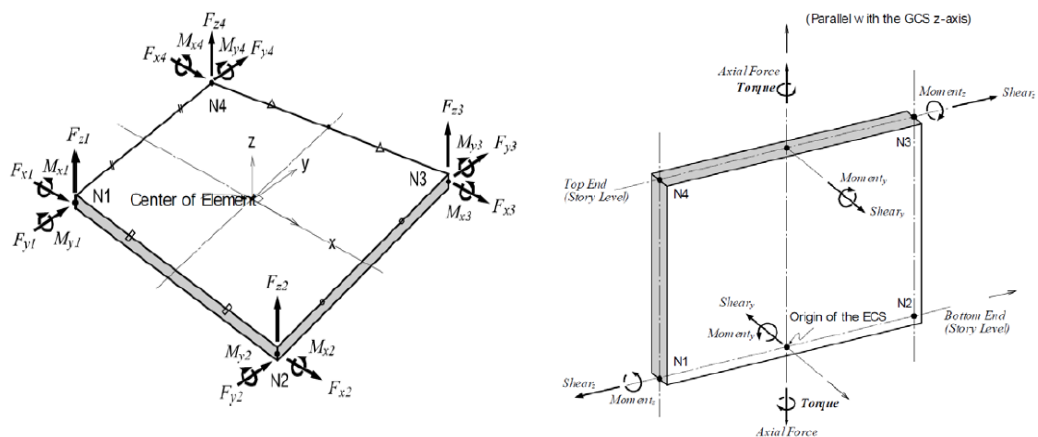
- Self Weight: viene impostato il vettore in direzione Z(-1) al fine di considerare la verticale per i pesi propri degli elementi;



- Story data: per i livelli già importati da Revit è stata impostata l'opzione di non considerare i diaframmi di piano. Tale scelta è derivata dall'analisi fatta in loco in merito ai solai, infatti, è stata rilevata una minima cappa di completamento per compensare lo spessore tra voltine ed estradosso, il che non evidenzia i termini per poter considerare un piano rigido;
- Load to masses: come dice la parola stessa tale opzione permette di trasformare i carichi in masse utili alla valutazione delle azioni sismiche. Vengono infatti trasformati il G1, il G1 e la quota parte 0,3 dei variabili Q;
- Boundaries: sono le condizioni di vincolo con cui determinare le reazioni vincolari del modello. Nel caso in esame verrà considerato un vincolo di incastro in tutti i nodi alla base dell'edificio;



- Beam End Release: *permette di indicare il tipo di vincolo alle estremità degli elementi beam. Nel caso in esame è stato utilizzato per le travi in legno della copertura B al fine di considerare vincoli di appoggio semplice sui pilastri in muratura.*
- Proprietà elementi plate: *questo elemento permette di rappresentare i gradi di libertà della parete nel piano e fuori dal piano. Le proprietà assegnate ad ogni plate sono state lo spessore, il materiale e la tipologia di plate, se "thin" o "thick". Nel caso in esame è stata scelta la seconda la quale è in grado di cogliere la deformabilità a taglio della piastra (setto in questo caso).*



7. Metodi di analisi

Nel seguente paragrafo verranno descritti i metodi di analisi adottati per la verifica alle azioni orizzontali, in particolare, ne verrà indicato l'approccio e ne saranno contestualmente indicate le verifiche svolte sui singoli elementi. Considerando le diverse tipologie di verifica in merito a elementi metallici ed elementi in legno, al fine di non appesantire la trattazione, non verranno descritte nel seguito le verifiche SLU sviluppate, ma si rimanderà alla normativa con il riferimento alla singola verifica.

7.1 Verifica alle azioni non sismiche

Il primo metodo di verifica riguarda la risposta del fabbricato nei confronti delle azioni verticali. L'§8.3 delle NTC definisce che la verifica di sicurezza può essere eseguita in riferimento ai soli SLU.

In linea generale ci si è approcciati a tutti i metodi di verifica considerando di dover verificare un edificio a struttura portante in muratura e di conseguenza rifacendosi a quanto esposto al §C8.7.1. Per gli elementi secondari quali putrelle in metallo e travi in legno, si è sempre partiti da quanto indicato in merito alle costruzioni esistenti al §C8.7, per poi ricondursi alle verifiche SLU come definite nei rispettivi capitoli delle NTC (§4.2.4 per l'acciaio e §4.4.8 per il legno).

Verifiche agli Stati Limite Ultimi eseguite:

- Muratura:
 - pressoflessione fuori piano §7.8.2.2.1;*
 - pressoflessioni nel piano §7.8.2.2.3;*
 - taglio per azioni nel piano §7.8.2.2.4;*
 - carichi concentrati §6.3.1 Eurocodice6;*
 - pressoflessione e taglio (pilastri).*

- Elementi in metallo (putrelle):
 - flessione retta §4.2.4.1.2.3;*
 - taglio §4.2.4.1.2.4.*

- Elementi in legno (travi di copertura B):
 - flessione retta §4.4.8.1.6;*
 - taglio §4.4.8.1.9;*
 - trazione parallela alla fibra §4.4.8.1.1;*
 - compressione parallela alla fibra §4.4.8.1.3.*

7.1.1 Muratura:

Al §C8.7.1 viene indicata una possibile procedura di analisi per gli edifici in muratura, ed in particolare, vengono indicati i coefficienti parziali di sicurezza γ_m da adottare. Come indicato al §C8.7.1.1 nei riguardi delle azioni non sismiche è possibile rifarsi alle indicazioni per la progettazione delle nuove strutture al §4.5.6 delle NTC. Le formule necessarie alle verifiche di sicurezza sono riprese in particolare al §7.8.2.2 delle NTC:

- *Pressoflessione nel piano*

La condizione di rottura per pressoflessione nel piano è associata allo schiacciamento della muratura al lembo compresso delle sezioni estreme. Due condizioni importanti sono:

- resistenza a trazione nulla;
- distribuzione non lineare delle tensioni. [immagine]

La verifica si esegue confrontando il momento agente di progetto con il momento ultimo resistente. Lo studio del fenomeno è agevolato dall'utilizzo di un opportuno "stress-block" per le tensioni di compressione ($0,85 f_d$). Il momento ultimo resistente risulta:

$$M_u = \left(l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85f_d} \right)$$

dove:

M_u : momento corrispondente al collasso;

l : lunghezza complessiva della parete;

t : spessore della zona compressa della parete;

σ_0 : tensione normale media riferita all'area totale della sezione [$\sigma_0 = N/(l t)$]

- *Pressoflessione fuori piano*

Il momento ultimo per azioni perpendicolari è calcolato alla stregua del caso precedente assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore di resistenza pari a $0,85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione. Ci si rifà inoltre alla stessa formula portando come termine a quadrato lo spessore di parete.

$$M_u = \left(l \cdot t^2 \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85f_d} \right)$$

- *Taglio nel piano*

La normativa considera due differenti criteri di rottura a taglio per i pannelli: *fessurazione diagonale e taglio scorrimento*. Come si può notare dai parametri della muratura al par. 3, la normativa fornisce sin dall'inizio due parametri ben distinti in merito alla resistenza a taglio i quali vengono infatti usati rispettivamente per verificare le due modalità di rottura. Viene lasciata dunque libera scelta sul fenomeno da verificare in funzione sulle caratteristiche del fabbricato. [immagine]

A tal riguardo si considera che la verifica di taglio-scorrimento al §7.8.2.2 sia riconducibile a strutture “nuove”, a differenza invece della verifica per fessurazione diagonale al §C8.7.1.3.1.1 che si può considerare propriamente applicabile per strutture esistenti. Considerando l'età del fabbricato è dunque plausibile accreditare maggiormente il secondo criterio.

Ai fini dell'elaborato nei confronti delle azioni non sismiche verranno verificate entrambe le modalità.

Nel caso di rottura per *fessurazione diagonale* la capacità a taglio vale:

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

dove:

l: è la lunghezza del pannello;

t: spessore del pannello;

σ_0 : è la tensione normale media riferita all'area totale della sezione [$\sigma_0 = N/(l t)$]

f_{td} e τ_{0d} : sono rispettivamente i valori di resistenza a trazione per fessurazione diagonale e resistenza a taglio ($f_t = 1,5 \tau_0$);

b: è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque compreso tra 1 e 1,5.

Nel caso di rottura per *taglio-scorrimento* la capacità a taglio vale:

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

dove:

l' : lunghezza della parte compressa della parete ottenuta sulla base di un diagramma lineare delle compressioni in assenza di resistenza a trazione;

t : spessore della parete;

$$f_{vd} = f_{yk}/\gamma_M:$$

In riferimento a §11.10.3.3 in presenza di tensioni di compressione la resistenza a taglio della muratura è definita secondo:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_n$$

dove:

f_{vk0} : resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali⁵⁴;

σ_n : tensione normale media dovuta ai carichi agenti nella sezione di verifica.

- *Carichi concentrati*

Per la verifica ai carichi concentrati si è fatto riferimento al §6.1.3 dell'Eurocodice 6 in merito alla progettazione di strutture in muratura.

Il valore di progetto di un carico verticale concentrato N_{Edc} deve essere minore o uguale al valore di progetto della resistenza ai carichi concentrati della parete N_{Rdc} .

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc}$$

Il valore di resistenza nei confronti di un carico concentrato è valutato come:

$$N_{Rdc} = \beta A_b f_d$$

$$\beta = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c}\right) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}}\right)$$

dove:

β : un fattore di miglioramento per carichi concentrati; $(1,25 + \frac{a_1}{2h_c} \leq \beta \leq 1,5)$;

a_1 : distanza dalla fine della parete al bordo più vicino all'impronta del carico;

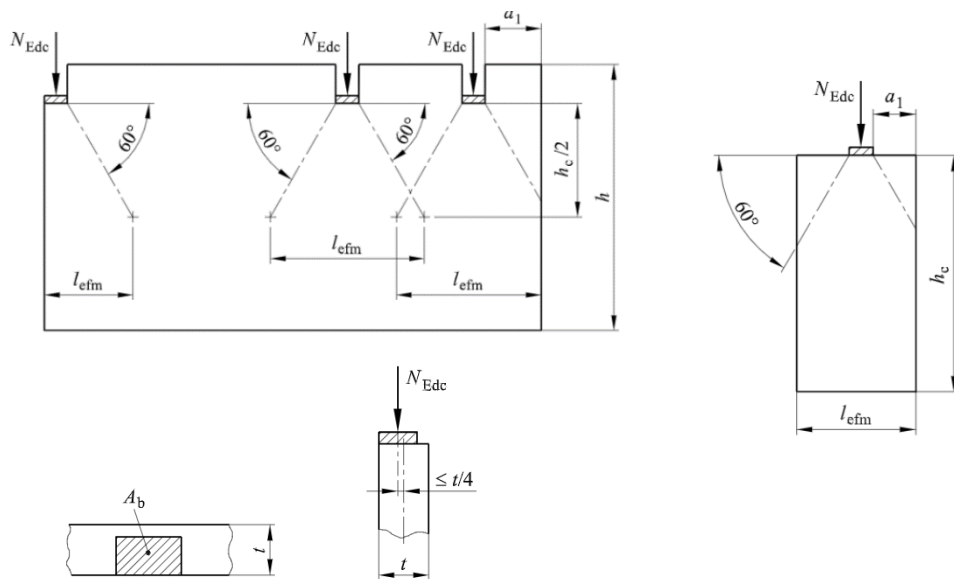
h_c : altezza di parete a livello del carico;

A_b : area dell'impronta di carico;

A_{ef} : area portante effettiva = $I_{efm} \times t$

⁵⁴ Corrisponde al valore di resistenza a taglio f_0 ricavato dalla Tab. 8.5.I per la muratura.

l_{efm} : lunghezza effettiva della parete portante determinata a metà dell'altezza h_c di parete;
 A_b/A_{ef} non deve essere maggiore di 0,45.



- *Pressoflessione di taglio e pilastri*

Per la verifica dei pilastri ci si rifà alle formule descritte precedentemente per i setti in muratura. Nello specifico su queste verifiche non è possibile fare delle considerazioni in merito alla sezione dei pilastri, in quanto questi sono modellati come elemento “beam” in MidasGen. Nello specifico della verifica al taglio è stata usata la medesima formula del taglio scorrimento riferita però a tutta la sezione. Su questo tema è stato consultato anche il D.M. 87, il quale indica al §2.4.2.3.2 come effettuare tale verifica agli stati limite.

La formula enunciata dal D.M: ($V_d \leq \beta f_{vd} A$) considera quindi la resistenza a taglio come il prodotto di una tensione di resistenza per l'area della sezione, con in più un coeff. che tenga conto della possibile parzializzazione della sezione (il D.M. definisce inoltre come valutarlo in funzione dell'eccentricità, e si aggira intorno al valore 1).

Non avendo dunque informazioni a riguardo delle sezioni, si è scelto di rifarsi allo stesso metodo di verifica precedente.

7.1.2 Elementi in metallo (travicelli in ferro):

Gli elementi oggetto delle verifiche corrispondono nella realtà del fabbricato ai travicelli degli orizzontamenti dell'intero complesso. Si è deciso di analizzarli singolarmente nel rispetto di quanto indicato al §4.2.2 in merito alla verifica di sicurezza. Nel caso specifico

del fabbricato in esame, la resistenza, la funzionalità, durabilità e robustezza possono essere garantite verificando gli SLU. Di conseguenza si sono valutate le verifiche secondo il §4.2.4.1.

Si specifica che essendo le putrelle di *classe 2* si adotterà un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{M0} = 1,05$.

7.1.3 Elementi in legno (travi di copertura B):

In questo caso gli elementi oggetto delle analisi sono le travi di copertura del magazzino/deposito del secondo corpo del complesso. Come per i casi precedenti degli elementi metallici, si è deciso di valutare singolarmente questi elementi in riferimento alla valutazione di sicurezza indicata al §4.4.1 delle NTC. La valutazione della sicurezza verrà dunque svolta secondo il metodo degli stati limite, ed ugualmente, resistenza, rigidità, funzionalità, durabilità e robustezza sono verificate nel rispetto degli SLU. Le verifiche sono dunque svolte in riferimento al §4.4.8.

In merito a tali verifiche si sono assunti i seguenti parametri:

Classe di durata carico	permanente
Classe di servizio	I
Tipologia legno	massiccio
γ_M	1,5
k_{mod}	0,6

7.2 Considerazioni sul metodo di verifica per le azioni orizzontali

Continuando a seguire la procedura di verifica indicata al §C8.7.1 per le murature, una volta verificate le azioni non sismiche si procede verificando la risposta “globale” del fabbricato nei confronti delle azioni sismiche, in particolare, considerando il comportamento per azioni nel piano medio delle pareti. Bisogna però ricordare quanto indicato al punto §8.7.1 delle NTC, cioè che la verifica di sicurezza deve essere sviluppata sia nei confronti dei meccanismi globali, sia nei confronti di quelli locali.

La verifica dovrà essere condotta rispetto agli stati limite e sarà in accordo al §7.3.5 delle NTC. Indipendentemente dal tipo di analisi la risposta sarà calcolata unitariamente per le due componenti in X e Y, applicando l’espressione:

$$1,00 E_x + 0,3 E_y$$

Gli effetti più gravosi saranno determinati considerando l'involuppo di tutte le combinazioni sismiche ottenute facendo permutare i coefficienti numerici e i segni dei singoli termini, nonché considerando l'eccentricità in merito ad ogni direzione (per un totale di 32 combinazioni). In accordo con il §7.2.2 non verrà valutata la componente verticale del sisma.

Analisi globale:

Volendo considerare prima la risposta globale dell'edificio bisogna verificare innanzitutto se questo sia in grado di ricondurre la sua risposta ad un comportamento di tipo scatolare, in quanto la ripartizione delle forze orizzontali passa dalla rigidità dei solai nel proprio piano medio e dal collegamento degli stessi con le murature dell'edificio. Relativamente all'edificio trattato tale condizione non è riscontrabile, infatti, *in considerazione delle pratiche costruttive del passato, e in virtù della tipologia dei solai rilevata "orizzontamento con travicelli in ferro, voltine in laterizio e cappa di completamento", si presume che i solai siano stati realizzati ammorsando semplicemente le putrelle nei setti e costruendo in seguito il pacchetto del solaio.*

[disegni esplicativi]

Considerata per tanto tale condizione, e quindi in mancanza di un comportamento d'insieme (o scatolare), *la verifica sismica "globale" potrà essere svolta attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali su macro-elementi, purchè le forze sismiche siano coerentemente ripartite sui singoli elementi.*

(Rientrano in questa categoria tipicamente edifici con numerosi modi di vibrare, e come si vedrà nell'analisi dinamica lineare questa è una condizione rilevata per l'edificio considerato).

Analisi locale:

Negli edifici in muratura a causa dell'azione sismica possono avvenire collassi parziali per perdita di equilibrio di porzioni murarie. I meccanismi locali si attivano generalmente per azioni perpendicolari al loro piano medio ma anche per azioni nel loro piano medio.

Riguardo tali meccanismi va considerata la qualità della tessitura muraria, degli ammorsamenti tra le pareti, delle connessioni tra orizzontamenti e solai, nonché le eventuali interazioni con altri elementi costituenti del fabbricato.

La verifica di questi può essere eseguita attraverso l'analisi dei cinematismi di corpo rigido, la quale verrà anche usata per la verifica a pressoflessione fuori dal piano per l'edificio considerato.

(Queste considerazioni appena indicate hanno portato a concludere la metodologia da applicare per le verifiche sismiche dei singoli elementi dell'edificio).

- Muratura:

Non potendo eseguire un'analisi globale sul fabbricato le verifiche sismiche saranno analizzando localmente le singole pareti in muratura. In particolare, la prima verifica sarà relativa ai *meccanismi locali (meccanismi di primo modo)* al fine di indagare il comportamento delle pareti per azioni perpendicolari al loro piano medio, mentre la seconda sarà di push-over, sarà utilizzata al fine di valutare i *meccanismi di secondo modo* relativi al comportamento per azioni nel piano medio delle pareti. Su questo secondo punto è stata fatta un'attenta valutazione al fine di capire in che modo svolgere le verifiche:

La struttura in muratura allo stato di fatto è caratterizzata da una bassa capacità di plasticizzazione, o meglio, è caratterizzata da una bassa capacità di poter dissipare energia deformandosi e quindi redistribuire le azioni al suo interno, e questo è chiaramente relativo alla tecnologia presente per struttura portante. Inoltre, per questa tipologia di edifici non recenti in muratura, dove non sono state sicuramente utilizzate le più recenti norme tecniche antisismiche in merito alle murature, non sono presenti adeguate connessioni tra i diversi setti, tra setti e orizzontamenti e anche tra setti ed elementi di copertura.

In questi edifici il raggiungimento al collasso di un elemento o di una porzione dell'edificio sviluppa generalmente come un "effetto a catena" che porta al progressivo collasso delle zone nel suo intorno.

Per tanto, al fine di verificare l'edificio alle azioni orizzontali si considera ragionevole adottare un metodo che permetta di identificare il setto o i singoli setti maggiormente sollecitati nelle direzioni principali del sisma ed effettuarne dunque la verifica alle azioni

orizzontali; l'identificazione di questi setti si svolgerebbe nel caso in esame mediante l'analisi dinamica lineare. A motivarne la scelta si consideri anche questo aspetto:

il raggiungimento del collasso per un pannello può essere ricondotto al rapporto tra la forza agente e la resistenza dello stesso, per tanto non è plausibile dire erroneamente a priori, che il pannello più sollecitato sia riconducibile a quello di minor spessore; la massima sollecitazione dipende da più fattori, tra cui la rigidità dei singoli pannelli che permette la "ripartizione proporzionale" del taglio globale agente sulla struttura.

- Elementi metallici (putrelle) ed elementi in legno (travi di copertura B):

In riferimento al §C8.7.2 alcune considerazioni relative ad edifici interi possono essere considerate anche per singoli elementi strutturali. A tal fine si valuta che gli effetti dell'azione sismica possano essere valutati secondo il §7.3 delle NTC.

I metodi di analisi possibili si dividono in lineari e non lineari; considerando però che si stanno trattando singoli elementi risulta più ragionevole svolgere un'analisi di tipo lineare. Come esposto in seguito l'analisi sarà del tipo *dinamica lineare*.

Tale scelta deriva anche dal fatto che tutti gli elementi sono inseriti all'interno di un modello generale dell'edificio.

7.3 Verifica alle azioni sismiche – Analisi Dinamica Lineare

Con questo tipo di analisi l'equilibrio della struttura viene trattato dinamicamente. In generale lo scopo finale consiste nel determinare la risposta complessiva della struttura al fine di poter determinare le azioni complessive a cui sono sottoposti i singoli elementi, in riferimento al §7.3.2. e al §C7.3.3.1.

I punti principali della dinamica lineare consistono in:

- determinazione dei modi di vibrare della struttura (analisi modale);
- calcolo degli effetti indotti dall'azione sismica in funzione dello spettro di risposta, per ciascuno dei modi di vibrare;
- combinazione degli effetti dei diversi modi per trovare la risposta complessiva.

Per una definizione accurata dell'azione sismica è necessario considerare un numero di modi tale da rilevare una massa partecipante almeno dell'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, la combinazione consigliata dalla norma e per tanto seguita è la CQC (Complete Quadratic Combination), §7.3.3.1 e §C7.3.3.1.

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

Verifiche agli Stati Limite Ultimi eseguite:

Dove non è indicato il riferimento alla normativa ci si rifà alle rispettive verifiche per i casi precedenti.

- Muratura:

pressoflessione e taglio pilastri;

- Elementi in metallo (putrelle):

flessione retta (asse forte);

flessione retta (asse debole);

taglio;

trazione/Compressione §4.2.4.1.2.1 e §4.2.4.1.2.2,

presso/tenso flessione retta §4.2.4.1.2.7;

presso/tenso flessione biassiale §4.2.4.1.2.8.

- Elementi in legno (travi di copertura B):

flessione retta;

taglio,

trazione parallela alla fibra;

compressione parallela alla fibra;

tensoflessione §4.4.8.1.7;

pressoflessione §4.4.8.1.8.

7.4 Verifica alle azioni sismiche – Meccanismi Locali

Secondo il §C8.7.1.2.1 ogni meccanismo locale di corpo rigido può essere descritto da un insieme di blocchi murari considerati indeformabili, tra loro collegati attraverso vincoli interni ed elementi di connessione che simulano ad esempio gli ammorsamenti murari; sono presenti anche vincoli esterni che simulano il collegamento della porzione interessata con il resto della costruzione. L'insieme di tutti i vincoli deve essere tale da ricondurre ad una catena cinematica ad un grado di libertà, il cui atto di moto possa essere descritto da un parametro di spostamento (o rotazione) virtuale infinitesimo. L'analisi dei meccanismi locali valuterà dunque i cosiddetti secondo la letteratura *meccanismi di primo modo* inerenti alle pareti.

Le ipotesi a monte di queste analisi sono:

- resistenza a trazione della muratura nulla;
- Scorrimento tra blocchi assente;
- Resistenza a compressione infinita.

Oltre a queste è possibile considerare altre condizioni per garantire un risultato più realistico, tra cui come si considererà nel caso in oggetto: la valutazione dei collegamenti tra i diversi elementi del fabbricato e la limitata resistenza a compressione con conseguente arretramento della cerniera plastica.

La verifica può essere eseguita secondo un approccio statico (lineare cinematico o non lineare cinematico) o dinamico non lineare, nello specifico dell'edificio considerato ci si rifarà ad un *approccio statico di tipo lineare cinematico*.

- *Analisi con approccio cinematico lineare §C8.7.1.2.1.1:*

L'analisi si basa sulla valutazione dell'azione sismica orizzontale in grado di attivare il cinematiso considerato. La verifica consiste nel confronto tra l'accelerazione necessaria per attivare il cinematiso e la massima accelerazione al suolo relativa allo Stato Limite di interesse. In particolare, è richiesto il calcolo del “*moltiplicatore di attivazione*” del meccanismo locale “ α_0 ” per effettuare la verifica nei confronti del SLV attraverso il fattore di comportamento “ q ”. Considerando una singola parete, se si ipotizzano più meccanismi locali, si terrà conto come auspicabile del moltiplicatore minore valutato.

Questi approcci, non solo il lineare che si tratterà, derivano dalla considerazione che l'azione sismica viene (può) essere vista come un sistema di forze orizzontali agente sulla

singola parete, dove le forze di questo sistema sono proporzionali ai singoli carichi agenti sulla quella parete.

Come indicato al C8.7.1.2.1.6 per la verifica al SLV e SLC in genere si usano metodi non lineare, ma, la verifica al SLV può essere condotta con metodo lineare e fattore di comportamento q .

Tali procedure si adattano meglio a considerare meccanismi nei quali gli spostamenti dei punti dei corpi rigidi rimangano paralleli ad uno stesso piano, nel caso in esame, viene considerata tale ipotesi, in quanto si presume che non ci siano adeguati ammorsamenti tra i singoli setti, e pertanto eventuali azioni fuori piano comporterebbero il movimento di tutti i punti della parete.

Verifica dello SLV con fattore di comportamento "q":

L'accelerazione al suolo $a_{g,SLV}$ (§C.8.7.1.2.1.7) può essere calcolata moltiplicando per un fattore di comportamento "q" l'accelerazione valutata per lo SLD ($a_{g,SLD}$), attraverso l'equazione relativa a meccanismi locali vincolati alla struttura principale (§C.8.7.1.2.1.5):

$$a_{Z,SLD} = \frac{\alpha_0 g}{e * FC}$$

dove:

g : accelerazione di gravità;

e^* : frazione di massa partecipante che può essere valutato in considerazione degli spostamenti virtuali dei singoli punti;

FC : fattore di confidenza.

Non avendo eseguito analisi specifiche sui materiali e avendo dedotto tutte le ipotesi fatte da un'analisi visiva, a fini precauzionali è stato considerato un fattore di comportamento $q = 1,5$. La norma nel caso considera invece un fattore $q = 2$.

Per concludere la verifica di ogni cinematismo, l'accelerazione trovata ($a_{g,SLV}$) deve essere confrontata con l'accelerazione di riferimento a_g del sito relativamente allo SLV, come indicato al §3.2 delle NTC.

Come suggerito dalla norma ci si è riferiti ad apposita letteratura esterna al fine di poter individuare i meccanismi locali esistenti e individuare quelli riconducibili all'edificio analizzato. In particolare, si è visionato per tanto un allegato alle Linee Guida redatte nel 2009 per il terremoto in Abruzzo (Protezione civile/Reluis). Anche il calcolo dei meccanismi dopo essere stato eseguito a mano è stato verificato con l'aiuto di un apposito foglio Excel redatto in tale occasione, integrato contestualmente con la normativa attuale.

Verifiche locali eseguite:

- Muratura:

ribaltamento semplice di parete (pressoflessione fuori piano secondo §C8.7.1.2);

ribaltamento cuneo diagonale;

sfondamento parete del timpano.

Ribaltamento semplice di parete:

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di esse rispetto ad assi prevalentemente orizzontali in corrispondenza della base, che percorrono l'elemento sollecitato da azioni fuori dal piano.

Tale meccanismo, in relazione al caso in esame, viene favorito da condizioni quali:

- Assenza di vincolo in sommità;
- Assenza di collegamento alle pareti ortogonali;
- Assenza di cordoli o catene ai piani;
- Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati;

[foto – disposizione a 3 Alto sx: foto reale, dx: meccanismo, basso sx: formula]

Ribaltamento cuneo diagonale:

Il ribaltamento si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali rispetto ad assi orizzontali, con il trascinarsi di parte della parete ortogonale collegata. Tale condizione riguarda in genere l'ultimo piano dell'edificio.

Ai fini dell'elaborato, nonostante l'ipotesi di trascinarsi, si è voluto condurre tale verifica in corrispondenza di un solo punto in particolare dove la copertura B del deposito/magazzino risulta spingente su un setto in muratura.

[foto – disposizione a 3 Alto sx: foto reale, dx: meccanismo, basso sx: formula]

Sfondamento della parete del timpano:

Il meccanismo considera l'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete del timpano per azioni fuori dal piano. In genere tale cinematismo è provocato dall'azione ciclica di martellamento della trave di colmo della copertura, infatti questa, può trasferire sul timpano un'elevata azione orizzontale provocando il distacco di macro-elementi e indurre condizioni di instabilità. Il cinematismo è valuto in modo simmetrico rispetto al timpano, in particolare, rispetto alla verticale passante per il colmo, si considera che le due porzioni (macro-elementi) possano ruotare insieme rispetto a delle cerniere inclinate le quali presentino un punto di contatto.

[foto – disposizione a 3 Alto sx: foto reale, dx: meccanismo, basso sx: formula]

7.5 Verifica alle azioni sismiche – Push-over

L'analisi di push-over è stata sviluppata al fine di indagare i *meccanismi di secondo modo* a cui risultano soggette le singole pareti, in particolare *pressoflessione e taglio nel piano*. Per il caso in esame al fine di poter valutare correttamente la quota parte di azioni orizzontali agenti sull'elemento considerato, si procederà conducendo il push-over sul modello globale dell'edificio ricavando poi i parametri utili alle verifiche in merito alle singole pareti considerate.

Considerando tale approccio ci si dovrebbe rifare, almeno nella prima parte della verifica a meccanismi globali §C8.7.1.3. A causa però della suddetta rigidezza trascurabile dei diaframmi, anche in questo caso l'analisi globale viene dunque ricondotta ad un'analisi dei singoli setti murari sottoposti alle azioni che gli competono (§C.8.7.1.3.1).

La verifica può essere eseguita con metodi lineari o non lineari. Tra i due, l'approccio non lineare scelto per questa analisi utilizza come criterio di verifica il confronto tra la domanda di spostamento e la corrispondente capacità relativa all'elemento considerato, in particolare quest'ultima, viene valutata su una curva curva taglio-spostamento.

Non potendo utilizzare i limiti di spostamento descritti nella norma in merito alla curva taglio-spostamento, essendo questi riferiti ad una valutazione di tipo globale, i limiti di

spostamento considerati per le singole pareti agli Stati Limite sono quelli descritti al §7.8.2.2 in riferimento alla pressoflessione e al taglio nel piano delle pareti.

Verifiche non lineari di Push-over eseguite:

- Muratura:
pressoflessione nel piano: *spostamento ultimo SLC pari a l'1% dell'altezza del pannello;*
taglio nel piano: *spostamento ultimo SLC pari al 0,5% dell'altezza del pannello.*

L'analisi statica non lineare è stata condotta secondo il §7.3.4.2 e al §C.7.3.4.2.

- pressoflessione e taglio nel piano delle pareti:

Il metodo dell'analisi di push-over permette di definire la curva di capacità di un elemento (riferita ad un punto di controllo) relativa ad una spinta orizzontale fatta crescere gradualmente sull'elemento fino al raggiungimento del collasso.

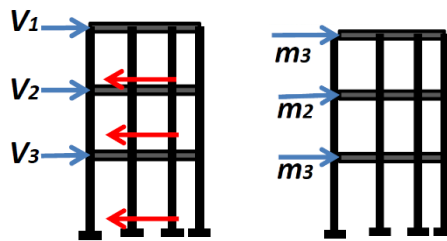
La vera e propria verifica non lineare si suddivide dunque in tre punti fondamentali:

- *applicazione di due profili di forze (fatti crescere gradualmente);*
- *identificazione della curva di capacità (lettura dei valori taglio-spostamento);*
- *verifica della compatibilità tra domanda e capacità di spostamento.*

Per i profili di forze da adottare la normativa impone l'utilizzo di almeno due distribuzioni di forze d'inerzia relative ai 2 gruppi illustrati. Per il caso in esame sono state considerate le seguenti distribuzioni:

- Gruppo 1 – distribuzione principale:
distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare.
- Gruppo 2 – distribuzione secondaria:

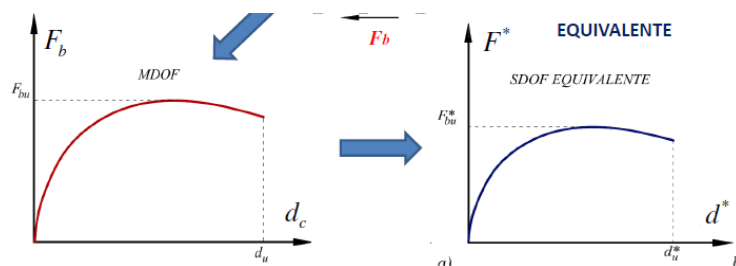
distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.



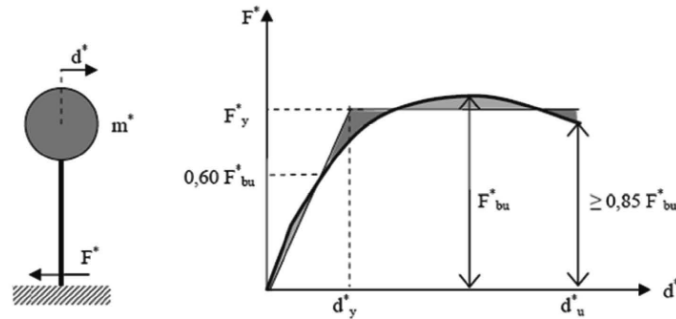
Stabiliti i due sistemi di forze da applicare, prima valutare le curve di capacità è necessario definire i criteri di non linearità. Passando ad un'analisi non lineare, si vuole dunque investigare il comportamento di un sistema, in questo caso le pareti in muratura, in campo plastico. La non linearità della muratura può essere valutata con diversi modelli presenti in letteratura, nello specifico del caso in esame si considererà una non linearità materica (mediante legame costitutivo STRUMAS).

Le curve di capacità relative ai singoli pannelli in muratura sono rappresentate dal binomio taglio-spostamento fino al raggiungimento del collasso. Il legame costitutivo (STRUMAS) induce ad ottenere delle curve di capacità di tipo incrudente, o meglio, non si noterà in campo plastico una diminuzione della resistenza. Per tanto la normativa stabilisce di valutare un limite massimo dove far terminare la curva di capacità relativa al sistema reale MDOF. Tutte le curve saranno fatte terminare in corrispondenza dello spostamento massimo corrispondente al collasso per pressoflessione e taglio.

Nello specifico della verifica svolta, al fine di considerare la condizione più stringente, viene adottato lo spostamento ultimo a taglio (in SLC) pari al 0,5% dell'altezza del pannello.



La domanda di spostamento è valutata confrontando la curva di capacità in funzione degli spettri di risposta ADSR (accelerazione-spostamento) relativi ai diversi Stati Limite. Gli spettri però sono generalmente riferiti a sistemi ad 1 gdl, per tanto, risulta impossibile per tanto valutare la risposta di un sistema reale (MDOF) direttamente con la sua curva di capacità. Risultava necessario ricondurre la risposta del sistema reale a quella di un sistema “equivalente” ad 1gdl (SDOF).



La forza F^* e spostamento d^* relative al sistema equivalente sono legate alle grandezze F_b e d_c del sistema reale:

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

dove Γ è il fattore di partecipazione modale valutato come:

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2}$$

dove:

m : massa relativa all' i -esimo piano

ϕ_i : autovettore normalizzato relativo al piano i -esimo

Per poter determinare la risposta del sistema risulta utile sostituire ad essa una curva bilineare costituita da soli due tratti uno elastico e uno perfettamente plastico. Si segue il *metodo A* basato sull'individuazione della domanda anelastica attraverso il principio di uguali spostamenti o uguale energia:

- il tratto elastico è ottenuto imponendo il passaggio per il punto $0,6 F_{bu}^*$ della curva SDOF;
- la forza di plasticizzazione F_y^* (e lo spostamento corrispondente d_y^*) si individua uguagliando le aree sottese rispettivamente dalla curva SDOF e dalla curva bilineare per lo spostamento massimo d_u^* . Tale procedura è stata sviluppata su

CAD iterando volta per volta la bilineare al fine di ottenere le uguaglianze delle aree;

[foto]

- viene determinato il periodo elastico del sistema bilineare $T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$

dove:

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \phi_n$$

$$k^* = \text{rigidezza del tratto bilineare } F_y^* / d_y^*$$

- Nel caso $T^* \geq T_c$ la domanda per il sistema anelastico è uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

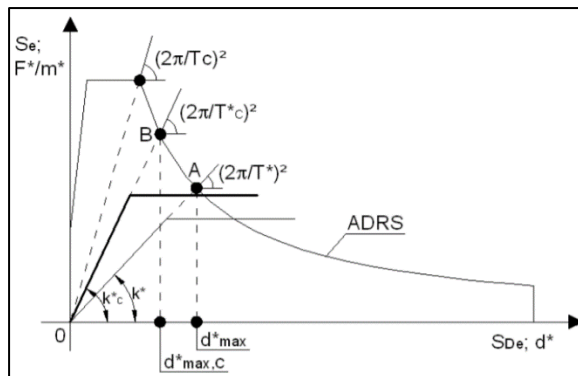
$$d_{max}^* = d_{e,max}^*$$

- Nel caso $T^* \leq T_c$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

- La domanda di spostamento per il sistema reale è valutata dunque come:

$$d_{max} = \Gamma d_{max}^*$$



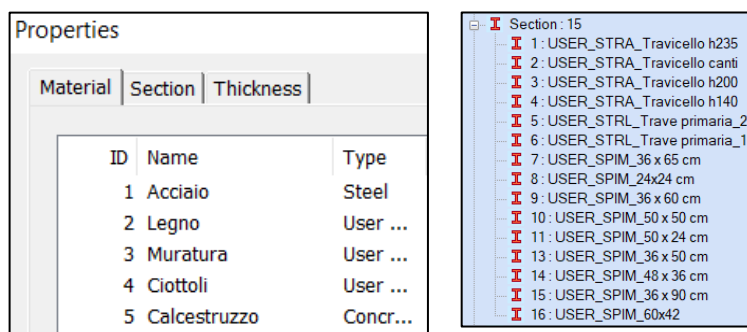
8. Verifiche

Nel seguente paragrafo verranno espone le modalità di verifica perseguite con il software di analisi FEM MidasGen a partire da modello descritto al par. 6, in particolare saranno preventivamente indicate le proprietà dei materiali usate per le verifiche e ne verranno quindi esposti i risultati. L'ordine per la rappresentazione dei risultati è il medesimo utilizzato al par. 7 per descrivere i metodi di analisi.

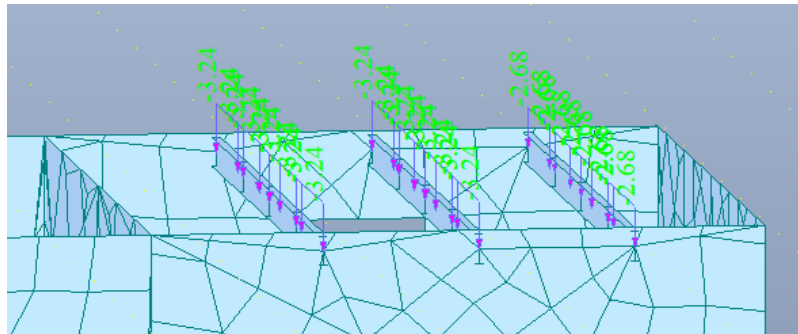
8.1 Proprietà dei materiali e verifiche preliminari al modello

Prima di iniziare con le vere e proprie verifiche è stata perseguita un'analisi preliminare del modello al fine di poterne testare effettivamente la bontà per le analisi, o meglio la sicurezza, il che si è concretizzato facendo una veloce lettura dei carichi verticali considerati dal software, avendo in poche parole la certezza che i carichi considerati per le analisi fossero esattamente quelli considerati al par. 3.

In una prima operazione una sono stati creati tutti materiali (lineari) relativi agli elementi presenti nel modello: muratura e ciottoli (per i setti), legno (per le travi), acciaio (per i travicelli dei solai) e calcestruzzo (per il muro perimetrale), ai quali sono state assegnate le caratteristiche al par.4. La seconda operazione ha visto invece l'assegnazione del tipo di "sezione" e degli "spessori" a tutti gli elementi; entrambe queste operazioni sono state eseguite con il comando "*change parameters element*" in MidasGen in quanto come già anticipato l'esportazione aveva già considerato tutte le dimensioni impostate nel modello Revit.



Impostati dunque materiali, sezioni e spessori si è proceduto all'applicazione dei carichi statici⁵⁵ G1 , G2 e variabili Q (tra cui neve e vento) come indicati al par. 5. In particolare, la neve è stata considerata come un carico omogeneo sulla copertura, e per tanto si è applicata direttamente ai travicelli costituenti del solaio di copertura, nel caso del vento invece l'azione è stata implementata automaticamente dal software tramite il comando "Wind Loads" impostando i parametri di riferimento al par. 5.2. In automatico verranno conteggiate le eccentricità in merito a questa azione.



Assegnati tutti i carichi verticali è stato possibile fare una lettura complessiva dei carichi assegnati da poter paragonare con un'analisi dei carichi fatta a mano. Di seguito viene rappresentata a titolo d'esempio lo stralcio dei travicelli del primo locale al Piano terra.

	Tipo trave:	n°	Lungh. [m] (singola trave)	A_sez [m2]	Volume [m3]	G1 [KN]	Carichi applicati [KN/m]		Tot. carico [KN]
PT (Locale 1)	T1	2	5,425	0,005384	0,0292082	2,34	G1	3,04	73,56
							G2	1,74	
							Q	2	
	T1	2	4,25	0,005384	0,022882	1,83	G1	3,04	57,63
							G2	1,74	
							Q	2	

Travi Acciaio:	h [mm]	A sez. [m2]
T1	200	0,002692
T2	235	0,004179
T3	140	0,001571

Materiali:	densità [KN/m3]
Acciaio	80
Legno	7,5
Muratura	18
Ciottoli	19
Cls	25

Per ogni singolo elemento del modello è stato dunque calcolato il carico in KN verticale portato a terra. Dalla lettura del software sono stati ricavati i seguenti carichi verticali:

⁵⁵ L'entità dei carichi distribuiti da applicare è stata dedotta dai carichi al par.5 in funzione dell'area di influenza a cui sono soggetti gli elementi.

Story	Level [m]	Translational Mass	
		X-DIR	Y-DIR
Roof	8,325	99,8196	99,8196
P2	5,612	171,1592	171,1592
Pterrazza	5,215	139,4960	139,4960
P1	2,675	178,6824	178,6824
3F	2,39	148,2450	148,2450
2F	2,04	166,0784	166,0784
1F	0	122,0401	122,0401
P-1	-1,2	178,5141	178,5141
P-1	-1,5	127,6756	127,6756
Total	-	1331,7	1331,7

Node:	Nodal Mass (kN/g)	Load to masses ⁵⁶ (kN/g)	Structure Mass (kN/g)	Sum (kN/g)
Total	0	285,58	1046,13	1331,7

Letti i carichi dal software è stato fatto il parallelo con quelli calcolati a mano:

	Carico teorico calcolato [KN]	Carico da Midas [KN]	Errore
G1 (senza G1 distribuito)	10024,38	10262,53	2,32 %
Carichi applicati	2715,79	2801,54	3,06 %
Tot.	12740,17	13078,00	2,58 %

L'errore riscontrato del 2,58% è accettabile in quanto va considerato l'errore % anche se minimo dovuto alla lettura delle lunghezze delle pareti durante il calcolo a mano soprattutto nelle zone di collegamento. Non di meno va considerato che il modello analitico in MidasGen prima partire con questa fase ha subito quale perfezionamento in merito ad alcuni nodi non ben collegati.

Verificata dunque la bontà del modello nei termini delle azioni statiche è stato possibile procedere con le verifiche.

8.2 Verifica alle azioni non sismiche

Per le verifiche ai carichi verticali indicate al par. 7 sono state utilizzate le caratteristiche indicate al par.4 alle quali vanno applicati ora i dovuti coeff. parziali di sicurezza γ_m come definito dalla normativa per ogni tipo di verifica.

⁵⁶ Load to masses: carichi distribuiti applicati. Va considerato che tale valore ingloba anche la quota parte del G1 in merito alle coperture A e B del complesso.

8.2.1 Proprietà Muratura:

al §C.8.7.1 per le verifiche nei riguardi di tutte le azioni ad esclusione di quelle sismiche bisognerà utilizzare i coeff. γ_m definiti in tabella al §4.5.6.1 delle NTC.

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Per il caso in esame è stato adottato il caso peggiore per la classe di esecuzione 2; le resistenze con cui verrà verificata la muratura alle azioni non sismiche sono pertanto le seguenti:

Parametri meccanici muratura:		Tab (C8.5.I)	LC1 (1,35)	LC1 e γ_m
Resist. Media comp. [N/mm ²]	f_m	2,6	1,93	0,642
Resist. Media a taglio [N/mm ²]	τ_o	0,05	0,037	0,012
Resist. Media a taglio [N/mm ²]	f_{v0}	0,13	0,096	-
Modulo elastico [N/mm ²]	E	1500	1111,11	-
Modulo tangenziale [N/mm ²]	G	500	370,37	-
Fb (uni en 771-1)		18		
Coeff. Sicurezza (classe 2) - γ_m		3		

Parametri meccanici ciottoli:		Tab (C8.5.I)	LC1 (1,35)	LC1 e γ_m
Resist. Media comp. [N/mm ²]	f_m	1,0	0,74	0,247
Resist. Media a taglio [N/mm ²]	τ_o	0,02	0,0148	0,005
Resist. Media a taglio [N/mm ²]	f_{v0}	-	-	-
Modulo elastico [N/mm ²]	E	870	644,44	-
Modulo tangenziale [N/mm ²]	G	290,00	214,81	-
Fb (uni en 771-1)		18		
Coeff. Sicurezza (classe 2) - γ_m		3		

8.2.2 Proprietà elementi metallici (Travicelli solaio):

Essendo la sezione delle putrelle riconducibile a quelle delle travi IPE, queste seguono le prescrizioni in merito alle sezioni di classe 2. Per tanto in merito alle verifiche da svolgere il coefficiente di sicurezza da applicare è descritto in tabella al §4.2.4.1.1.

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Per le verifiche si adotterà quindi un coefficiente $\gamma_{M0} = 1,05$; le resistenze con cui verranno verificate le putrelle alle azioni non sismiche saranno per tanto:

Materiale:	E [N/mmq]	r [N/mmq]	LC1 (1,35)		LC1 e γ_m	
			σ_e (fyk) [N/mmq]	σ_r [N/mmq]	σ_e (fyk) [N/mmq]	σ_r [N/mmq]
Ferro comune/saldato	200000		109,00	218,00	103,81	207,62
Ferro fuso	200000		130,80	254,33	124,57	242,22
Acciaio fuso dolce	210000		181,67	290,67	173,02	276,83
Acciaio fuso duro	210000		218,00	436,00	207,62	415,24
Coeff. Sicurezza (classe 2) – γ_{M0}			1,05			

8.2.3 Proprietà elementi in legno (Travi copertura B):

Nel caso del legno la definizione della resistenza per le verifiche passa dalla definizione di due parametri come secondo il §4.4.6:

- k_{mod} : tiene conto dell'effetto sui parametri di resistenze della durata del carico e dell'umidità della struttura;

questo valore è tabellato al §4.4.7 delle NTC:

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Legno lamellare incollato (*)	UNI EN 14080	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Come indicato al par. 4 è stata prevista una Classe di servizio I e una durata dei carichi permanente, per tanto $k_{mod} = 0,60$.

- γ_M : coefficiente parziale di sicurezza;

anche per il coefficiente parziale di sicurezza il valore si ricava dalla seguente tabella:

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M
combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
combinazioni eccezionali	1,00

per il caso in oggetto si ricava dunque un $\gamma_M = 1,50$. Le resistenze necessarie alla verifica sono sotto elencate. Infine, per la verifica di flessione (§4.4.8.1.6) è necessario indicare un altro parametro “ k_m ” che tiene conto convenzionalmente della redistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale in sezione, verrà assunto pari a 0,7 per le sezioni in esame. Le resistenze utilizzate per la verifica delle travi sono le seguenti:

Essenza	Resistenza a flessione	Resistenza a taglio	Resistenza a trazione parallela alla fibra	Resistenza a compressione parallela alla fibra
	$f_{m,k}$ [N/mm ²]	$f_{v,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,0,k}$ [N/mm ²]	$f_{c,0,k}$ [N/mm ²]
	17	1,9	10	18
	LC1 (1,35)			
Abete (S3)	12,59	1,41	7,41	13,33
	LC1 - γ_M - k_{mod}			
	5,04	0,56	2,96	5,33
	k_m			
	0,70			

Definite quindi le resistenze da impiegare nelle verifiche, prima di lanciare le analisi è stato necessario implementare sul software le combinazioni di carico da considerare.

Partendo dalle due combinazioni SLU 1 e SLU 2 esposte al par. 5.5 si sono poi ottenute le successive facendo permutare i segni ai carichi dell'azione del vento:

	LoadCase	Factor
	Peso Proprio G1(ST)	1.3000
	Permanenti non portati G2(ST)	1.5000
	Variabili Q(ST)	1.5000
	Neve(ST)	0.7500
	Vento X(ST)	0.9000

	LoadCase	Factor
	Peso Proprio G1(ST)	1.3000
	Permanenti non portati G2(ST)	1.5000
	Variabili Q(ST)	1.5000
	Neve(ST)	0.7500
	Vento Y(ST)	0.9000

A questo punto è stato possibile lanciare le analisi e procedere alla verifica dei singoli elementi.

Per la lettura dei risultati in merito alle verifiche si farà riferimento agli involucri massimo e minimo delle combinazioni inserite, in modo da valutare le azioni massime che insistono su una sezione di un elemento.

8.2.4 Verifiche elementi in muratura:

Per le verifiche in merito ai setti, e questo vale sia per quanto riguarda le azioni non sismiche sia quelle sismiche, ogni setto in muratura è stato diviso in 3 “sotto-setti” ognuno delle quali corrisponde ad un singolo piano (es: MR_01). Per valutare meglio tale suddivisione si rimanda agli elaborati all'allegato B2 (piante strutturali).

Come visibile dalla tabella sottostante, ogni raggruppamento di tre o due sotto-setti corrispondono alla parete completa (es: P_01). Prima delle tabelle riassuntive in merito a tutte le verifiche si riporta di seguito la suddivisione completa dei setti dell'edificio:

[disegno raffigurante il setto per identificare l'ordine]

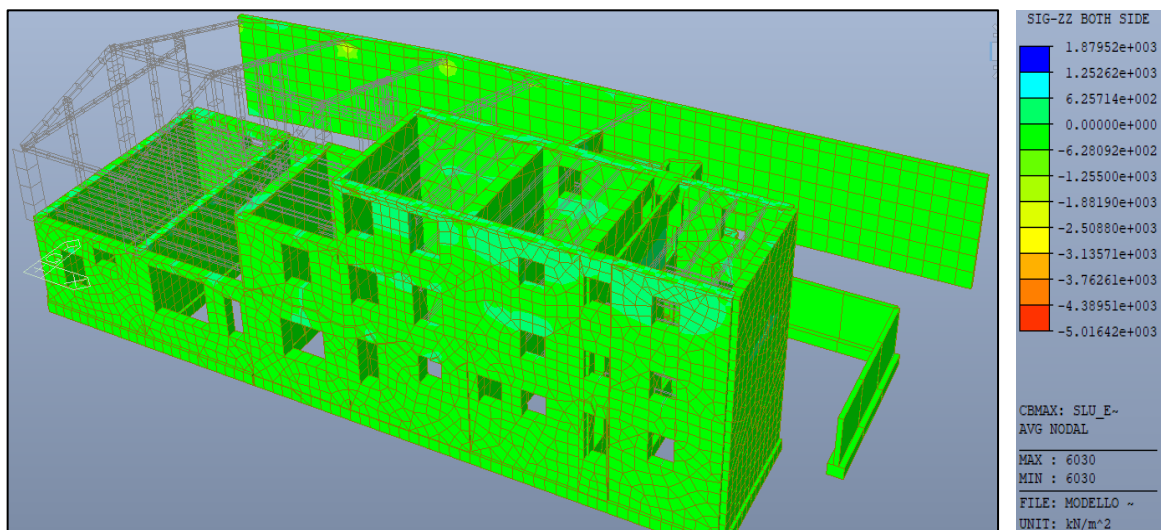
Nomenclatura dei setti in muratura							
P_01	MR_01	P_07	MR_07	P_17	MR_40	MR_48	
	MR_17		MR_23		MR_41		MR_49
	MR_28		MR_32		MR_42		MR_50
P_02	MR_02	P_08	MR_08	P_18	MR_43	MR_51	
	MR_18		MR_24		MR_44	MR_09	
	MR_25	P_12	MR_13	MR_36	MR_10		
MR_03	MR_25		P_19	MR_12	MR_11		
P_03	MR_19	P_13		MR_14	MR_45		
	MR_30		MR_26	P_20	MR_46		
	P_04	MR_04	P_14		MR_16	MR_47	
MR_20		MR_27		P_21	MR_52		
MR_34		P_15	MR_36		MR_53		
P_05	MR_05		MR_37	P_22	MR_54		
	MR_21	MR_29	MR_55				
	MR_31	P_16	MR_38				
P_06	MR_06		MR_39				
	MR_22		MR_35				
	MR_33						

8.2.4.1 Pressoflessione nel piano (§7.8.2.2.3):

Per le verifiche a pressoflessione nel piano si è proceduto a valutare tre sezioni di ogni singolo “sotto-setto” in muratura, una nella parte bassa (low), una mediana (mid) e una nella parte alta (high). Per la valutazione dell’area compressa nelle diverse sezioni, per ogni parete ad ogni piano, è stato valutato l’andamento delle tensioni in tutte e tre le sezioni da verificate, in quanto, in ogni sezione l’andamento delle tensioni di compressione è variabile. Per la valutazione del momento agente sono stati valutati i momenti M_{xy} locali agenti sugli elementi “plate” corrispondenti ai momenti nel piano nelle tre sezioni di verifica.

Nello specifico di questa verifica si riporta a titolo di esempio solo il primo caso in merito alla P_06.

PRESSOFLESSIONE NEL PIANO					
Elemento:	L [m]	Low Section			
		Sp. Comp. [m]	σ_0 [KN/mq]	Md [KNm]	Mu [KNm]
MR_06	5,38	0,6	210,00	3,60	1121,74
MR_22		0,6	150,00	4,40	944,46
MR_33		0,6	65,00	4,50	497,18
Mid Section					
MR_06	5,38	0,6	180	7,40	1047,42
MR_22		0,6	150	3,30	944,46
MR_33		0,6	95	5,00	681,30
High Section					
MR_06	5,38	0,6	150,00	4,40	944,46
MR_22		0,6	110,00	4,50	762,62
MR_33		0,4	104	7,20	487,30



La scelta di riportare solo i valori in merito ad una parete sono conseguenti alla risposta generale del modello, infatti, per tale meccanismo alle azioni verticali non sono state riscontrate zone critiche (in figura è rappresentato l'andamento delle tensioni verticali). In generale conoscendo la conformazione del fabbricato è difficilmente prevedibile che possa essere interessato da meccanismi fuori piano, almeno per quanto concerne i carichi verticali. Oltretutto i carichi verticali provenienti dagli orizzontamenti sono molto esigui rispetto allo spessore dei setti murari rilevati in sito, condizione tipica nelle pratiche costruttive del passato.

8.2.4.2 Pressoflessione fuori piano (§7.8.2.2.3)

Per le verifiche a pressoflessione fuori piano si è proceduto anche in questo caso a valutare tre sezioni di ogni singolo “sotto-setto” in muratura, una nella parte bassa (low), una mediana (mid) e una nella parte alta (high). Per la valutazione dell'area compressa nelle diverse sezioni, per ogni parete ad ogni piano, è stato valutato l'andamento delle tensioni in tutte e tre le sezioni da verificate, in quanto, in ogni sezione l'andamento delle tensioni di compressione è variabile. Per la valutazione del momento agente sono stati valutati i momenti M_{yy} locali agenti sugli elementi “plate” corrispondenti ai momenti fuori piano nelle tre sezioni di verifica.

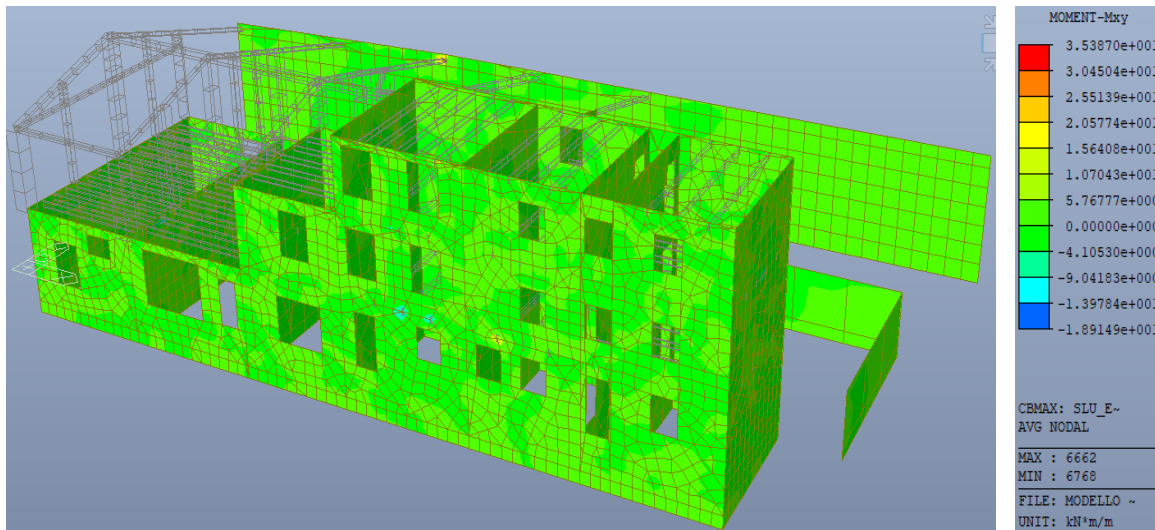
PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO					
Elemento:	L [m]	Low Section			
		Sp. Comp. [m]	σ_0 [KN/mq]	Md [KNm]	Mu [KNm]
MR_01	5,64	0,4	198,50	1,70	56,98
MR_17		0,4	167,00	6,00	52,29
MR_28		0,4	136,45	6,00	46,17
MR_02	5,64	0,4	250,00	0,40	61,12
MR_18		0,4	389,00	2,50	50,40
MR_25		0,27	130,00	1,80	20,36
MR_03	4,55	0,45	160,00	1,00	52,10
MR_19		0,45	200,00	15,70	58,37
MR_30		0,25	130,00	10,40	14,08
MR_04	4,55	0,6	225,00	7,70	108,29
MR_20		0,6	200,00	35,40	103,76
MR_34		0,38	220,00	26,50	43,13
MR_05	5,38	0,6	200,00	2,10	122,69
MR_21		0,6	380,00	47,00	111,73
MR_31		0,6	260,00	51,40	131,82

MR_06		0,6	210,00	3,60	125,10
MR_22	5,38	0,6	150,00	4,40	105,33
MR_33		0,6	65,00	4,50	55,45
MR_07		0,32	190,00	3,10	35,76
MR_23	5,64	0,32	155,00	6,80	32,05
MR_32		0,32	150,00	4,30	31,41
MR_08		0,56	160,00	2,50	33,63
MR_24	5,64	0,5	180,00	5,80	18,06
MR_09	5,15	0,36	150,00	1,30	14,28
MR_10	10,1	0,40	200,00	0,50	102,37
MR_11	10,1	0,42	225,00	3,90	117,79
MR_13		0,56	160,00	2,80	91,32
MR_25	5,15	0,56	150,00	4,80	87,83
MR_14		0,20	230,00	0,70	10,43
MR_26	3,92	0,20	220,00	0,30	10,29
MR_16		0,20	240,00	0,70	5,86
MR_27	2,18	0,20	180,00	5,40	5,26

PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO					
Elemento:	L [m]	Mid Section			
		Sp. Comp. [m]	σ_0 [KN/mq]	Md [KNm]	Mu [KNm]
MR_01		0,4	178	2,50	54,12
MR_17	5,64	0,4	125	4,50	43,48
MR_28		0,32	51,7	4,00	13,51
MR_02		0,4	285	0,60	61,43
MR_18	5,64	0,4	250	0,70	61,12
MR_25		0,4	109,4	0,70	39,47
MR_03		0,45	350	6,50	57,82
MR_19	4,55	0,45	150	8,70	50,11
MR_30		0,28	115	4,40	16,19
MR_04		0,6	280	7,10	111,65
MR_20	4,55	0,6	150	6,00	89,08
MR_34		0,35	160	16,00	31,52
MR_05		0,6	250	4,50	131,18
MR_21	5,38	0,6	250	3,60	131,18
MR_31		0,6	150	8,50	105,33
MR_06		0,6	180	7,40	116,81
MR_22	5,38	0,6	150	3,30	105,33
MR_33		0,6	95	5,00	75,98
MR_07		0,32	180	2,70	34,83
MR_23	5,64	0,32	170	4,00	33,80
MR_32		0,28	130	4,30	21,89
MR_08		0,56	130	2,50	43,75
MR_24	5,64	0,45	170	6,00	18,44
MR_09	5,15	0,36	180,00	1,30	8,55
MR_10	10,1	0,40	230,00	0,60	107,51

MR_11	10,1	0,42	110,00	5,00	78,24
MR_13	5,15	0,56	200,00	2,40	102,31
MR_25		0,56	150,00	1,10	87,83
MR_14	3,92	0,20	285,00	0,80	10,67
MR_26		0,20	120,00	0,40	7,34
MR_16	2,18	0,20	280,00	1,10	5,94
MR_27		0,20	135,00	1,40	4,43

PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO					
Elemento:	L [m]	High Section			
		Sp. Comp. [m]	σ_0 [KN/mq]	Md [KNm]	Mu [KNm]
MR_01	5,64	0,4	223,00	5,80	59,50
MR_17		0,4	127,50	4,00	44,09
MR_28		0,4	35	2,00	14,78
MR_02	5,64	0,4	295,50	2,60	61,13
MR_18		0,4	356,50	3,00	55,77
MR_25		0,4	90	0,60	33,91
MR_03	4,55	0,45	280,00	15,70	62,80
MR_19		0,45	120,00	9,70	43,13
MR_30		0,25	160	11,40	16,08
MR_04	4,55	0,6	270,00	20,00	111,72
MR_20		0,6	250,00	22,40	110,94
MR_34		0,33	200	18,60	31,39
MR_05	5,38	0,38	200,00	34,20	49,21
MR_21		0,6	300,00	20,90	130,80
MR_31		0,6	480	21,00	55,95
MR_06	5,38	0,6	150,00	4,40	105,33
MR_22		0,6	110,00	4,50	85,05
MR_33		0,4	104	7,20	36,23
MR_07	5,64	0,32	160,00	4,20	32,66
MR_23		0,28	200,00	8,80	28,01
MR_32		0,32	45	5,90	11,92
MR_08	5,64	0,56	150,00	5,80	37,85
MR_24		0,45	170	6,00	18,44
MR_09	5,15	0,25	350	7,20	56,27
MR_10	10,1	0,40	450,00	29,20	63,75
MR_11	10,1	0,42	180,00	8,70	107,45
MR_13	5,15	0,56	200,00	16,90	102,31
MR_25		0,56	80	6,90	55,13
MR_14	3,92	0,20	350	6,70	9,84
MR_26		0,12	220	5,40	3,71
MR_16	2,18	0,20	450	5,40	3,44
MR_27		0,08	320	3,20	0,92



In generale anche per il meccanismo fuori piano non sono state riscontrate grosse problematiche in merito ai setti principali, piuttosto sono state rilevate delle sofferenze in alcuni punti localizzati del fabbricato.

- Per i setti MR_26, MR_16 e MR_27, che corrispondono alla zona retrostante al fabbricato (lato Est), zona cucina e camere, la verifica sembra mostrare qualche sofferenza nelle sezioni sommitali dei setti. Questo potrebbe essere legato ad una eccessiva sollecitazione localizzata in corrispondenza dell'appoggio dei setti, i quali in quella zona sono a spessore ridotto circa 20 cm.

8.2.4.3 Taglio nel piano (§7.8.2.2.3 - §C8.7.1.3.1.1):

Come anticipato al par. 7.1 per le azioni di taglio nel piano sono state effettuate entrambe le verifiche considerate dalla normativa, *taglio-scorrimento* e *taglio fessurazione diagonale*. Il taglio risultante dalle analisi è stato valutato in corrispondenza delle sezioni in sommità dei singoli setti; per ogni sezione verificata è stato osservato l'andamento delle tensioni al fine di poter determinare l'area compressa resistente al taglio.

Si vogliono fare alcune considerazioni in merito alla verifica:

- nella tabella riassuntiva delle proprietà dei materiali, il parametro f_{v0} non è stato diviso per il corrispondente coefficiente di sicurezza; questo perché come indicato dalla normativa il valore f_{v0} è utilizzato per definire il valore della resistenza caratteristica f_{vk} , e solo successivamente verrà applicato il coefficiente di sicurezza per ricavare la resistenza di verifica f_{vd} ;

- Il parametro in tabella $f_{v,lim}$ corrisponde alla rottura dei blocchi e definisce il parametro limite da non superare per la resistenza f_{vd} . Tale parametro vale

$$f_{v,lim} = \frac{0,065 f_b}{0,7}$$

dove:

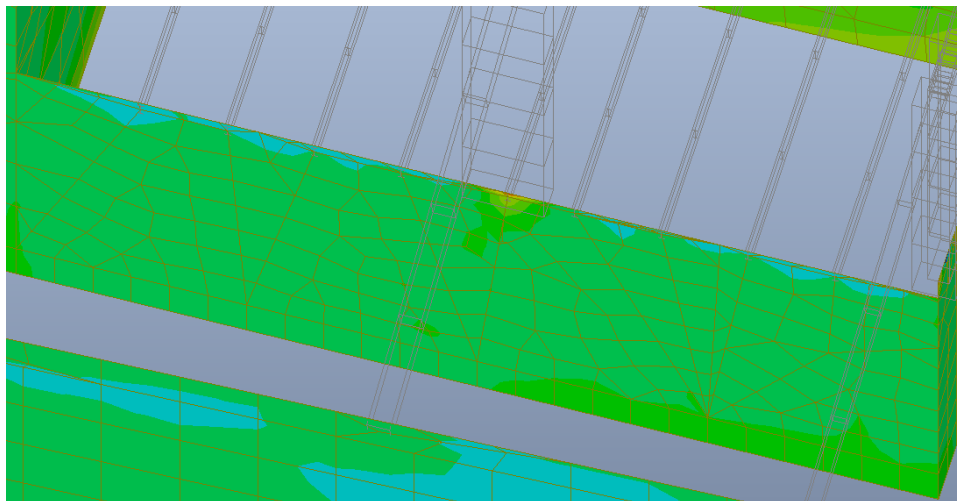
f_b : resistenza del blocco normalizzata.

- La muratura in ciottoli (MR_08, MR_09 e MR_24) non viene verificata per il *taglio-scorrimento* in quanto la norma non prevede tale verifica.

TAGLIO-SCORRIMENTO							
Elemento:	l' (L) [m]	t (Sp.) [m]	Fyk [N/mm ²]	Fvd [N/mm ²]	Fv,lim [N/mm ²]	Vt [kN]	Vdmax [kN]
MR_01	5,64	0,40	0,19	0,06	1,67	139,49	91,2
MR_17	5,64	0,40	0,15	0,05	1,67	110,77	52,3
MR_28	3,38	0,40	0,11	0,04	1,67	49,71	12,8
MR_02	5,64	0,40	0,21	0,07	1,67	161,30	70
MR_18	4	0,40	0,24	0,08	1,67	127,41	49
MR_25	5,64	0,40	0,13	0,04	1,67	99,49	47,9
MR_03	4,55	0,45	0,21	0,07	1,67	142,16	145
MR_19	3,64	0,45	0,14	0,05	1,67	78,79	56
MR_30	2,5	0,45	0,16	0,05	1,67	60,11	8,4
MR_04	4,55	0,60	0,20	0,07	1,67	185,91	125
MR_20	2,73	0,60	0,20	0,07	1,67	107,18	63,8
MR_34	2,27	0,60	0,18	0,06	1,67	80,04	33,8
MR_05	4,57	0,60	0,18	0,06	1,67	161,13	103
MR_21	3,76	0,60	0,22	0,07	1,67	162,65	80,2
MR_31	2,69	0,60	0,29	0,10	1,67	155,10	12,5
MR_06	5,38	0,60	0,16	0,05	1,67	168,17	108
MR_22	5,38	0,60	0,14	0,05	1,67	150,96	98
MR_33	5,38	0,60	0,14	0,05	1,67	148,38	33,8
MR_07	5,64	0,32	0,16	0,05	1,67	96,43	82,4
MR_23	5,64	0,32	0,18	0,06	1,67	106,06	49,6
MR_32	5,64	0,32	0,11	0,04	1,67	68,76	28,4
MR_10	5,55	0,40	0,28	0,09	1,67	204,46	127
MR_11	5,05	0,42	0,17	0,06	1,67	118,99	84,5
MR_15	6,56	0,30	0,34	0,11	1,67	220,61	430
MR_13	5,15	0,56	0,18	0,06	1,67	169,48	65,9
MR_25	5,15	0,56	0,13	0,04	1,67	123,34	35,1
MR_14	3,92	0,20	0,24	0,08	1,67	61,75	69
MR_26	3,92	0,20	0,18	0,06	1,67	48,16	31,5
MR_16	2,18	0,20	0,28	0,09	1,67	40,16	70,8
MR_27	2,18	0,20	0,22	0,07	1,67	32,60	44,9
MR_36	2,5	0,40	0,19	0,06	1,67	62,77	115,00
MR_37	2,5	0,40	0,16	0,05	1,67	52,10	55,00

MR_29	2,71	0,40	0,24	0,08	1,67	85,38	68,2
MR_38	2,8	0,45	0,21	0,07	1,67	87,48	86,5
MR_39	2,83	0,45	0,24	0,08	1,67	100,31	66,9
MR_35	2,71	0,45	0,24	0,08	1,67	96,05	21,7
MR_46	3,92	0,60	0,18	0,06	1,67	144,49	120
MR_47	4,37	0,42	0,12	0,04	1,67	73,60	30
MR_12	4,165	0,56	0,22	0,07	1,67	168,16	97,1
MR_45	4,16	0,40	0,13	0,04	1,67	71,16	46,5

In generale sono stati presi per ogni setto i valori massimi di taglio rilevati dalle analisi FEM. La risposta globale dell'edificio ed in particolare di tutti i setti sembra buona, infatti, per gli elementi non verificati in tabella la problematica è relativa a sole zone localizzate, se ne riporta un esempio in merito alla parete MR_15 relativa alla zona cantina. In questo risulta un eccesso di forza tagliante in corrispondenza dell'appoggio del pilastro.



Altezze setti [m]:	
2,675	PT
2,94	P1
2,71	P2
2,7	Cantina
2,97	Ex-stalla

TAGLIO-FESSURAZIONE DIAGONALE						
Elemento:	l [m]	t (Sp.) [m]	b [-] (1<b<1,5; 1,5)	ftd [N/mm ²]	Vt [KN]	Vdmax [KN]
MR_01	5,95	0,40	0,45	0,0185	106,11	91,2
MR_17	5,95	0,40	0,49	0,0185	82,51	52,3
MR_28	5,95	0,40	0,46	0,0185	49,95	12,8
MR_02	5,95	0,40	0,45	0,0185	120,99	70
MR_18	5,95	0,40	0,49	0,0185	132,23	49
MR_25	5,95	0,40	0,46	0,0185	71,13	47,9
MR_03	4,55	0,45	0,59	0,0185	101,49	145
MR_19	4,55	0,45	0,65	0,0185	69,13	56
MR_30	4,55	0,45	0,60	0,0185	78,48	8,4
MR_04	4,85	0,60	0,55	0,0185	141,81	125
MR_20	4,85	0,60	0,61	0,0185	136,80	63,8
MR_34	4,85	0,60	0,56	0,0185	123,41	33,8
MR_05	5,4	0,60	0,50	0,0185	137,40	103
MR_21	5,4	0,60	0,54	0,0185	165,89	80,2
MR_31	5,4	0,60	0,50	0,0185	207,54	12,5
MR_06	5,5	0,60	0,49	0,0185	122,90	108
MR_22	5,5	0,60	0,53	0,0185	107,33	98
MR_33	5,5	0,60	0,49	0,0185	104,79	33,8
MR_07	6,1	0,32	0,44	0,0185	74,82	82,4
MR_23	6,1	0,32	0,48	0,0185	82,78	49,6
MR_27	6,1	0,32	0,48	0,0185	107,50	53,6
MR_09	4,5	0,36	0,60	0,0074	55,57	13,8
MR_10	10,6	0,40	0,28	0,0185	263,29	127
MR_11	10,6	0,42	0,28	0,0185	179,96	84,5
MR_15	10	0,30	0,27	0,0185	214,05	430
MR_13	5,15	0,56	0,52	0,0185	122,31	65,9
MR_25	5,15	0,56	0,57	0,0185	82,12	35,1
MR_14	3,92	0,20	0,68	0,0185	43,18	69
MR_26	3,92	0,20	0,75	0,0185	34,74	31,5
MR_16	2,13	0,20	1,26	0,0185	31,60	70,8
MR_27	2,13	0,20	1,38	0,0185	24,44	44,9
MR_36	5,5	0,40	0,49	0,0185	83,77	90,9
MR_37	5,5	0,40	0,53	0,0185	76,22	75,9
MR_29	5,5	0,40	0,49	0,0185	27,16	68,2
MR_38	4,5	0,45	0,59	0,0185	25,00	86,5
MR_39	4,5	0,45	0,65	0,0185	25,00	66,9
MR_35	4,5	0,45	0,60	0,0185	25,00	21,7
MR_46	4,9	0,60	0,55	0,0185	109,49	160,00
MR_47	4,9	0,42	0,60	0,0185	66,93	71,20
MR_12	4,9	0,56	0,55	0,0185	87,14	195,00
MR_45	4,9	0,40	0,60	0,0185	24,20	46,00

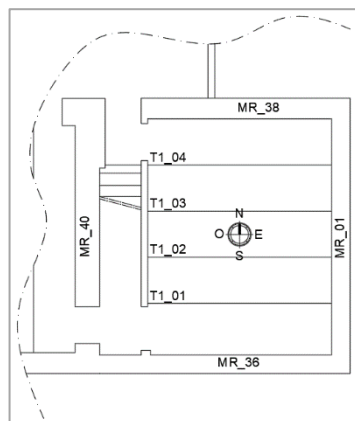
In questa seconda verifica si nota una notevole differenza, infatti, il numero dei setti per i quali risulta il superamento della resistenza a taglio è sicuramente maggiore. Questa grande differenza è sicuramente insita nella differenza che esiste nell'approccio tra le due verifiche, come indicato al par. 7.1, nonché nell'aleatorietà relativa alle proprietà scelte per i materiali. Bisogna inoltre ricordare che i valori del taglio agente V_{dmax} ricavati dalle analisi fanno riferimento al valore di taglio massimo riscontrato sul setto; anche in questo caso dunque il superamento della resistenza a taglio risulta nella maggior parte dei casi spesso localizzato in piccole aree.

8.2.4.4 Carichi concentrati (§6.3.1 Eurocodice 6):

Gli elementi considerati da questa verifica sono nell'ordine:

- travicelli dei solai: *per i quali stato preso per ogni locale il travicello più sollecitato; l'indicazione (X) indica l'orientamento dell'appoggio in ogni locale secondo il riferimento indicato in seguito;*
- travi di copertura B: *è stato considerato l'appoggio delle travi in legno sul muro perimetrale (lato EST) in particolare nella sommità dove è presente della muratura a sostegno dell'appoggio. Anche in questo caso è stato considerato il caso peggiore.*

Il parametro β che amplifica la resistenza dei singoli elementi deve essere compreso nell'intervallo tra $(1,25 + a/2hc)$ e 1,5. Nella tabella di verifica se β non rientra in questo intervallo è stato già considerato nel calcolo di N_{Rdc} il minore tra 1,5 e $(1,25 + a/2hc)$



CARICHI CONCENTRATI - (Verifica secondo EC6)												
Elemento:	Caratteristiche appoggio					Caratteristiche elem. portante					N _{Rdc} [KN]	N _{Sdc} [KN]
	a [cm]	b [cm]	A _b [cmq]	H [cm]	a _l [cm]	s [cm]	l _{ef} [cm]	A _{eff} [cmq]	β	1,25 + a _l /2hc		
Appoggio putrelle solai su setti in muratura												
T1_04 (O)	6,00	20,00	120,00	239,00	100,00	14,00	137,99	1931,87	1,61	1,46	11,24	20,32
T1_75(N)	6,00	20,00	120,00	257,00	178,00	40,00	148,38	5935,33	1,78	1,60	11,56	26,70
T1_56 (S)	6,00	20,00	120,00	277,00	100,00	45,00	159,93	7196,88	1,64	1,43	11,02	26,96
T2_59 (S)	9,50	20,00	190,00	274,00	120,00	45,00	158,20	7118,94	1,66	1,47	17,92	32,33
T1_65 (E)	6,00	20,00	120,00	277,60	169,00	32,00	160,28	5128,87	1,74	1,55	11,56	19,91
T2_24 (O)	9,50	20,00	190,00	270,00	88,00	40,00	155,89	6235,57	1,61	1,41	17,23	17,77
T2_25 (E)	9,50	20,00	190,00	297,00	65,00	40,00	171,48	6859,12	1,57	1,36	16,58	12,66
T1_39 (N)	6,00	20,00	120,00	270,00	95,00	30,00	155,89	4676,67	1,63	1,43	10,98	11,50
T3_50 (E)	4,90	14,00	68,60	224,00	90,00	17,00	129,33	2198,61	1,64	1,45	6,39	13,20
T3_49 (E)	4,90	14,00	68,60	224,00	90,00	20,00	129,33	2586,61	1,65	1,45	6,39	10,58
T1_72 (E)	6,00	20,00	120,00	241,00	158,00	20,00	139,15	2782,91	1,74	1,58	11,56	2,44
T1_67 (E)	6,00	20,00	120,00	241,00	82,00	20,00	139,15	2782,91	1,60	1,42	10,94	7,81
Appoggio travi in legno su setto perimetrale in c.a. (caso più gravoso)												
t4_primaria	25,00	30,00	750,00	324,00	550,00	30,00	187,07	5612,01	2,04	2,10	72,22	23,62
Appoggio travi in legno (copertura B) su pilastri in muratura												
t4 (PIL_01)	25,00	30,00	750,00	409,00	12,00	36,00	60,00	2160,00	1,13	1,26	60,89	34,65
	25,00	36,00	900,00	409,00	5,00	36,00	60,00	2160,00	1,05	1,26	72,58	34,65
t2 (PIL_08)	17,00	20,00	340,00	502,00	10,00	36,00	36,00	1296,00	1,22	1,26	27,50	53,70

Come evidente dai risultati, nella maggior parte dei casi in merito agli orizzontamenti della zona abitazione si potrebbe verificare lo schiacciamento della muratura in quanto la sollecitazione supera notevolmente la resistenza massima ai carichi concentrati.

Viene soddisfatta invece la verifica in merito all'appoggio delle travi sul muro perimetrale, il che rispecchia i carichi calcolati in merito alla copertura B i quali sono abbastanza esigui. Per quanto riguarda invece i pilastri del deposito/magazzino mostra una sofferenza importante il PIL_08, il quale nella realtà risulta essere il pilastro maggiormente caricato. In ogni caso tali valori rispecchiano la scelta di utilizzare dei valori molto severi riguardo le proprietà della muratura.

8.2.4.5 Pressoflessione e taglio pilastri:

Per la verifica a pressoflessione si è partiti dalla valutazione delle analisi al fine di poter determinare le direzioni principali di sforzo per tutti i pilastri; definita la direzione principale si è proseguito analogamente a prima con la verifica delle tre sezioni principali dell'elemento. Nel caso della verifica a taglio anche qui è stato valutato

sezione per sezione il taglio massimo agente e confrontato con la rispettiva resistenza dell'elemento.

PRESSOFLESSIONE Pilastrì											
Elemento:	b [mm]	h [mm]	Low section			Mid section			High section		
			σ_0 [N/mm ²]	M_d [KNm]	M_u [KNm]	σ_0 [KN/m ²]	M_d [KNm]	M_u [KNm]	σ_0 [KN/m ²]	M_d [KNm]	M_u [KNm]
PIL 01	900	360	0,13	7,70	6,76	0,10	4,80	5,48	0,07	1,90	4,03
PIL 02	480	360	0,15	1,10	4,08	0,12	0,70	3,43	0,10	0,30	2,80
PIL 04	360	500	0,12	0,50	4,75	0,08	0,50	3,51	0,06	0,50	2,69
PIL 05	600	360	0,15	0,50	5,19	0,14	-	4,83	0,13	0,80	4,44
PIL 06	600	360	0,13	1,50	4,55	0,12	-	4,37	0,12	1,50	4,20
PIL 07	500	480	0,16	0,50	8,30	0,14	0,30	7,00	0,11	0,30	5,73
PIL 08	600	360	0,18	0,20	6,15	0,15	0,10	5,23	0,12	0,10	4,12
PIL 09	240	240	0,31	0,00	1,63	0,28	0,00	1,52	0,24	0,00	1,38
PIL 10	240	500	0,23	0,50	5,69	0,20	0,40	5,01	0,17	0,70	4,48
PIL 11	600	360	0,12	3,30	4,11	0,07	1,50	2,56	0,02	2,90	0,74
PIL 12	240	240	0,29	0,70	1,58	0,26	0,20	1,45	0,23	0,40	1,33
PIL 13	600	600	0,08	2,80	8,33	0,06	0,90	6,43	0,02	2,20	2,27
PIL 14	240	240	0,29	0,00	1,58	0,27	0,00	1,47	0,24	0,00	1,34
PIL 15	600	360	0,19	0,70	6,30	0,16	0,50	5,50	0,13	0,20	4,68
PIL 16	600	600	0,09	3,00	8,88	0,07	2,20	7,11	0,05	0,70	5,06
PIL 17	600	600	0,06	0,60	6,24	0,04	0,70	4,30	0,02	0,80	2,21
PIL 18	240	240	0,40	0,50	1,92	0,36	0,10	1,82	0,34	0,20	1,75

Come prevedibile in considerazione dei carichi provenienti dalla copertura i pilastri risultano poco sollecitati fuori dal loro piano medio. Sono stati rilevati però due punti critici:

- PIL 01: non risulta soddisfatta la verifica sulla sezione alla base. Tale condizione potrebbe derivare dalle azioni scaricare dalla trave primaria di copertura, infatti, la trave che scarica sul PIL 01 è l'unica ad essere in contatto con il primo corpo del complesso.
- PIL 11: non risulta soddisfatta la verifica in merito alla sezione sommitale. In questo caso di potrebbe ricondurre tale problema alla trave di colmo, la quale si appoggia in testa e scarica direttamente su questo pilastro.

TAGLIO pilastri dir. X-Y									
	b [mm]	h [mm]	A comp. [mm ²]	σ_0 [N/mm ²] (low-mid-high)	F_{yk} [N/mm ²]	F_{vd} [N/mm ²]	$F_{v,lim}$ [N/mm ²]	Vt [KN]	V_{dmax} [KN]
PIL_01	900	360	324000	0,13	0,15	0,049	1,67	15,95	1,90
				0,10	0,14	0,046		14,80	1,90
				0,07	0,13	0,042		13,56	1,90

PIL_02	480	360	172800	0,15	0,16	0,052	1,67	8,95	0,30
				0,12	0,14	0,048		8,35	0,30
				0,10	0,14	0,045		7,79	0,30
PIL_04	500	360	180000	0,12	0,14	0,048	1,67	8,55	0,00
				0,08	0,13	0,043		7,78	0,00
				0,06	0,12	0,040		7,28	0,00
PIL_05	600	360	216000	0,15	0,16	0,052	1,67	11,27	0,80
				-	-	-		-	-
				0,13	0,15	0,049		10,57	0,8
PIL_06	600	360	216000	0,13	0,15	0,049	1,67	10,67	0,40
				-	-	-		-	-
				0,12	0,14	0,048		10,35	0,4
PIL_07	500	480	240000	0,16	0,16	0,054	1,67	12,97	0,30
				0,14	0,15	0,050		12,04	0,30
				0,11	0,14	0,047		11,17	0,30
PIL_08	600	360	216000	0,18	0,17	0,057	1,67	12,23	0,00
				0,15	0,16	0,052		11,31	0,00
				0,12	0,14	0,048		10,28	0,00
PIL_09	240	240	57600	0,31	0,22	0,073	1,67	4,21	0,00
				0,28	0,21	0,069		3,98	0,00
				0,24	0,19	0,065		3,73	0,00
PIL_10	500	240	120000	0,23	0,19	0,063	1,67	7,52	0,30
				0,20	0,17	0,058		6,99	0,30
				0,17	0,16	0,055		6,60	0,30
PIL_11	600	360	216000	0,12	0,14	0,048	1,67	10,27	1,50
				0,07	0,12	0,041		8,93	1,5
				0,02	0,10	0,035		7,49	2,5
PIL_12	240	240	57600	0,29	0,21	0,071	1,67	4,10	0,30
				0,26	0,20	0,067		3,85	0,30
				0,23	0,19	0,063		3,65	0,30
PIL_13	600	600	360000	0,08	0,13	0,043	1,67	15,50	1,50
				0,06	0,12	0,040		14,56	1,50
				0,02	0,10	0,035		12,58	3,90
PIL_14	240	240	57600	0,29	0,21	0,071	1,67	4,10	0,00
				0,27	0,20	0,068		3,90	0,00
				0,24	0,19	0,064		3,66	0,00
PIL_15	600	360	216000	0,19	0,17	0,057	1,67	12,37	0,20
				0,16	0,16	0,054		11,57	0,20
				0,13	0,15	0,050		10,79	0,20
PIL_16	600	600	360000	0,09	0,13	0,044	1,67	15,78	0,20
				0,07	0,12	0,041		14,89	0,20
				0,05	0,12	0,039		13,89	0,20
PIL_17	600	600	360000	0,06	0,12	0,040	1,67	14,46	0,30
				0,04	0,11	0,038		13,53	0,30
				0,02	0,10	0,035		12,56	0,30
PIL_18	240	240	57600	0,40	0,26	0,085	1,67	4,90	0,30
				0,36	0,24	0,080		4,62	0,30
				0,34	0,23	0,077		4,46	0,30

In merito alle azioni taglianti derivanti dai carichi verticali non si è riscontrata nessuna criticità.

8.2.5 Verifiche travicelli da solaio:

Come anche per il caso delle travi in legno, la verifica viene sviluppata in merito ai valori di sollecitazione massima ricavata dall'involuppo di combinazioni SLU. In entrambi i casi è stato preso il momento massimo flettente in campata e il valore massimo di taglio alle estremità.

8.2.5.1 flessione retta §4.2.4.1.2.3

Si riportano nella seguente tabellina i parametri necessari per la successiva verifica:

Travicelli in ferro:	dim. [cm]	Asez. [mmq]	Av [mmq]	I [cm ⁴]	Wy,el [cm ³]	Wy,pl [cm ³]
T1	20x6	2692	1516	1513,53	151,4	183,47
T2	23,5x9,5	4179	2007	3539,1	301,1998149	336,15
T3	14x4,9	1571	789	453,154	64,73635089	74,66

	Tr:	Med [KN*m]	Mrd [KN*m]
PT	Soggiorno		
	T1_01	9,40	19,05
	T1_02	11,60	19,05
	T1_03	11,60	19,05
	T1_04	9,40	19,05
	Sala pranzo		
	T2_05	15,60	34,90
	T2_06	15,90	34,90
	T2_07	15,50	34,90
	Salone		
	T2_08	18,60	34,90
	T2_09	18,30	34,90
	T2_10	18,30	34,90
	Anti-cantina		
	T1_11	11,2	19,05
	T2_12	10,02	34,90
	T2_13	10,4	34,90
	T2_14	9,70	34,90
	Bagno-lavanderia		
	T3_48	3,10	7,75
	T3_50	3,90	7,75
	T3_51	2,30	7,75
	Cucina		

	Tr:	Med [KN*m]	Mrd [KN*m]
Ex-stalla	Ex-stalla Est		
	T2_23	12,40	34,90
	Ex-stalla Ovest		
	T2_34	9,20	34,90
Cantina	Cantina		
	T1_39	8,80	19,05
	T1_40	9,00	19,05
	T1_41	9,10	19,05
	T1_42	9,10	19,05
	T1_43	9,40	19,05
	T1_44	9,60	19,05
	T1_45	9,60	19,05
	T1_46	9,70	19,05
	T1_47	9,50	19,05

	T3_49	7,20	7,75
--	-------	------	------

	Tr:	Med [KN*m]	Mrd [KN*m]
P1	Camera 1		
	T1_52	9,50	19,05
	T1_53	11,80	19,05
	T1_54	11,70	19,05
	T1_55	11,90	19,05
	Camera 2		
	T1_56	14,10	34,90
	T1_57	14,10	34,90
	T1_58	14,10	34,90
	Camera 3		
	T2_59	20,80	34,90
	T2_60	18,40	34,90
	T2_61	16,50	34,90
	Camera 4		
	T1_62	8,80	19,05
	T1_63	9,50	19,05
	T1_64	9,50	19,05
	T1_65	9,60	19,05
	T1_66	8,80	19,05
	Bagno-camera		
	T1_67	3,90	19,05
	T1_68	3,80	19,05
	Camera 5		
	T1_69	1,60	19,05
	T1_70	1,60	19,05
	T1_71	2,20	19,05
	T1_72	2,40	19,05
	T1_73	1,30	19,05

	Tr:	Med [KN*m]	Mrd [KN*m]
P2 (copertura)	Camera 1		
	T1_74	7,70	19,05
	T1_75	9,60	19,05
	T1_76	9,40	19,05
	Camera 2		
	T1_77	6,10	19,05
	T1_78	6,30	19,05
	T1_79	6,30	19,05
	T1_80	6,20	19,05
	Camera 3		
	T1_81	6,40	19,05
	T1_82	6,90	19,05
	T1_83	6,10	19,05
	T1_84	6,20	19,05
	T1_85	6,60	19,05

8.2.5.2 Taglio §4.2.4.1.2.4

	Tr:	Ved [KN]	Vrd [KN]
PT	Soggiorno		
	T1_01	21,70	90,86
	T1_02	24,00	90,86
	T1_03	23,90	90,86
	T1_04	21,80	90,86
	Sala pranzo		

	Tr:	Ved [KN]	Vrd [KN]
Ex- stalla	Ex-stalla Est		
	T2_23	20,10	120,29
	Ex-stalla Ovest		
	T2_34	15,20	120,29
Cantina	Cantina		
	T1_39	19,50	90,86

T2_05	29,10	120,29
T2_06	29,20	120,29
T2_07	29,10	120,29
Salone		
T2_08	34,80	120,29
T2_09	34,60	120,29
T2_10	34,60	120,29
Anti-cantina		
T1_11	25,30	90,86
T2_12	23,30	120,29
T2_13	23,00	120,29
T2_14	22,90	120,29
Bagno-lavanderia		
T3_48	14,50	47,29
T3_50	14,10	47,29
T3_51	10,80	47,29
Cucina		
T3_49	18,60	47,29

T1_40	19,70	90,86
T1_41	19,80	90,86
T1_42	19,80	90,86
T1_43	20,90	90,86
T1_44	21,10	90,86
T1_45	21,20	90,86
T1_46	21,10	90,86
T1_47	20,90	90,86

	Tr:	Ved [KN]	Vrd [KN]
Camera 1			
T1_52	21,90	90,86	
T1_53	24,10	90,86	
T1_54	24,10	90,86	
T1_55	24,30	90,86	
Camera 2			
T1_56	28,10	90,86	
T1_57	28,10	90,86	
T1_58	28,00	90,86	
Camera 3			
T2_59	39,20	120,29	
T2_60	34,30	120,29	
T2_61	30,90	120,29	
Camera 4			
T1_62	20,00	90,86	
T1_63	21,00	90,86	
T1_64	21,00	90,86	
T1_65	21,10	90,86	
T1_66	20,10	90,86	
Disimpegno			
T3_67	9,70	47,29	
T3_68	9,70	47,29	
Bagno			
T3_69	7,60	47,29	
T3_70	7,50	47,29	
T3_71	7,40	47,29	
T3_72	7,50	47,29	
T3_73	5,50	47,29	

	Tr:	Ved [KN]	Vrd [KN]
Camera 1			
T1_74	12,90	90,86	
T1_75	15,50	90,86	
T1_76	15,50	90,86	
Camera 2			
T1_77	11,80	90,86	
T1_78	11,90	90,86	
T1_79	11,90	90,86	
T1_80	11,80	90,86	
Camera 3			
T1_81	12,20	90,86	
T1_82	12,50	90,86	
T1_83	12,00	90,86	
T1_84	12,00	90,86	
T1_85	12,30	90,86	

P1

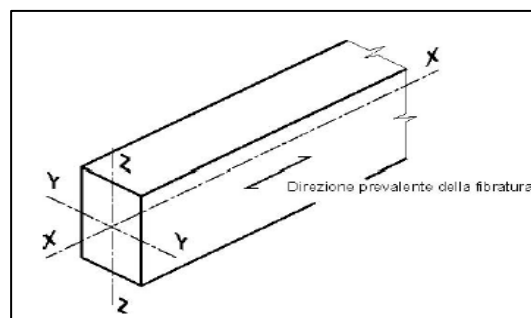
P2
(copertura)

8.2.6 Verifica travi in legno (copertura B):

Come già indicato per le travi in acciaio, la verifica viene sviluppata in merito ai valori di sollecitazione massima ricavata dall'involuppo di combinazioni SLU. In entrambi i casi è stato preso il momento massimo flettente in campata e il valore massimo di taglio alle estremità.

Come prima, si riassumono di seguito alcuni parametri necessari alle verifiche e viene indicato come da normativa l'asse locale riferito al singolo elemento trave:

Travi Legno:	dim. [cm]	Wy [cm ³]	Wz [cm ³]
T1	17x17	818,83	-
T2	30x25	3750,00	3125,00



8.2.6.1 Flessione retta §4.4.8.1.6

Tr:	Tipo	Me [KN*m]	$\sigma_{m,y,d}$ [N/mm ²]	≤ 1
t1-n	T1	5,70	6,96	0,97
t1-s	T2	3,80	1,01	0,14
t2-n	T1	16,50	20,15	2,80
t2-s	T1	10,50	12,82	1,78
t3-n	T1	15,30	18,69	2,60
t3-s	T2	11,00	2,93	0,41
t4	T2	19,00	5,07	0,70
t5	T1	7,20	8,79	1,22

8.2.6.2 Taglio §4.4.8.1.9

Tr:	Tipo	V _{e,max} [KN]	A sez. [mm ²]	F _{v,d} [N/mm ²]	τ_d [N/mm ²]
t1-n	T1	10,20	11560	0,56	5,29
t1-s	T2	7,20	30000	0,56	1,44
t2-n	T1	27,50	11560	0,56	14,27
t2-s	T1	13,40	11560	0,56	6,96
t3-n	T1	26,50	11560	0,56	13,75
t3-s	T2	13,90	30000	0,56	2,78
t4	T2	29,10	30000	0,56	5,82
t5	T1	11,70	11560	0,56	6,07

8.2.6.3 Trazione parallela alla fibra §4.4.8.1.1

Tr:	Tipo	$N_{t, \max}$ [KN]	A sez. [mm ²]	$F_{t,0,d}$ [N/mm ²]	$\sigma_{t,0,d}$ [N/mm ²]
t1-n	T1	1,70	28900	2,96	0,06
t1-s	T2	-	75000	2,96	-
t2-n	T1	7,60	28900	2,96	0,26
t2-s	T1	7,90	28900	2,96	0,27
t3-n	T1	-	28900	2,96	-
t3-s	T2	-	75000	2,96	-
t4	T2	-	75000	2,96	-
t5	T1	-	28900	2,96	-

8.2.6.4 Compressione parallela alla fibra §4.4.8.1.3

Tr:	Tipo	$N_{c, \max}$ [KN]	A sez. [mmq]	$F_{c,0,d}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,0,d}$ [N/mm ²]
t1-n	T1	6,60	28900	5,33	0,23
t1-s	T2	9,40	75000	5,33	0,13
t2-n	T1	12,70	28900	5,33	0,44
t2-s	T1	9,60	28900	5,33	0,33
t3-n	T1	17,50	28900	5,33	0,61
t3-s	T2	13,90	75000	5,33	0,19
t4	T2	16,10	75000	5,33	0,21
t5	T1	6,50	28900	5,33	0,22

In merito a queste verifiche è stato evidenziato uno stato di sofferenza proprio in merito alle sollecitazioni principali di taglio e flessione, il che evidenzia con provata validità la condizione attuale degli elementi portanti. Si ricorda che si sta facendo riferimento alle sole travi primarie.

8.3 Verifica alle azioni sismiche – Analisi Dinamica Lineare

Per le verifiche relative all'analisi dinamica si seguirà uno sviluppo simile a quello svolto per le verifiche alle azioni non sismiche, nello specifico, si passerà dalla descrizione delle proprietà con cui saranno verificati i materiali, alla preparazione del modello per le analisi, all'identificazione delle forme modali principali; successivamente si passerà alla verifica dei singoli elementi.

8.3.1 Proprietà muratura:

In riferimento al §C8.7.1 il coeff. parziale di sicurezza da applicare nel caso di verifiche sismiche corrisponde a $\gamma_m = 2$, contestualmente però ai parametri di Tab. C8.5.I è possibile applicare degli ulteriori coefficienti correttivi nel caso di verifiche sismiche: 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici. Si sceglie di applicare tale condizione al fine di valutare lo scenario più “severo” possibile. I parametri per la muratura saranno per tanto:

Parametri meccanici muratura:		Tab (C8.5.I)	LC1 (1,35)	LC1 e γ_m
Resist. Media comp. [N/mm ²]	f_m	1,82	1,35	0,674
Resist. Media a taglio [N/mm ²]	τ_o	0,035	0,026	0,009
Resist. Media a taglio [N/mm ²]	f_{v0}	0,091	0,067	0,022
Modulo elastico [N/mm ²]	E	1200	888,88	-
Modulo tangenziale [N/mm ²]	G	400	296,30	-
Fb (uni en 771-1)		18		
Coeff. Sicurezza (classe 2) - γ_m		2		

Parametri meccanici ciottoli:		Tab (C8.5.I)	LC1 (1,35)	LC1 e γ_m
Resist. Media comp. [N/mm ²]	f_m	1,0	0,74	0,370
Resist. Media a taglio [N/mm ²]	τ_o	0,02	0,0148	0,0074
Resist. Media a taglio [N/mm ²]	f_{v0}	-	-	-
Modulo elastico [N/mm ²]	E	870	644,44	-
Modulo tangenziale [N/mm ²]	G	290,00	217,77	-
Fb (uni en 771-1)		18		
Coeff. Sicurezza (classe 2) - γ_m		2		

Nel caso dei parametri relativi alla muratura costituita da ciottoli non sono stati applicati gli ulteriori coefficienti riduttivi in quanto i valori di resistenza già raggiunti con il FC risultano già abbastanza severi.

8.3.2 Proprietà elementi metallici (Travicelli solaio):

Nel caso specifico dei travicelli le proprietà dei materiali rimangono le stesse indicate per le azioni non sismiche al par. 8.2.

8.3.3 Proprietà elementi in legno (Travi copertura B):

Nel caso del legno le proprietà cambiano a causa di una variazione di k_{mod} e γ_M che la normativa fa variare. In merito alle azioni sismiche per il k_{mod} ci si riconduce a durate del carico “istantanee” §C4.4.4, per tanto in relazione alla tabella già esposta per le azioni non sismiche il $k_{mod} = 1,10$. Per il γ_M rifacendosi sempre alle tabelle precedenti per “azioni eccezionali” si valuta $\gamma_M = 1,00$.

Le resistenze utilizzate dunque per la verifica delle travi in legno sono ora le seguenti:

Essenza	Resistenza a flessione	Resistenza a taglio	Resistenza a trazione parallela alla fibra	Resistenza a compressione parallela alla fibra
	$f_{m,k}$ [N/mm ²]	$f_{v,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,0,k}$ [N/mm ²]	$f_{c,0,k}$ [N/mm ²]
	17	1,9	10	18
	LC1 (1,35)			
Abete (S3)	12,59	1,41	7,41	13,33
	LC1 - γ_M - k_{mod}			
	8,40	0,94	4,94	8,89
	k_m			
	0,70			

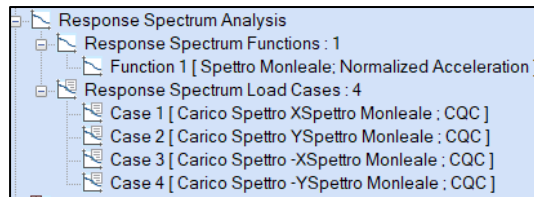
8.3.4 Determinazione delle forme modali

Definite le proprietà dei materiali si sono dovute effettuare alcuni passaggi sul software per poter svolgere l’analisi dinamica. Queste operazioni hanno riguardato:

- implementazione dello spettro di risposta e creazione dei casi di carico annessi (+x;-x;+y;-y);
- la definizione delle combinazioni sismiche da valutare,
- la definizione dei parametri per l’analisi “eigenvalue” in MidasGen.

La prima operazione ha dunque visto l’inserimento in MidasGen della funzione relativa allo spettro da utilizzare per le verifiche, in particolare lo spettro allo SLV con fattore di struttura $q = 2,25$ come definito al par. 5.4; il che si è concretizzato creando una funzione apposita e inserendo i singoli punti dello spettro ricavati dal foglio di calcolo Excel.

Successivamente sono stati creati i singoli casi di carico in merito al sisma grazie all'indicazione "dell'angolo" con cui applicare la funzione dello spettro all'edificio⁵⁷:



Per ogni direzione scelta il software calcola l'azione complessiva di tutte le forme modali (definite successivamente) tramite la combinazione "CQC".

La seconda operazione ha visto la definizione delle 32 combinazioni in merito al sisma. Partendo dalle combinazioni indicate al par. 5.5 si sono considerate le eccentricità e sono stati permutati i segni di ogni azione, ed infine le combinazioni implementate sono state le seguenti:

Azione sismica principale	segno	eccentricità	Azione sismica secondaria	eccentricità	n° comb.
Ex	+	+ ey	+ 0,3 Ey	e _x	1
				e _x	2
			- 0,3 Ey	e _x	3
				e _x	4
		- ey	+ 0,3 Ey	e _x	5
				e _x	6
			- 0,3 Ey	e _x	7
				e _x	8
	-	+ ey	+ 0,3 Ey	e _x	9
				e _x	10
			- 0,3 Ey	e _x	11
				e _x	12
		- ey	+ 0,3 Ey	e _x	13
				e _x	14
			- 0,3 Ey	e _x	15
				e _x	16
Ey	+	+ ex	+ 0,3 Ex	e _y	17
				e _y	18
			- 0,3 Ex	e _y	19
				e _y	20
		- ex	+ 0,3 Ex	e _y	21
				e _y	22
			- 0,3 Ex	e _y	23
				e _y	24
	-	+ ex	+ 0,3 Ex	e _y	25
			- 0,3 Ex	e _y	26
			e _y	27	

⁵⁷ Il software implementa in automatico la combinazione CQC per calcolare la risposta complessiva di tutte le forme modali valutate;

			e_y	28
		+ 0,3 Ex	e_y	29
			e_y	30
		- 0,3 Ex	e_y	31
			e_y	32

Infine, viene settato il parametro relativo alle analisi “Eigenvalue” (di Midas) con il quale definire il numero di forme modali da valutare⁵⁸.

FORME MODALI:

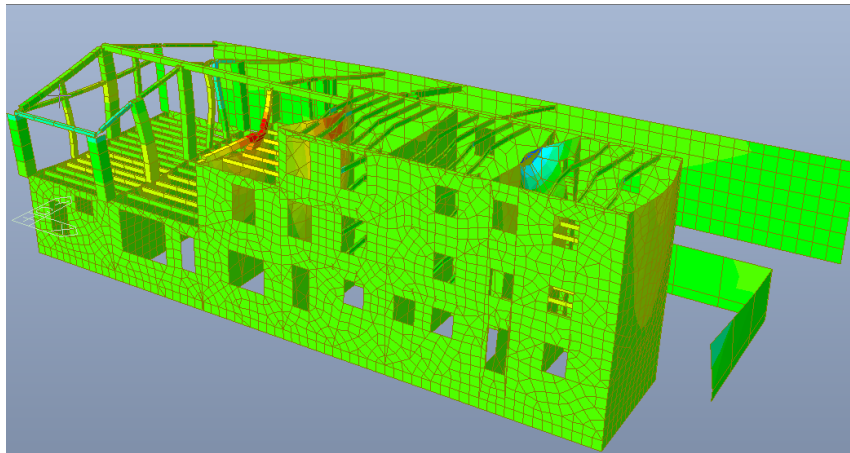
Le forme modali ricavate dall’analisi sono le seguenti:

Modo n°	Periodo [s]	Traslatorio-X		Traslatorio-Y		Rotazionale-X		Rotazionale-Y		Rotazionale-Z	
		Massa %	Somma %	Massa %	Somma %	Massa %	Somma %	Massa %	Somma %	Massa %	Somma %
1	0,7559	0,5892	0,5892	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0845	0,0845	0,0471	0,0471
2	0,7557	0,0054	0,5946	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0008	0,0853	0,0004	0,0476
3	0,7557	0,0054	0,6001	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0008	0,0861	0,0005	0,0480
4	0,6826	0,6662	1,2663	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,1130	0,1991	0,1270	0,1750
5	0,6807	0,2841	1,5503	0,0007	0,0007	0,0003	0,0003	0,0543	0,2534	0,0321	0,2071
6	0,669	0,0228	1,5731	0,0000	0,0007	0,0000	0,0003	0,0000	0,2535	0,0014	0,2085
7	0,6689	0,0091	1,5822	0,0000	0,0007	0,0000	0,0003	0,0000	0,2535	0,0006	0,2090
8	0,6685	0,1110	1,6931	0,0000	0,0007	0,0000	0,0003	0,0002	0,2537	0,0067	0,2157
40	0,2842	2,5241	10,8131	0,0316	3,4505	0,0087	0,8037	0,5853	1,8165	0,1522	3,3887
41	0,278	0,0014	10,8146	4,0674	7,5179	0,9473	1,7509	0,0007	1,8172	0,0530	3,4417
42	0,2666	0,0284	10,8429	3,6089	11,1268	0,4907	2,2416	0,0006	1,8178	4,8636	8,3053
43	0,2618	0,1617	11,0047	0,0824	11,2092	0,0049	2,2465	0,0009	1,8187	0,0152	8,3205
44	0,2402	0,0147	11,0194	3,2566	14,4658	0,6734	2,9199	0,0034	1,8221	0,8641	9,1846
45	0,2205	26,5762	37,5956	0,3586	14,8243	0,1184	3,0384	2,3423	4,1644	1,9900	11,1746
46	0,2167	0,6121	38,2078	30,7262	45,5506	9,0736	12,1120	0,0169	4,1813	1,6449	12,8195
47	0,1972	4,1136	42,3213	1,1787	46,7293	0,3920	12,5040	0,5406	4,7220	0,2599	13,0794
48	0,1927	1,6539	43,9753	4,5003	51,2296	1,2378	13,7418	0,1032	4,8251	0,0003	13,0797
49	0,1729	6,0571	50,0323	1,1182	52,3478	0,4015	14,1433	0,1423	4,9675	2,1815	15,2612
50	0,166	0,7664	50,7987	2,2491	54,5969	0,3093	14,4526	0,0091	4,9766	0,0193	15,2805
51	0,1474	6,7609	57,5596	0,0328	54,6297	0,0065	14,4591	0,0000	4,9766	0,1656	15,4461
52	0,1401	0,2976	57,8571	7,9191	62,5489	0,3036	14,7627	0,0137	4,9903	0,1282	15,5743
53	0,1158	3,4759	61,3330	0,0871	62,6359	0,0126	14,7753	0,1674	5,1578	0,1516	15,7258
54	0,1117	0,0184	61,3514	5,5642	68,2002	0,3596	15,1349	0,0034	5,1611	0,4059	16,1317
55	0,0914	4,7903	66,1417	0,0011	68,2012	0,0160	15,1509	0,0591	5,2202	0,0948	16,2265
56	0,0869	0,0062	66,1479	4,9836	73,1848	0,9486	16,0995	0,0458	5,2661	0,3157	16,5422
57	0,0551	7,7180	73,8659	0,8720	74,0568	0,4203	16,5197	2,7823	8,0484	0,1474	16,6896
58	0,0542	0,8103	74,6761	8,8846	82,9414	3,1758	19,6955	0,1985	8,2469	1,3152	18,0048
59	0,0262	0,1035	74,7796	10,9346	93,8760	4,2730	23,9685	0,0017	8,2487	0,7415	18,7463
60	0,0241	13,1371	87,9167	0,0809	93,9568	0,0800	24,0485	0,8945	9,1431	0,3799	19,1262

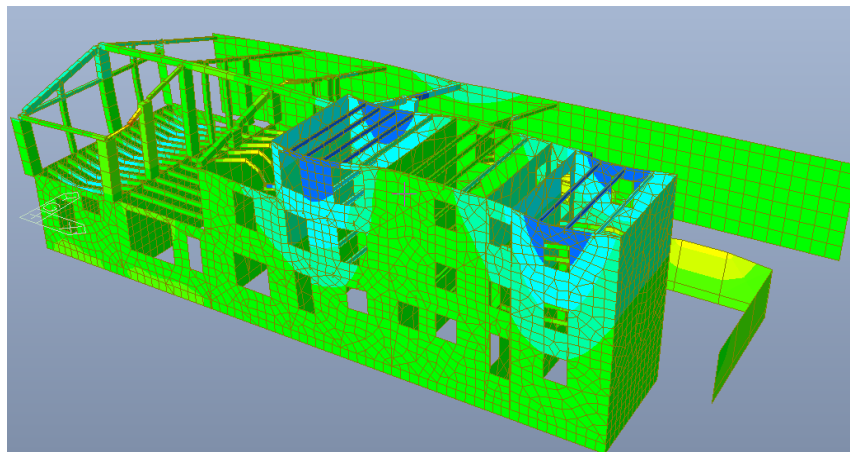
Da tali risultati si possono fare due considerazioni importanti:

⁵⁸ è stata più volte iterata la procedura al fine di valutare il numero corretto di forme modali;

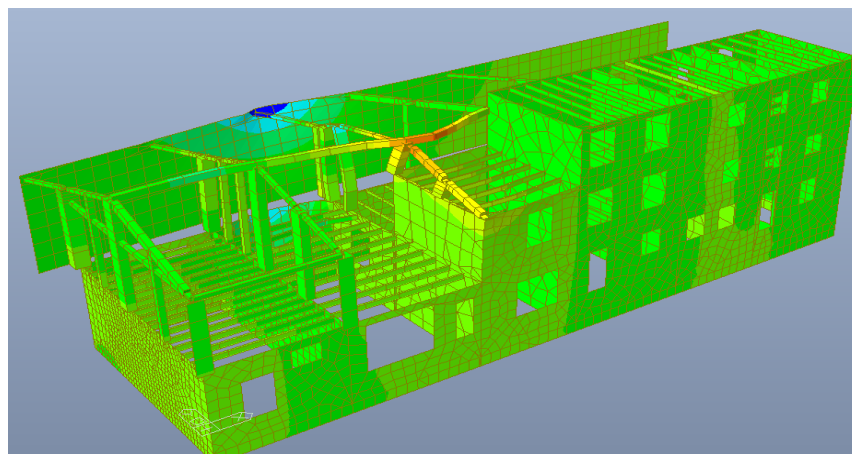
- Come auspicabile (vedi criteri di modellazione par.6) si nota chiaramente l'effetto dovuto alla mancanza di solai rigidi nel proprio piano; non si rilevano infatti dei veri modi principali in quanto la massa partecipante è distribuita su più modi;
- Prima che inizi "a prendere" la struttura in muratura del primo corpo di fabbrica si susseguono tutta una serie di modi locali interessano tutta la struttura sotto la copertura B;



modo 45 – dir. X



modo 46 – dir. Y



modo locale 4

8.3.5 Verifiche elementi in muratura:

Gli elementi in muratura verificati con l'analisi dinamica lineare sono i pilastri del secondo corpo di fabbrica a sostegno delle travi primarie di copertura (B). le azioni a cui sono soggetti sono ricavate dall'involuppo delle 32 combinazioni impostate in precedenza in direzione (16) X e (16) Y, ognuna delle quali comprende anche la quota parte dei carichi G1+G2+0,3 Q.

8.3.5.1 Pressoflessione e taglio pilastri:

Ci si rifà alle verifiche per pressoflessione e taglio dei pilastri indicate al 7.1 nel caso di azioni non sismiche. Le azioni a cui sono soggetti i pilastri vengono verificate sia in dir. X che in direzione Y.

PRESSOFLESSIONE – Involuppo combinazioni dir. X											
Elemento:	b [mm]	h [mm]	Low section			Mid section			High section		
			σ_0 [N/mm ²]	Md [KNm]	Mu [KNm]	σ_0 [KN/mq]	Md [KNm]	Mu [KNm]	σ_0 [KN/mq]	Md [KNm]	Mu [KNm]
PIL 01	900	360	0,11	8,30	12,98	0,08	4,85	10,07	0,05	1,50	6,79
PIL 02	480	360	0,11	2,80	3,90	0,08	1,90	2,77	0,06	0,90	2,35
PIL 04	500	360	0,10	14,10	3,71	0,07	9,05	2,90	0,04	3,70	1,82
PIL 05	360	600	0,10	5,90	3,37	-	-	-	0,08	3,80	2,69
PIL 06	360	600	0,08	6,30	2,77	-	-	-	0,07	2,30	2,44
PIL 07	500	480	0,13	3,50	6,11	0,10	1,95	5,02	0,07	0,70	3,82
PIL 08	360	600	0,15	0,60	4,48	0,11	0,40	3,67	0,08	0,50	2,73
PIL 09	240	240	0,21	0,80	1,00	0,18	0,40	0,92	0,15	0,30	0,80
PIL 10	500	240	0,16	13,70	3,73	0,14	8,60	3,24	0,11	3,60	2,69
PIL 11	360	600	0,11	13,50	3,55	0,08	3,30	2,66	0,02	9,20	0,58
PIL 12	240	240	0,21	3,00	0,99	0,18	0,90	0,91	0,14	0,10	0,76
PIL 13	600	600	0,07	5,70	7,11	0,05	1,00	4,77	0,01	0,80	1,44
PIL 14	240	240	0,20	0,40	0,97	0,17	0,25	0,89	0,14	0,10	0,78
PIL 15	360	600	0,14	0,80	4,30	0,11	0,55	3,63	0,08	0,30	2,88
PIL 16	600	600	0,07	3,70	7,06	0,05	3,50	5,33	0,03	3,80	3,48
PIL 17	600	600	0,06	4,10	5,73	0,04	4,00	3,82	0,02	3,90	1,95
PIL 18	240	240	0,27	2,80	1,12	0,24	1,45	1,07	0,21	0,70	0,99

PRESSOFLESSIONE – Involuppo combinazioni dir. Y											
Elemento:	b [mm]	h [mm]	Low section			Mid section			High section		
			σ_0 [N/mm ²]	Md [KNm]	Mu [KNm]	σ_0 [N/mm ²]	Md [KNm]	Mu [KNm]	σ_0 [N/mm ²]	Md [KNm]	Mu [KNm]
PIL 01	360	900	0,11	59,30	5,19	0,08	39,50	4,03	0,05	19,50	2,72
PIL 02	360	480	0,11	11,30	2,92	0,08	7,70	2,08	0,06	16,50	1,76
PIL 04	360	500	0,10	5,50	2,67	0,07	1,50	2,09	0,04	7,40	1,31

PIL 05	600	360	0,10	9,00	5,62	-	-	-	0,08	16,00	4,48
PIL 06	600	360	0,08	7,40	4,62	-	-	-	0,07	5,20	4,06
PIL 07	480	500	0,13	6,40	5,86	0,10	3,80	4,82	0,07	6,90	3,67
PIL 08	600	380	0,14	1,90	7,58	0,11	1,70	6,18	0,08	1,70	4,58
PIL 09	240	240	0,21	0,90	1,00	0,18	0,50	0,92	0,15	0,30	0,80
PIL 10	240	500	0,16	6,60	1,79	0,14	2,00	1,55	0,11	4,00	1,29
PIL 11	600	360	0,11	2,90	5,91	0,08	15,00	4,44	0,02	2,00	0,97
PIL 12	240	240	0,21	0,10	0,99	0,18	1,00	0,91	0,14	4,20	0,76
PIL 13	600	600	0,07	26,30	7,11	0,05	5,10	4,77	0,01	5,90	1,44
PIL 14	240	240	0,20	0,60	0,97	0,17	3,80	0,89	0,14	6,90	0,78
PIL 15	600	360	0,14	0,80	7,16	0,11	2,00	6,05	0,08	2,70	4,80
PIL 16	600	600	0,07	6,10	7,06	0,05	7,00	5,33	0,03	17,40	3,48
PIL 17	600	600	0,06	4,60	5,73	0,04	7,35	3,82	0,02	11,20	1,95
PIL 18	240	240	0,27	0,90	1,12	0,24	1,30	1,07	0,21	2,70	0,99

Dalla verifica svolta in merito alla pressoflessione si denota chiaramente uno stato di sofferenza riguardo la maggior parte dei pilastri, ma questo potrebbe dipendere dalla severità delle proprietà scelte in merito alle verifiche. In generale però in termini di valori assoluti si riscontra una sofferenza molto accentuata per quanto riguarda il PIL01, PIL02, PIL04, PIL 10, PIL 11 e PIL 13. In particolare risultano molto sollecitati i pilastri nella zona centrale della copertura e in primis il PIL 01 che corrisponde a quello più sollecitato.

TAGLIO – Involuppo combinazioni X e Y									
	b [mm]	h [mm]	A comp. [mm ²]	σ_0 [N/mm ²] (low-mid-high)	F_{yk} [N/mm ²]	F_{vd} [N/mm ²]	$F_{v,lim}$ [N/mm ²]	V_t [KN]	V_{dmax} [KN]
PIL_01	900	360	324000	0,11	0,11	0,055	1,67	17,76	8,20
				0,08	0,10	0,049		15,98	4,8
				0,05	0,09	0,044		14,18	6,7
PIL_02	480	360	172800	0,11	0,11	0,056	1,67	9,72	5,00
				0,08	0,10	0,049		8,42	4,5
				0,06	0,09	0,046		7,98	3
PIL_04	500	360	180000	0,10	0,11	0,053	1,67	9,53	10,40
				0,07	0,10	0,048		8,67	9,8
				0,04	0,08	0,042		7,63	8,4
PIL_05	600	360	216000	0,10	0,11	0,054	1,67	11,70	3,60
				-	-	-		-	-
				0,08	0,10	0,049		10,66	3,4
PIL_06	600	360	216000	0,08	0,10	0,050	1,67	10,78	22,10
				-	-	-		-	-
				0,07	0,10	0,048		10,30	18,5
PIL_07	500	480	240000	0,13	0,12	0,059	1,67	14,09	13,30
				0,10	0,11	0,053		12,79	12,4
				0,07	0,10	0,048		11,51	9,6
PIL_08	600	360	216000	0,15	0,13	0,063	1,67	13,66	4,90
				0,11	0,11	0,056		12,18	2,5
				0,08	0,10	0,050		10,72	4,7
PIL_09	240	240	57600	0,21	0,15	0,075	1,67	4,35	2,90

				0,18	0,14	0,070		4,04	1,9
				0,15	0,13	0,064		3,66	1,7
PIL_10	500	240	120000	0,16	0,13	0,067	1,67	7,98	6,00
				0,14	0,12	0,061		7,28	5,6
				0,11	0,11	0,055		6,60	4,3
PIL_11	600	360	216000	0,11	0,11	0,055	1,67	11,98	7,00
				0,08	0,10	0,049		10,62	2,6
				0,02	0,07	0,037		7,94	8,5
PIL_12	240	240	57600	0,21	0,15	0,075	1,67	4,32	1,40
				0,18	0,14	0,069		4,00	1
				0,14	0,12	0,061		3,54	1,2
PIL_13	600	600	360000	0,07	0,10	0,048	1,67	17,45	10,90
				0,05	0,09	0,043		15,55	9,6
				0,01	0,07	0,036		13,11	6,5
PIL_14	240	240	57600	0,20	0,15	0,074	1,67	4,24	0,80
				0,17	0,14	0,068		3,94	2,3
				0,14	0,13	0,063		3,60	1,9
PIL_15	600	360	216000	0,14	0,12	0,062	1,67	13,30	9,90
				0,11	0,11	0,056		12,12	8,8
				0,08	0,10	0,051		10,94	5,7
PIL_16	600	600	360000	0,07	0,10	0,048	1,67	17,41	13,40
				0,05	0,09	0,044		15,99	12,4
				0,03	0,08	0,040		14,57	8,8
PIL_17	600	600	360000	0,06	0,09	0,045	1,67	16,31	11,80
				0,04	0,08	0,041		14,83	10,7
				0,02	0,07	0,037		13,47	7,2
PIL_18	240	240	57600	0,27	0,18	0,088	1,67	5,08	1,50
				0,24	0,16	0,082		4,74	1,1
				0,21	0,15	0,075		4,32	2,2

La verifica a taglio evidenzia delle forti criticità in merito al PIL04 e PIL06. In merito al PIL06 tale condizione si verifica nella situazione di spinta in direzione X, e questo è plausibile considerando che il pilastro sarebbe sollecitato nel suo piano debole; per quanto riguarda la criticità in merito al PIL04 anche questa si verifica nel caso di spinta del sisma in direzione X, questo è plausibile sia perché il PIL04 risulta uno di quelli più sollecitati nel caso di pressoflessione lungo l'asse X, sia perché nella realtà in direzione Y il suo movimento è contrastato dagli altri elementi al contorno.

8.3.6 Verifiche travicelli da solaio:

Ugualmente al caso dei pilastri in muratura anche in questo caso sono state valutate le azioni massime relative agli involucri delle 32 combinazioni sismiche. Essendo le verifiche in numero maggiore rispetto al caso delle azioni non sismiche, sono stati tabellati prima tutti i valori di resistenza utili alle verifiche, e successivamente questi sono

stati paragonati con i valori analizzati mediante le analisi FEM. Prima delle tabelle di verifica si riassumono di seguito i valori utili in merito alle verifiche:

Travicelli solai:	dim.	A _{sez.} [mmq]	A _v [mmq]	I [cm4]	W _{y,el} [cm3]	W _{y,pl} [cm3]	W _{z,pl} [cm3]
T1	20x6	2692	1516	1513,53	151,40	183,47	10,88
T2	23,5x9,5	4179	2007	3539,10	301,20	336,15	56,28
T3	14x4,9	1571	789	453,15	64,74	74,66	5,65

Travicelli solai:	M _{c,y,rd} [KNm]	M _{c,z,rd} [KNm]	V _{c,rd} [KN]	N _{rd} [KN]
T1	19,05	1,13	90,86	279,46
T2	34,90	5,84	120,29	433,82
T3	7,75	0,59	47,29	163,08

Si riportano di seguito le verifiche svolte in merito alle azioni sismiche sui travicelli delle campate di solaio:

flessione retta (asse forte);

flessione retta (asse debole);

taglio;

trazione/Compressione §4.2.4.1.2.1 e §4.2.4.1.2.2,

presso/tenso flessione retta §4.2.4.1.2.7;

presso/tenso flessione biassiale §4.2.4.1.2.8.

Trave:	Flessione Retta asse forte (Y)		Flessione retta asse debole (Z)		Taglio	
	M _{y,ed} [KN]	M _{c,y,rd} [KNm]	M _{z,ed} [KN]	M _{c,z,rd} [KNm]	V _{ed} [KN]	V _{c,rd} [KN]
T1 01	6,1	19,05	2,60	1,13	12,70	90,86
T1 02	7,6	19,05	2,60	1,13	14,30	90,86
T1 03	7,6	19,05	2,60	1,13	14,30	90,86
T1 04	6,2	19,05	2,60	1,13	12,80	90,86
T2 05	9,2	34,90	5,90	5,84	17,30	120,29
T2 06	9,4	34,90	5,90	5,84	17,40	120,29
T2 07	9,2	34,90	5,90	5,84	17,30	120,29
T2 08	10,9	34,90	6,90	5,84	20,80	120,29
T2 09	11	34,90	7,00	5,84	21,10	120,29
T2 10	10,9	34,90	6,90	5,84	20,90	120,29
T1 11	7	19,05	3,40	1,13	18,30	90,86
T2 12	6,3	34,90	5,20	5,84	15,40	120,29

T2 13	6,2	34,90	5,20	5,84	15,30	120,29
T2 14	6,3	34,90	5,20	5,84	15,20	120,29
T3 48	1,9	7,75	1,40	0,59	8,50	47,29
T3 50	2,4	7,75	1,30	0,59	8,50	47,29
T3 51	1,4	7,75	1,70	0,59	6,70	47,29
T3 49	4,3	7,75	2,00	0,59	10,60	47,29
T2 23	8,1	34,90	3,50	5,84	11,50	120,29
T2 34	6,7	34,90	2,40	5,84	11,70	120,29
T1 39	4,4	19,05	2,10	1,13	9,60	90,86
T1 40	4,5	19,05	2,10	1,13	9,80	90,86
T1 41	4,5	19,05	2,10	1,13	9,80	90,86
T1 42	4,6	19,05	2,10	1,13	9,80	90,86
T1 43	5,2	19,05	2,30	1,13	11,00	90,86
T1 44	5	19,05	2,30	1,13	11,00	90,86
T1 45	5	19,05	2,30	1,13	11,00	90,86
T1 46	5,1	19,05	2,30	1,13	11,10	90,86
T1 47	4,9	19,05	2,30	1,13	11,00	90,86
T1 52	5,7	19,05	4,40	1,13	12,80	90,86
T1 53	7,5	19,05	4,70	1,13	14,80	90,86
T1 54	7,5	19,05	4,60	1,13	14,70	90,86
T1 55	7,1	19,05	4,40	1,13	14,20	90,86
T1 56	8,2	19,05	5,30	1,13	16,30	90,86
T1 57	8,2	19,05	5,40	1,13	16,30	90,86
T1 58	8,2	19,05	5,20	1,13	16,20	90,86
T2 59	12,3	34,90	8,40	5,84	22,90	120,29
T2 60	10,8	34,90	7,60	5,84	20,00	120,29
T2 61	10	34,90	7,00	5,84	18,50	120,29
T1 62	6	19,05	4,20	1,13	11,60	90,86
T1 63	7	19,05	4,50	1,13	12,90	90,86
T1 64	7,2	19,05	4,50	1,13	13,20	90,86
T1 65	6,6	19,05	4,40	1,13	12,80	90,86
T1 66	5,6	19,05	4,10	1,13	11,90	90,86
T3 67	1,1	7,75	1,50	0,59	5,00	47,29
T3 68	1,2	7,75	1,50	0,59	5,20	47,29
T3 69	1,6	7,75	1,50	0,59	5,20	47,29
T3 70	1,7	7,75	1,50	0,59	5,40	47,29
T3 71	1,5	7,75	1,30	0,59	46,00	47,29
T3 72	2,7	7,75	1,70	0,59	6,20	47,29
T3 73	2,7	7,75	1,70	0,59	6,30	47,29
T1 74	5,3	19,05	2,70	1,13	8,40	90,86
T1 75	6,7	19,05	3,20	1,13	10,20	90,86
T1 76	6,3	19,05	3,20	1,13	10,20	90,86
T1 77	4,1	19,05	2,40	1,13	7,70	90,86
T1 78	4,2	19,05	2,50	1,13	7,70	90,86
T1 79	4,2	19,05	2,50	1,13	7,70	90,86
T1 80	4,1	19,05	2,40	1,13	7,70	90,86
T1 81	4,3	19,05	2,40	1,13	7,90	90,86
T1 82	4,5	19,05	2,50	1,13	8,40	90,86
T1 83	4,2	19,05	2,50	1,13	8,40	90,86
T1 84	4,3	19,05	2,50	1,13	8,40	90,86
T1 85	4,3	19,05	2,40	1,13	8,30	90,86

Trazione/Comp.		Presso o tens. Flessione retta				Pressotens. flessione biassiale
Ned [KN]	Nrd [KN]	n	a ($\leq 0,5$; $0,5$)	MN,y,rd [KNm] ($> My,ed$)	MN,z,rd [KNm] (<i>verificato</i> \leq $>$ Mz,ed)	≤ 1
37,70	279,46	0,13	0,53	19,05	1,13	2,62
17,20	279,46	0,06	0,53	19,05	1,13	2,70
18,00	279,46	0,06	0,53	19,05	1,13	2,70
37,70	279,46	0,13	0,53	19,05	1,13	2,63
22,90	433,82	0,05	0,45	34,90	5,84	1,27
12,20	433,82	0,03	0,45	34,90	5,84	1,28
16,10	433,82	0,04	0,45	34,90	5,84	1,27
12,90	433,82	0,03	0,45	34,90	5,84	1,49
10,50	433,82	0,02	0,45	34,90	5,84	1,51
17,10	433,82	0,04	0,45	34,90	5,84	1,49
22,50	279,46	0,08	0,53	19,05	1,13	3,38
18,80	433,82	0,04	0,45	34,90	5,84	1,07
19,10	433,82	0,04	0,45	34,90	5,84	1,07
18,40	433,82	0,04	0,45	34,90	5,84	1,07
8,90	163,08	0,05	0,47	7,75	0,59	2,63
13,60	163,08	0,08	0,47	7,75	0,59	2,53
16,50	163,08	0,10	0,47	7,75	0,59	3,08
10,00	163,08	0,06	0,47	7,75	0,59	3,96
47,70	433,82	0,11	0,45	34,90	5,84	0,83
16,20	433,82	0,04	0,45	34,90	5,84	0,60
9,70	279,46	0,03	0,53	19,05	1,13	2,09
8,60	279,46	0,03	0,53	19,05	1,13	2,10
8,50	279,46	0,03	0,53	19,05	1,13	2,10
14,20	279,46	0,05	0,53	19,05	1,13	2,10
20,90	279,46	0,07	0,53	19,05	1,13	2,31
15,40	279,46	0,06	0,53	19,05	1,13	2,30
11,50	279,46	0,04	0,53	19,05	1,13	2,30
11,60	279,46	0,04	0,53	19,05	1,13	2,30
10,10	279,46	0,04	0,53	19,05	1,13	2,29
47,50	279,46	0,17	0,53	19,05	1,13	4,19
19,90	279,46	0,07	0,53	19,05	1,13	4,56
22,80	279,46	0,08	0,53	19,05	1,13	4,47
16,60	279,46	0,06	0,53	19,05	1,13	4,27
23,30	279,46	0,08	0,53	19,05	1,13	5,12

14,60	279,46	0,05	0,53	19,05	1,13	5,21
15,50	279,46	0,06	0,53	19,05	1,13	5,03
19,40	433,82	0,04	0,45	34,90	5,84	1,79
22,80	433,82	0,05	0,45	34,90	5,84	1,61
25,00	433,82	0,06	0,45	34,90	5,84	1,48
20,10	279,46	0,07	0,53	19,05	1,13	4,03
11,80	279,46	0,04	0,53	19,05	1,13	4,35
14,40	279,46	0,05	0,53	19,05	1,13	4,36
15,00	279,46	0,05	0,53	19,05	1,13	4,24
20,80	279,46	0,07	0,53	19,05	1,13	3,92
9,20	163,08	0,06	0,47	7,75	0,59	2,70
10,00	163,08	0,06	0,47	7,75	0,59	2,71
14,10	163,08	0,09	0,47	7,75	0,59	2,76
9,40	163,08	0,06	0,47	7,75	0,59	2,78
19,60	163,08	0,12	0,47	7,75	0,59	2,41
8,30	163,08	0,05	0,47	7,75	0,59	3,25
17,60	163,08	0,11	0,47	7,75	0,59	3,25
2,70	279,46	0,01	0,53	19,05	1,13	2,67
3,20	279,46	0,01	0,53	19,05	1,13	3,19
3,20	279,46	0,01	0,53	19,05	1,13	3,16
2,40	279,46	0,01	0,53	19,05	1,13	2,34
2,40	279,46	0,01	0,53	19,05	1,13	2,43
2,40	279,46	0,01	0,53	19,05	1,13	2,43
2,40	279,46	0,01	0,53	19,05	1,13	2,34
2,40	279,46	0,01	0,53	19,05	1,13	2,35
2,40	279,46	0,01	0,53	19,05	1,13	2,45
2,40	279,46	0,01	0,53	19,05	1,13	2,43
2,40	279,46	0,01	0,53	19,05	1,13	2,44
2,40	279,46	0,01	0,53	19,05	1,13	2,35

Dalle verifiche svolte è rilevabile un comportamento comune per tutti i travicelli dei campi di solaio. In linea generale si denota che fino a quando i profili rimangono impegnati nel loro piano di massima rigidezza non evidenziano alcuna problematica in merito (come evidente già dalle verifiche alle azioni non verticali); nel momento in cui iniziano ad essere sollecitati anche nel loro piano debole questi vanno subito in crisi.

8.3.7 Verifica travi in legno (copertura B):

8.3.7.1 Flessione retta §4.4.8.1.6

Tr:	Tipo	$M_{y,ed}$ [KNm]	$\sigma_{m,y,d}$ [N/mm ²]	$M_{z,ed}$ [KNm]	$\sigma_{m,z,d}$ [N/mm ²]	≤ 1	≤ 1
t1-n	T1	4,10	5,01	5,80	7,08	0,72	0,76
t1-s	T2	2,00	2,44	8,40	10,26	0,69	0,86
t2-n	T1	10,60	12,95	8,30	10,14	1,45	1,39
t2-s	T1	6,90	8,43	4,40	5,37	0,88	0,81
t3-n	T1	9,80	11,97	12,60	12,60	1,50	1,51
t3-s	T2	6,80	8,30	8,20	8,20	1,01	1,01
t4	T2	12,80	15,63	12,60	26,10	2,45	2,67
t5	T1	4,60	5,62	7,20	5,20	0,67	0,66

8.3.7.2 Taglio §4.4.8.1.9

Tr:	Tipo	$V_{e,max}$ [KN]	A sez. [mm ²]	$F_{v,d}$ [N/mm ²]	τ_d [N/mm ²]
t1-n	T1	6,20	11560	1,55	3,22
t1-s	T2	4,60	30000	1,55	0,92
t2-n	T1	16,50	11560	1,55	8,56
t2-s	T1	8,40	11560	1,55	4,36
t3-n	T1	16,20	11560	1,55	8,41
t3-s	T2	8,30	30000	1,55	1,66
t4	T2	15,80	30000	1,55	3,16
t5	T1	7,10	11560	1,55	3,69

8.3.7.3 Trazione parallela alla fibra §4.4.8.1.1

Tr:	Tipo	$N_{t,max}$ [KN]	A sez. [mm ²]	$F_{t,0,d}$ [N/mm ²]	$\sigma_{t,0,d}$ [N/mm ²]
t1-n	T1	22,40	28900	8,15	0,78
t1-s	T2	16,70	75000	8,15	0,22
t2-n	T1	53,10	28900	8,15	1,84
t2-s	T1	22,20	28900	8,15	0,77
t3-n	T1	30,06	28900	8,15	1,04
t3-s	T2	35,40	75000	8,15	0,47
t4	T2	18,90	75000	8,15	0,25
t5	T1	9,30	28900	8,15	0,32
tcolmo	T2	30,90	75000	8,15	0,41

8.3.7.4 Compressione parallela alla fibra §4.4.8.1.3

Tr:	Tipo	$N_{c, \max}$ [KN]	A sez. [mm ²]	$F_{c,0,d}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,0,d}$ [N/mm ²]
t1-n	T1	27,80	28900	14,67	0,96
t1-s	T2	27,30	75000	14,67	0,36
t2-n	T1	62,20	28900	14,67	2,15
t2-s	T1	16,30	28900	14,67	0,56
t3-n	T1	38,90	28900	14,67	1,35
t3-s	T2	45,90	75000	14,67	0,61
t4	T2	27,10	75000	14,67	0,36
t5	T1	11,00	28900	14,67	0,38
tcolmo	T2	31,90	75000	14,67	0,43

8.3.7.5 Tenso-flessione §4.4.8.1.7

Tr:	Tipo	$\sigma_{t,0,d}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,y,d}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,z,d}$ [N/mm ²]	<=1	<=1
t1-n	T1	0,78	5,01	7,08	0,77	0,82
t1-s	T2	0,22	2,44	10,26	0,71	0,88
t2-n	T1	1,84	12,95	10,14	1,57	1,51
t2-s	T1	0,77	8,43	5,37	0,93	0,87
t3-n	T1	1,04	11,97	12,60	1,57	1,59
t3-s	T2	0,47	8,30	8,20	1,05	1,04
t4	T2	0,25	15,63	26,10	2,46	2,69
t5	T1	0,32	5,62	5,20	0,69	0,68

8.3.7.6 Presso-flessione §4.4.8.1.7

Tr:	Tipo	$\sigma_{c,0,d}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,y,d}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,z,d}$ [N/mm ²]	<=1	<=1
t1-n	T1	0,96	5,01	7,08	0,72	0,77
t1-s	T2	0,36	2,44	10,26	0,70	0,95
t2-n	T1	2,15	12,95	10,14	1,47	1,55
t2-s	T1	0,56	8,43	5,37	0,88	0,90
t3-n	T1	1,35	11,97	12,60	1,51	1,68
t3-s	T2	0,61	8,30	8,20	1,02	1,11
t4	T2	0,36	15,63	26,10	2,45	2,94
t5	T1	0,38	5,62	5,20	0,67	0,73

Dalle verifiche svolte sulle travi di copertura B risulta evidente come auspicabile che tutte le travi non riscontrino problemi in merito ad azioni parallele alla fibra dell'elemento, al contrario invece, mostrano sofferenze proprio in merito alle verifiche che considerano sempre gli sforzi di flessione e taglio, come per le verifiche in merito alle azioni non sismiche.

8.4 Verifica alle azioni sismiche – Meccanismi locali

La verifica dei meccanismi locali come già anticipato verterà all'analisi del moltiplicatore " α_0 " con cui effettuare la verifica allo SLV tramite il fattore di comportamento "q", il quale in via precauzionale sarà preso pari a 1,5.

La prima operazione svolta in merito a questa verifica è stata una campagna "investigativa" al fine di determinare i possibili meccanismi locali che potessero interessare il fabbricato.

Tale operazione si è concretizzata mettendo dapprima a sistema più elementi:

- *letteratura in merito ai meccanismi locali di corpo rigido;*
- *considerazioni in merito all'assetto del fabbricato: la mancanza di adeguati collegamenti tra le pareti, tra pareti e orizzontamenti, tra pareti e copertura;*
- *valutazione dei modi di vibrare della struttura secondo la dinamica lineare.*

Da questo insieme è scaturita la scelta di verificare i tre meccanismi già descritti:

- il ribaltamento semplice di parete:

La scelta di questo meccanismo deriva dalla valutazione delle connessioni presenti a livello strutturale del fabbricato. Sia il meccanismo di flessione verticale che quello di ribaltamento composto considerano un adeguato ammorsamento con le pareti ortogonali e i solai, condizione non riscontrabile per l'edificio in oggetto. Per tanto, si è valutato che se la parete dovesse essere soggetta a ribaltamento fuori piano lo farà "singolarmente" ed eventualmente interessando tutta la porzione di parete sopra la cerniera plastica orizzontale che si formerebbe.

(con tale verifica può essere considerata soddisfatta la verifica per pressoflessione fuori piano);

- *il ribaltamento del cuneo diagonale*

Tale meccanismo secondo le linee guida consultate considera la rotazione rigida di zone sommitali delle pareti con conseguente trascinarsi di porzioni delle pareti ortogonali. Ai fini dell'elaborato si vuole comunque verificare tale meccanismo in quanto è stato individuato uno specifico modo di vibrare che, anche se con poca massa partecipante, evidenzia proprio questo tipo di meccanismo. (vedi fig. XX, par.);

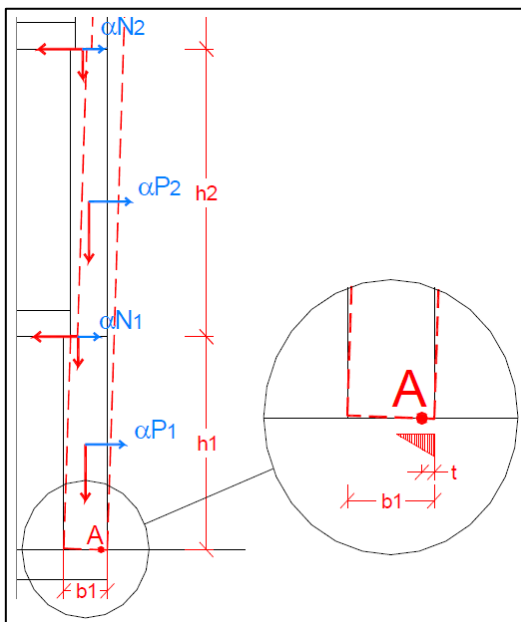
- *lo sfondamento del timpano*

Il meccanismo considera l'eventuale martellamento della trave di colmo, in copertura B in sommità della facciata Nord.

8.4.1 Arretramento della cerniera plastica:

Durante le analisi dei meccanismi di ribaltamento semplice è stato considerato l'arretramento della cerniera di rotazione rispetto al filo esterno delle pareti; questo è dovuto al fatto che valore di resistenza a compressione assegnata alla muratura non è elevato, e per tanto si considera che all'inizio del fenomeno la parte più esterna sia soggetta a schiacciamento.

La muratura è considerata completamente non reagente a trazione, in questo caso si ipotizza una distribuzione lineare delle tensioni di compressione. In questa condizione l'arretramento può essere valutato come segue:



$$t = \frac{2 \sum_i W_i}{3 f_m l}$$

dove:

t = arretramento cerniera plastica;

W_i = peso della parete i -esima;

f_m = resistenza a compressione;

l = lunghezza parete.

8.4.2 Ribaltamento semplice di parete:

Per i tre meccanismi valutati le formule utilizzate per il calcolo dei moltiplicatori “ α_0 ” sono quelle riportate nelle schede illustrative indicate ai riferimenti normativi del par. 2. (Rispetto a tali equazioni non rientrano i parametri di archi e volte i quali non sono presenti all'interno del fabbricato). La formula generale utilizzata per il calcolo del moltiplicatore è la seguente:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n P_{s_i} d_i - P_H h_i}{\sum_{i=1}^n W_i y_{G_i} + \sum_{i=1}^n P_{s_i} h_i}$$

dove:

W_i : peso della singola parete;

s_i : spessore della singola parete;

P_{s_i} : carico verticale da solaio

d_i : braccio orizzontale del carico verticale rispetto alla cerniera plastica;

P_H : spinta orizzontale della copertura (valutata solo nel caso di pareti in corrispondenza delle falde);

h_i : braccio verticale della spinta rispetto alla cerniera plastica;

y_{G_i} : braccio verticale del peso proprio della parete.

Sono state valutate tutte le pareti possibilmente riconducibili a tale meccanismo.

Verifica SLV:	Ribaltamento semplice MR monolitica:	Arretramento cerniera plastica [cm]	Valore di $\mathbf{a_0}$	Frazione massa partecipante $\mathbf{e^*}$	Accelerazione di attivazione $\mathbf{a_0^*}$ [m/sec ²]	$\mathbf{a_g(SLD)}$ [g] (capacità)	$\mathbf{a_g(SLV)}$ [g] (capacità)	$\mathbf{a_g(Pvr)}$ [g]
P_01	28 - 17 - 01	8,18	0,037	0,810	0,334	0,034	0,051	0,09
	28 - 17	5,66	0,060	0,842	0,520	0,053	0,080	0,09
	28	2,04	0,129	0,932	1,004	0,102	0,154	0,09
P_03	30 - 19 - 03	9,38	0,043	0,795	0,388	0,040	0,059	0,09
	30 - 19	6,38	0,065	0,818	0,573	0,058	0,088	0,09
	30	3,19	0,130	0,885	1,069	0,109	0,163	0,09
P_05	31 - 21 - 05	8,77	0,050	0,765	0,479	0,049	0,073	0,09
	31 - 21	5,42	0,062	0,821	0,549	0,056	0,084	0,09
	31	2,62	0,121	0,879	0,999	0,102	0,153	0,09
P_15	29 - 37 - 36	6,39	0,034	0,762	0,325	0,033	0,050	0,09
	29 - 37	4,37	0,047	0,811	0,417	0,043	0,064	0,09
	29	2,40	0,095	0,888	0,781	0,080	0,119	0,09
P_14	27 - 16	3,28	0,014	0,833	0,123	0,013	0,019	0,09

	27	1,74	0,025	0,906	0,203	0,021	0,031	0,09
P_20	47 - 46	4,56	0,043	0,804	0,384	0,039	0,059	0,09
	47	2,13	0,045	0,932	0,351	0,036	0,054	0,09
<i>Per MR_46-47 è stato calcolato il contributo della spinta di copertura (P_H) in particolare trovando le componenti verticali e di spinta: 5,2KN dalla trave, 2,3KN verticale e 4,83KN di spinta</i>								
MR_48 (49)	48	1,87	0,119	0,931	0,930	0,095	0,142	0,09
<i>Per MR_48 è stato calcolato il peso della porzione di muratura superiore al solaio pari a 60,48KN</i>								
MR_11	11	3,04	0,115	0,916	0,909	0,093	0,139	0,09
<i>Per MR_11 è stato calcolato il contributo statico della parte soprastante il solaio, pari a 129,59 KN</i>								
MR_32	32	2,04	0,088	0,890	0,718	0,073	0,110	0,09
MR_24	24	8,74	0,077	0,891	0,625	0,064	0,096	0,09
<i>Per MR_24 sono state usate le caratteristiche della muratura in ciottoli</i>								
MR_45	45	1,81	0,120	0,956	0,912	0,093	0,139	0,09
MR_22- 33	33 - 22	5,52	0,066	0,784	0,611	0,062	0,093	0,09
	33	2,45	0,094	0,865	0,793	0,081	0,121	0,09
MR_25	25	3,77	0,079	0,996	0,575	0,059	0,088	0,09
MR_53	53	-	0,058	0,925	0,454	0,046	0,069	0,09
MR_26	26	-	0,062	0,896	0,502	0,051	0,077	0,09
MR_35	35	2,32	0,078	0,892	0,635	0,065	0,097	0,09

8.4.3 Ribaltamento cuneo diagonale:

La formula generale usata per il calcolo del moltiplicatore “ α_0 ” ripercorre quelle standard delle linee guida ma non considera spinte di archi e/o volte:

$$\alpha = \frac{W \frac{S}{2} + W_O x_{GO} + P_s d + P_{so} d_O - P_H h}{W y_G + W_O y_{GO} + P_s h + P_{so} h}$$

dove:

W : peso della singola parete al piano i-esimo;

W_O : peso proprio della porzione di cuneo ipotizzata per il distacco;

P_s : carico verticale da solaio

d : braccio orizzontale del carico verticale rispetto alla cerniera plastica;

P_H : spinta orizzontale della copertura (valutata solo nel caso di pareti in corrispondenza delle falde);

- h : braccio verticale della spinta rispetto alla cerniera plastica;
- P_{so} : peso della porzione di solaio agente sulla porzione di cuneo di distacco;
- d_o : braccio orizzontale del carico di solaio agente sul cuneo;
- y_G : braccio verticale del peso proprio della parete;
- y_{GO} : braccio verticale del peso della porzione di cuneo.

Considerando l'assenza di sofferenze specifiche che indichino una chiara situazione di pericolo relativa a tale meccanismo, come indicato in figura, sono state fatte delle ipotesi in merito alla porzione di distacco del cuneo.

Verifica SLV:	Ribaltamento cuneo diagonale:	Valore di α_0	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione di attivazione α_0^* [m/sec ²]	α_g (SLD) [g] (capacità)	α_g (SLV) [g] (capacità)	α_g (Pvr) [g]
MR_46-47	47	0,123	0,912	0,984	0,100	0,150	0,09
<i>Per questa parete è stato calcolato il contributo della spinta di copertura, in particolare trovando le componenti verticali e di spinta: 5,2KN dalla trave, 2,3KN verticale e 4,83KN di spinta</i>							

8.4.4 Sfondamento timpano facciata NORD:

La formula per il calcolo del moltiplicatore dei carichi " α_0 " oltre ai termini non considerati come le precedenti non considera nel caso particolare alcun carico P_{vij} sui singoli macro-elementi definiti, infatti, nella realtà sui tamponamenti tra i pilastri non agisce alcun carico.

$$\alpha = \frac{(W_1 + W_2) \left(\frac{s}{2} \cos \beta + w \right) + P(d_p \cos \beta + w)}{W_1 x_{G1} + W_2 x_{G2} + P x_P}$$

dove:

W_1 e W_2 : pesi propri delle porzioni considerate dal meccanismo;

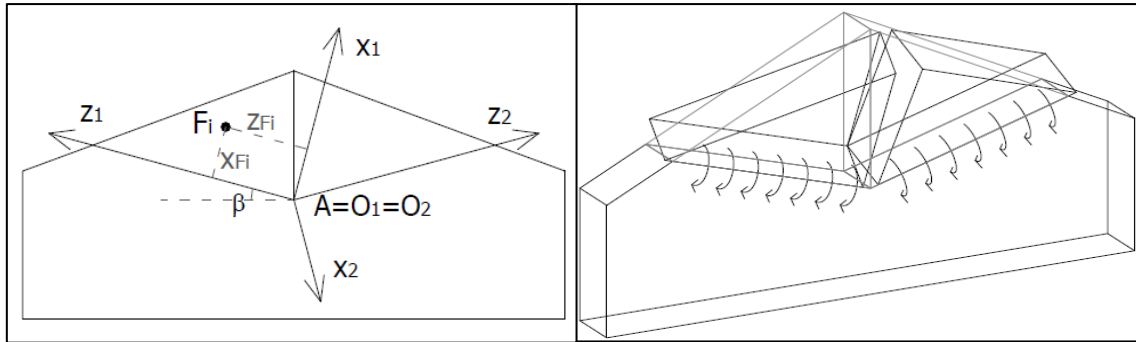
w : $s \tan \beta \sin \beta$

β : angolo di inclinazione della cerniera plastica rispetto all'orizzontale;

P : carico verticale trasmesso dalla trave di colmo;

d_p : braccio orizzontale del carico verticale rispetto alla cerniera plastica;

x_i : braccio orizzontale rispetto alla cerniera plastica.



Verifica SLV:	Sfondamento parete timpano:	Valore di a_0	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione di attivazione a_0^* [m/sec ²]	a_g (SLD) [g] (capacità)	a_g (SLV) [g] (capacità)	a_g (Pvr) [g]
Lato Ovest	Lato Ovest	0,178	1,135	1,138	0,116	0,174	0,09

Verifica SLV:	Ribaltamento semplice MR monolitica:	Valore di a_0	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione di attivazione a_0^* [m/sec ²]	a_g (SLD) [g] (capacità)	a_g (SLV) [g] (capacità)	a_g (Pvr) [g]
MR_46-47	47	0,053	1,000	0,388	0,04	0,059	0,09

Conclusioni in merito ai meccanismi locali:

- Per il ribaltamento delle pareti fuori piano come si immaginava la maggior parte dei setti risulta non verificato al meccanismo, il quale interessa prevalentemente tutta o la parte superiore della parete. Sono stati invece indicati in giallo le pareti per cui la verifica è soddisfatta ma con un range molto piccolo
- In merito al ribaltamento del cuneo la verifica risulta soddisfatta. Tale risultato si riconduce principalmente al fatto che la spinta orizzontale in quel punto non risulta così elevata infatti è intorno ai 5 KN.
- In merito alla verifica di sfondamento del timpano il risultato sembra rispecchiare proprio la situazione reale. Nello stato di fatto i tamponamenti in muratura tra i diversi pilastri del deposito/magazzino non sostengono in nessun modo la copertura B, per tanto l'equilibrio nei confronti delle azioni orizzontali è "garantito" dal solo peso proprio dei tamponamenti. Indipendentemente dallo spessore (al massimo 2 teste) nel momento in cui ci dovesse esserci un evento sismico si considera che saltino prima proprio quei tamponamenti non stabilizzati da nulla; la trave di colmo quanto meno è soggetta a dei minimi carichi verticali.

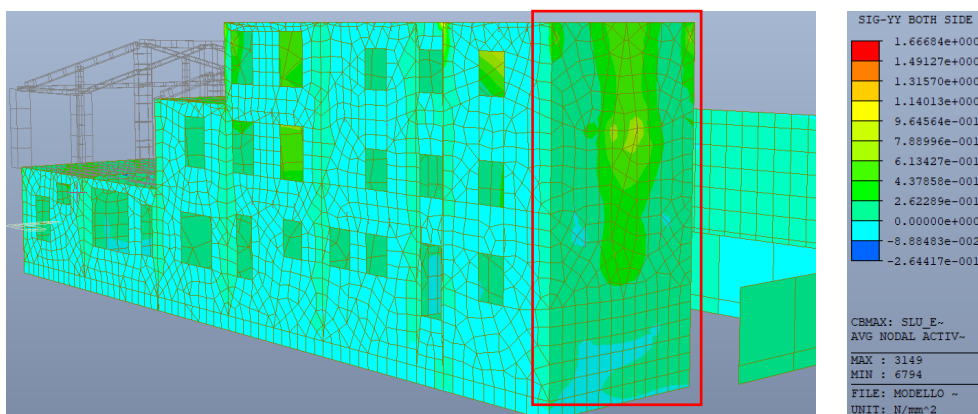
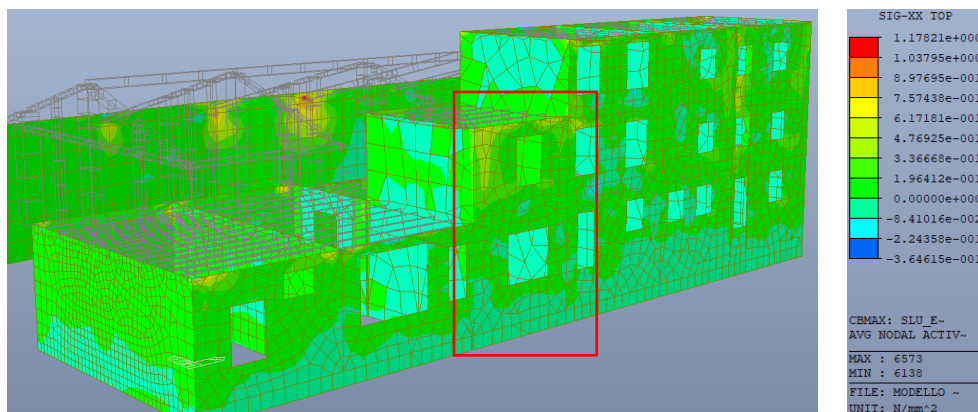
8.5 Verifica alle azioni sismiche – Pushover

L'analisi di push-over in considerazione di quanto analizzato al par. 7.2 passerà dalla dinamica lineare, in particolare valutando l'azione complessiva derivante dalla combinazione di tutte le forme modali. Da tale analisi sarà possibile rilevare le pareti più sollecitate ed effettuare la verifica.

Valutazione nel post-processing della dinamica lineare:

Nel post-processing della dinamica è possibile valutare le azioni compressive scaturite dalla combinazione CQC di tutte le forme modali. Nel caso particolare è stato valutato l'involuppo di tutte e 32 le combinazioni sismiche al fine di osservare le sollecitazioni massime che interessano rispettivamente in direzione X e Y le pareti del fabbricato.

Ne sono state rispettivamente ricavate due pareti:



Valutando le sollecitazioni parallele all'asse X ne è stato ricavato che la parete più sollecitata risulta essere la P_20 (MR_46-47); nel caso delle sollecitazioni lungo Y invece la a parete più sollecitata risulta essere la P_01 (MR_01-17-28).

Per la P_20 la parte più sollecitata risulta essere la zona di sommità; questo può essere ricondotto alla spinta che i piani più alti dell'edificio forniscono alla parete in direzione X, infatti, la sollecitazione tende ad aumentare man mano che ci si posta verso il lato libero della parete.

Per la P_01 tale condizione si considera riconducibile al fatto che in termini di rapporto h/l (dove h è l'altezza del pannello e l è la lunghezza) tale parete sia quella con il rapporto più alto e sia l'unica ad avere una maggiore "libertà" di movimento in direzione +Y e -Y; le altre pareti sono infatti connesse a più elementi della struttura.

Considerazione sui casi di carico:

I casi di carico da applicare alle pareti selezionate sono stati definiti al par. 7.5:

- Gruppo 2: accelerazione uniforme lungo l'altezza dell'edificio;
- Gruppo 1: forze di piano desunte dalla cinematica lineare.

Per la distribuzione del Gruppo 1 la normativa prevede di considerare una massa partecipante elevata al fine di poter ricondurre il comportamento della struttura ad un solo modo principale. Dall'analisi dinamica al par 8.3 è stata dedotta la risposta (come prevedibile) di una struttura in muratura in assenza di "veri" piani rigidi dove la massa partecipante, distribuita in più modi, raggiunge un valore massimo in X e Y rispettivamente del 26,57% e 30,72% (modi 45 e 46). Oltretutto le percentuali sono riferite al modello globale dell'edificio, e quindi anche se per piccole percentuali, terranno conto degli altri elementi del modello.

Per tanto, al fine di poter considerare per i "soli" casi di carico, l'effetto di quanta più massa partecipante possibile, si è deciso di applicare l'effetto dei diaframmi ai singoli livelli⁵⁹, ottenendo così una risposta più concentrata in due modi fondamentali, da utilizzare nella definizione del caso di spinta relativo al Gruppo 1.

Si riporta di seguito lo stralcio relativo ai modi principali così valutati:

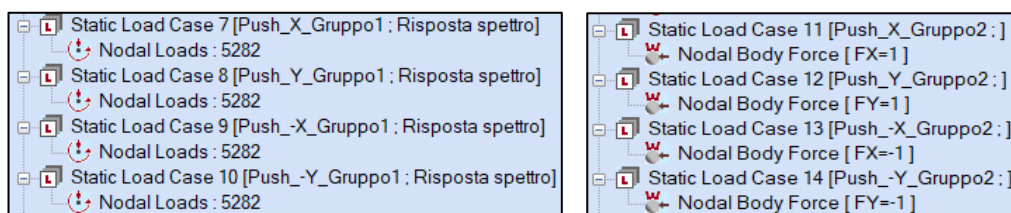
Modo n°	Periodo [s]	Traslatorio-X		Traslatorio-Y		Rotazionale-X		Rotazionale-Y		Rotazionale-Z	
		Massa %	Somma %	Massa %	Somma %	Massa %	Somma %	Massa %	Somma %	Massa %	Somma %
47	0,1953	0,1843	7,879	44,4974	54,5650	10,4338	11,4883	0,008	1,1532	9,2651	17,6288
48	0,1827	31,4247	39,3037	0,7086	55,2737	0,1507	11,6389	2,5241	3,6773	6,1121	23,7409

⁵⁹ Viene modificata l'opzione descritta per i "Story data" al par. 6;

Creazione dei casi di carico:

Gruppo 1: dal post processing dell'analisi dinamica (ricalcolata con l'influenza dei diaframmi) è stato utilizzato il comando "Nodal Results of RS" il quale permette di "congelare" sui nodi le azioni derivanti dallo spettro in merito alla forma modale scelta, creando così un caso di "carico orizzontale" nelle quattro direzioni⁶⁰. Nel caso di +X,-X è stato scelto il modo x, per i casi +Y;-Y invece il modo X.

Gruppo 2: grazie al comando "Nodal body force" è possibile convertire e "congelare" su tutti i nodi del modello le forze derivanti da carichi applicati e dalla massa della



struttura, nelle direzioni +X,-X,+Y;-Y impostando il versore "±1" nella direzione desiderata.

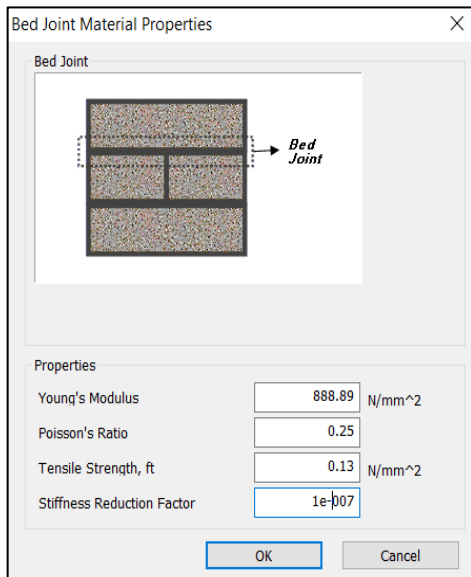
Materiale "non lineare" Strumas:

Prima di poter procedere con le diverse spinte nelle due direzioni è stato necessario determinare il legame costitutivo con cui inserire la "non linearità" all'interno del modello, valutando così il comportamento della muratura oltre il campo elastico⁶¹. Tra i diversi legami costitutivi presenti oggi sul mercato Strumas permette di trattare la non linearità come "materiale" e non in modo geometrico.

Il legame prevede di omogeneizzare i singoli parametri di resistenza impostati per ogni elemento costituente della muratura: singolo laterizio, giunto di malta orizzontale, giunto di malta verticale. Per il caso in esame, si era già in possesso delle caratteristiche in merito alla muratura omogeneizzata e per tanto sono stati impostati per tutti i componenti gli stessi valori.

⁶⁰ Concretamente nel software gli angoli con cui creare i casi di carico nelle quattro direzioni sono: 0°,90°,180°,270°;

⁶¹ I legami costitutivi più semplici tutt'ora in commercio che prevedono una valutazione del comportamento in muratura tipo "elastico-plastico" sono Strumas, Mohr-Coulomb e Drucker-Prager.



L'elemento caratteristico di questo legame è la scelta del comportamento in merito alla muratura, la quale viene considerata dal legame come *infinitamente resistente a compressione ma finitamente resistente a trazione*. Il processo di calcolo consiste nel valutare passo per passo l'applicazione delle spinte fino al superamento della resistenza a trazione in un qualsiasi punto (ft, nell'immagine) e ri-omogeneizzare il legame in funzione di uno "Stiffness Reduction Factor" scelto dall'utilizzatore.

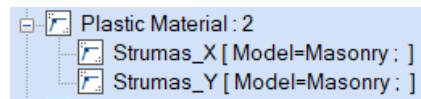
Non avendo un preciso criterio per la scelta dei parametri e tenendo conto dei seguenti aspetti:

- che l'analisi si sta svolgendo su modello globale dell'edificio al fine di poterne considerare i risultati della dinamica lineare;
- che ai fini della verifica si valuteranno le azioni dei setti più sollecitati in due direzioni diverse;
- è stato ipotizzato di iterare l'inserimento dei parametri (escluso il modulo elastico) fino ad ottenere delle curve di capacità sui setti che tengano conto delle due seguenti condizioni:

- 1) Spostamento ultimo SLC per taglio §7.8.2.2.2 pari allo 0,5% dell'altezza pannello;
- 2) Valore di taglio alla base (per taglio-rottura diagonale) "riconducibile" a quello calcolabile con l'apposita formula in considerazione del "range" di valori tabellati al par.4:

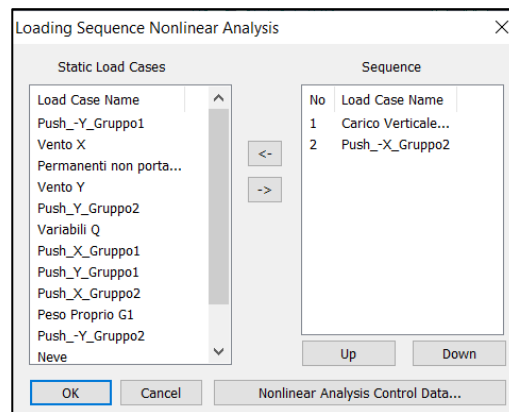
$$V_t = l \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

- l'impostazione del materiale non lineare viene implementata sia in direzione X che in direzione Y



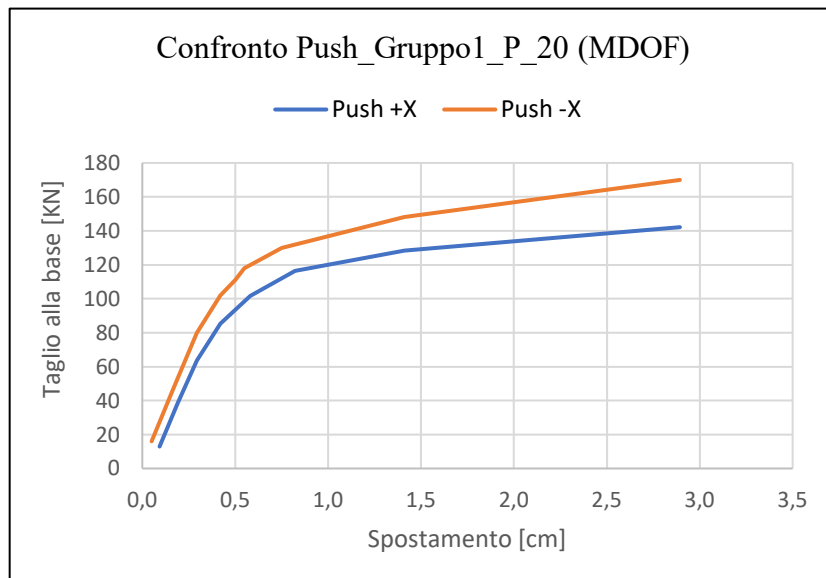
Definizione ordine di carico:

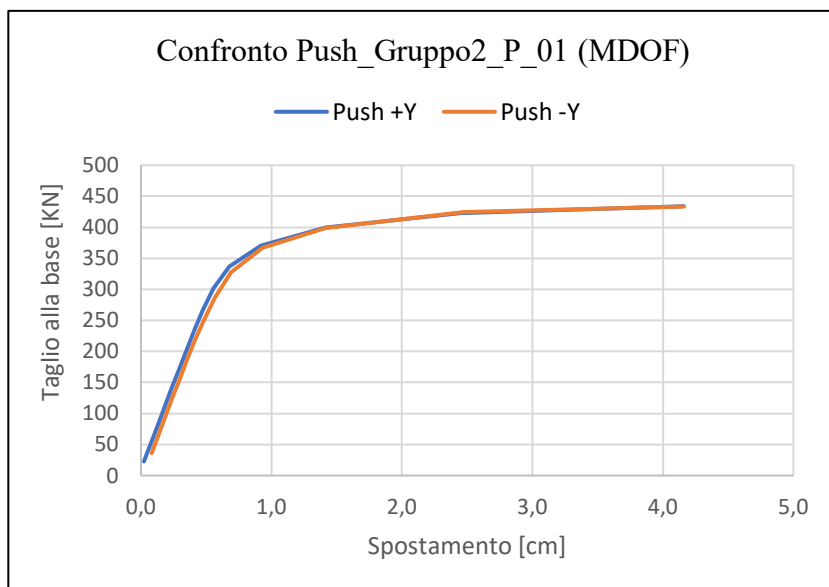
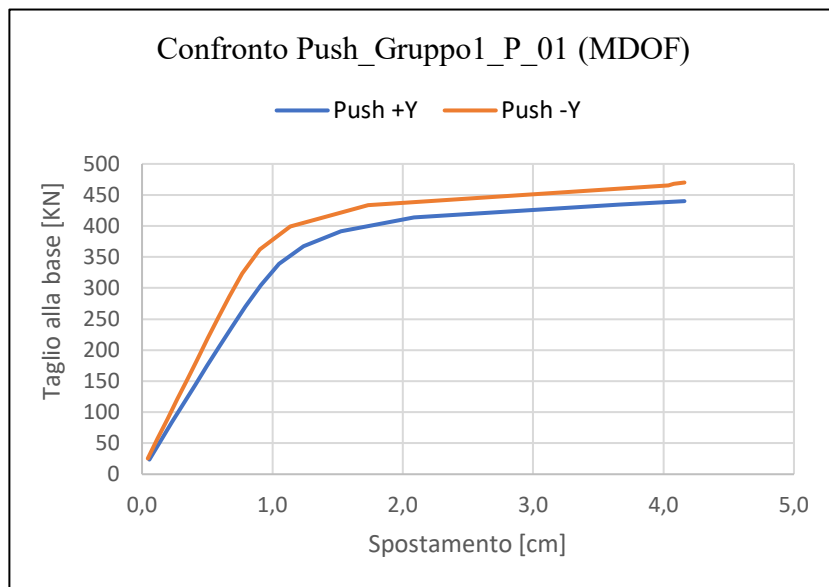
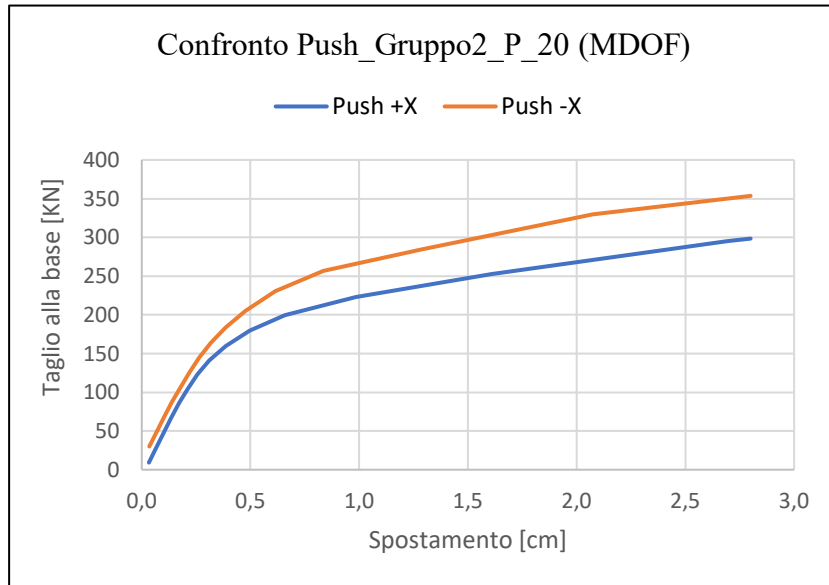
Una delle caratteristiche fondamentali delle analisi di pushover è quella di poter risentire dell'ordine (o storia) con cui viene caricata la struttura, per tanto è stato stabilito il corretto ordine con cui implementare i carichi sulla struttura. In particolare, è stato necessario creare una condizione di carico preliminare che considerasse “contemporaneamente” i carichi verticali presenti al tempo zero ($G1+G2+0,3Q$); successivamente è stato indicato nella “sequenza dei carichi non lineari” l'ordine dei carichi su cui valutare il comportamento della struttura.



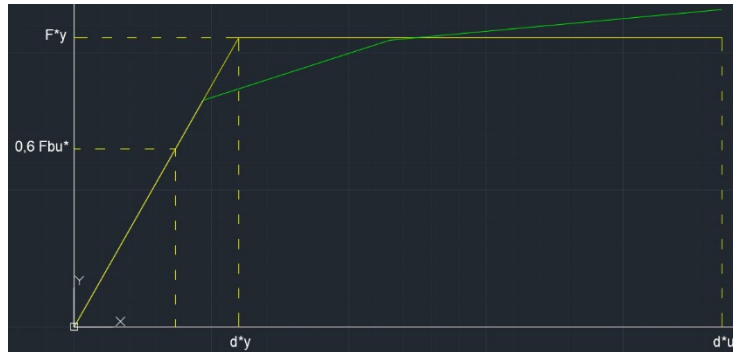
Curve di capacità:

Per la P_01 e la P_20 si sono ricavate le curve di capacità nelle due direzioni principali in merito ad entrambi i gruppi di spinta stabiliti in precedenza: +X,-X per la P_20 e +Y,-Y per la P_01. A causa del comportamento del legame costitutivo (par. 7.5) le curve ricavate dal Midas sono state “fermate” in corrispondenza della capacità ultime in SLC dei sistemi MDOF, rispettivamente 2,8 cm per la P_20 e 4,16 cm per la P_01.





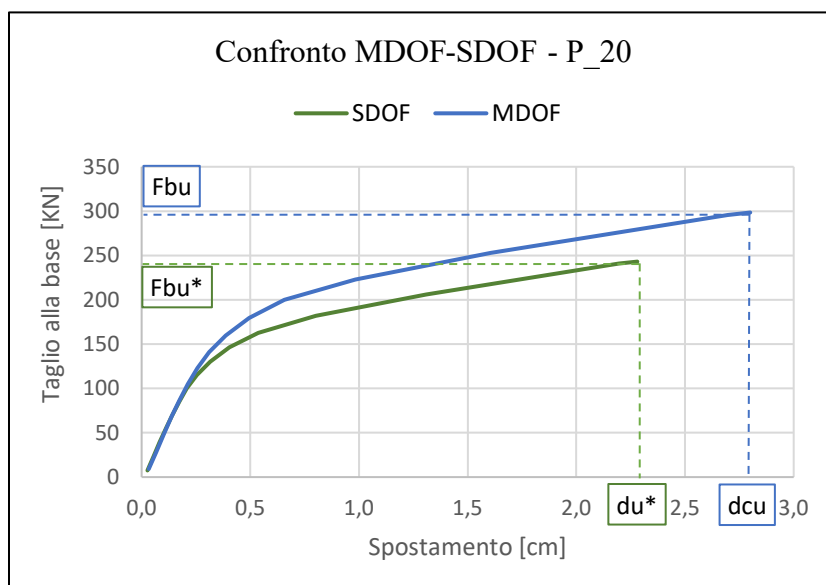
Ricavate le curve di capacità nelle diverse direzioni di spinta si procede ora alla determinazione del corrispondente sistema ad 1gdl e alla trasformazione in curve bilineari; per questo passaggio le curve sono state elaborate in Autocad ai fini del calcolo delle aree.



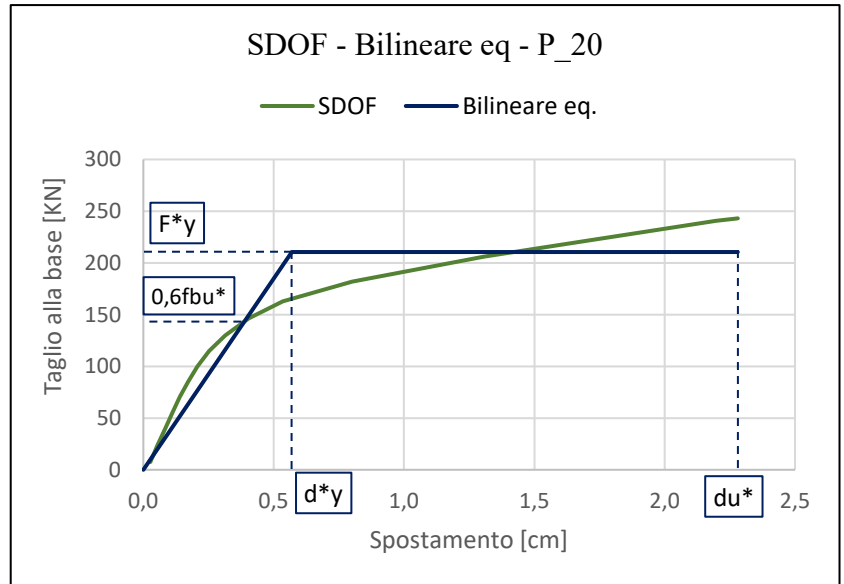
In merito alle curve precedenti si è scelto di analizzare per le due pareti la curva che meglio approssima un comportamento meno dissipativo e che porti il più velocemente possibile alla plasticizzazione del sistema: per la P_20 si utilizzerà la curva *Push +X_Gruppo 2*, mentre per la P_01 si utilizzerà la curva *Push-Y_Gruppo 2*.

P_20 (MR_46-47):

Fattore di partecipazione modale (Γ)						
Piani	Massa (KN)	Autovettori (φ)	φ_n	$m * \varphi$	$m * \varphi^2$	Γ
PT	120,50	0,0148	0,4669	56,2587	26,2659	1,23
P1	105,40	0,0317	1,0000	105,4000	105,4000	



Bilineare eq. SDOF		
Fbu	298,40	KN
dcu	2,80	cm
Fbu*	243,04	KN
du* = dm* (SLC)	2,28	cm
du* = dm* (SLV)	1,71	cm
0,6 Fbu*	145,82	KN
F*y	210,5	KN
d*y	0,57	cm
K*	36929,82	KN/m
m*	161,66	KN
T*	0,131	s
Tc	0,651	s
F*y/m*	1,30	g
Se (T*) - SLC	0,4856	g
Se (T*) - SLV	0,3640	g
SDe (T*) - SLC	0,082	m
SDe (T*) - SLV	0,062	m
q*	3,66	-

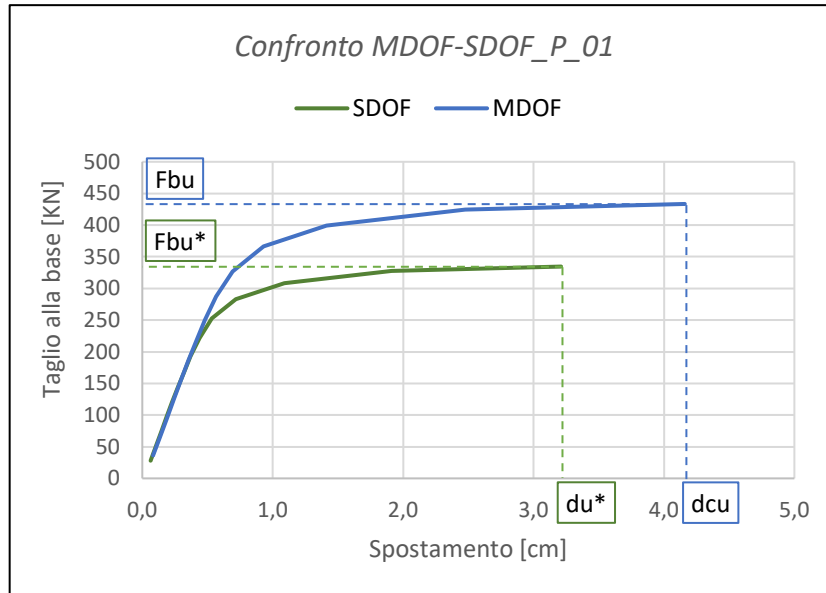


Verifica spostamento:		
Capacità SDOF [cm]	(d*max) [cm]	
2,28	39,13	SLC
1,71	29,33	SLV

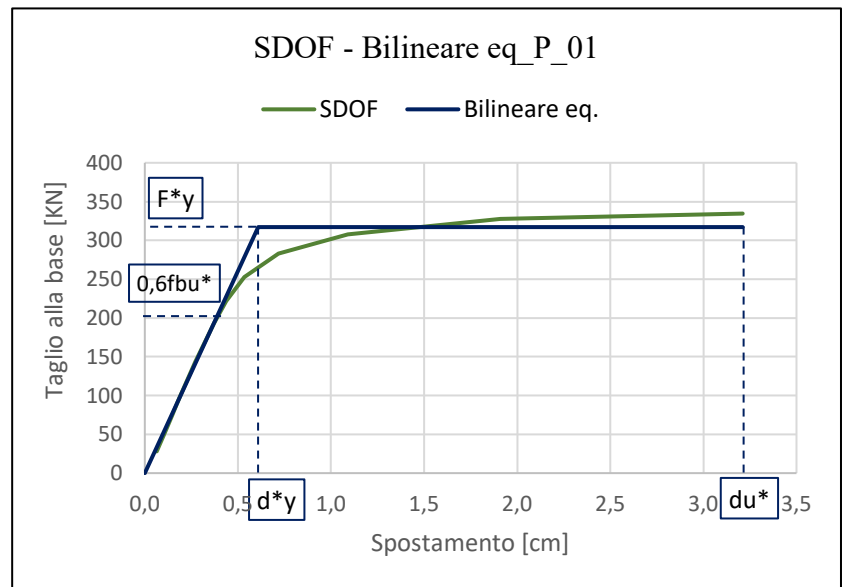
Non sono per tanto verificati i limiti di spostamento in merito a taglio e contestualmente di pressoflessione nel piano della parete. In considerazione delle ipotesi fatte in merito alle verifiche per azioni nel piano, non si considerano verificate le pareti in direzione X per azioni nel piano.

P_20 (MR_46-47):

Fattore di partecipazione modale (Γ)						
Piani	Massa (KN)	Autovettori (ϕ)	ϕ_n	$m * \phi$	$m * \phi^2$	Γ
PT	164,00	0,0266	0,4163	68,2692	28,4188	1,30
P1	223,40	0,0474	0,7418	165,7146	122,9244	
P2	128,30	0,0639	1,0000	128,3000	128,3000	



Bilineare eq. SDOF		
Fbu	433,40	KN
dcu	4,16	cm
Fbu*	334,54	KN
du* = dm* (SLC)	3,21	cm
du* = dm* (SLV)	2,41	cm
0,6 Fbu*	200,72	KN
F*y	317,12	KN
d*y	0,61	cm
K*	51986,89	KN/m
m*	362,28	KN
T*	0,166	s
Tc	0,651	s
F*y/m*	0,88	m/s ²
Se (T*) - SLC	0,5447	g
Se (T*) - SLV	0,4083	g
SDe (T*) - SLC	0,147	m
SDe (T*) - SLV	0,110	m
q*	6,10	-



Verifica spostamento:		
Capacità SDOF [cm]	(d*max) [cm]	
3,21	65,63	SLC
2,41	49,19	SLV

Yield Point: confronto nelle due direzioni principali

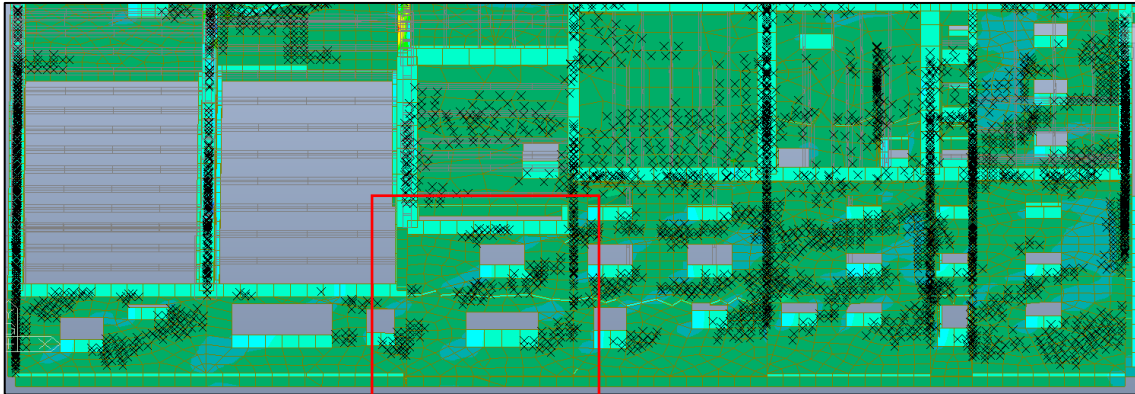


Figura 6 - Step 22_Push +X (Gruppo 2)

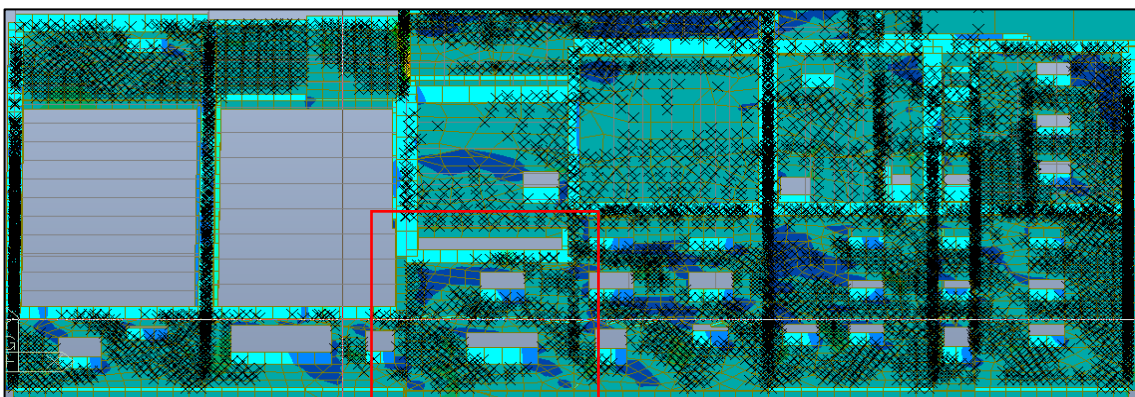


Figura 7 - Step 22_Push -X (Gruppo 2)

Le due immagini testimoniano e confermano la scelta di adottare per la verifica della parete P_20 i casi di carico relativi alla spinta in direzione -X. A parità di condizioni e al medesimo n° di Step di carico si nota come lungo -X la sofferenza globale della struttura sia nettamente maggiore.

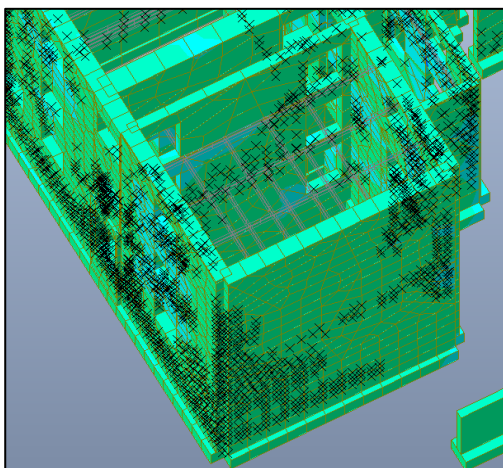


Figura 9 - Step 25_Push +Y (Gruppo 2)

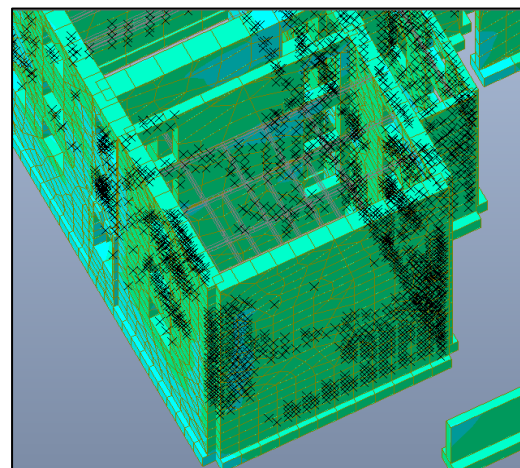


Figura 8 - Step 25_Push -Y (Gruppo 2)

Anche in merito all'analisi della P_01 la valutazione degli Yield point conferma la decisione di valutare le curve in merito al caso di spinta in direzione -Y, anche se per una differenza minima, l'area soggetta al raggiungimento del limite a trazione è maggiore. Tale risultato rispecchia quanto rilevato in merito alle curve di capacità dove il risultato nelle due direzioni è molto simile.

9. Conclusioni della Verifica di Sicurezza

Si riporta di seguito un breve riassunto delle criticità principali in merito alle verifiche svolte:

- **Verifiche SLU alle azioni verticali (non sismiche)**

Muratura:

- Sono state rilevate delle sofferenze nella verifica di *pressoflessione* nel piano per quanto la zona cucina e la zona camere sul lato Est del fabbricato, in particolare sulle pareti P_13(MR_14-26) e P_14(MR_16-27). Le verifiche mostrano un momento agente eccessivo nelle sezioni sommitali delle pareti che si presume possa essere ricondotto alla differenza di carico proveniente dai travicelli ma soprattutto da un basso spessore delle pareti in questione, intorno ai 15 cm.

[foto delle pareti]

- Nelle verifiche di *taglio*, svolte sia in termini di taglio-scorrimento che taglio-fessurazione diagonale si è riscontrato uno stato abbastanza esteso di sofferenza sulle pareti del fabbricato. Per il taglio-scorrimento le pareti risultate sofferenti riguardano casi localizzati, infatti come per il setto MR_15 e la parete P_14 della cucina il superamento della resistenza è solo locale. Nel caso della verifica per taglio-fessurazione diagonale risulta uno stato di sofferenza più generale su grosse zone del fabbricato, e questo è riconducibile ad uno stato generale di compressione non elevato sulle pareti, non dimenticando la severità dei parametri utilizzati per le verifiche.

[foto]

- Per i *carichi concentrati* è stato rilevato uno stato generale di sofferenza per quasi tutti gli appoggi dei travicelli in ferro dei solai, infatti, di tutto il complesso rimangono escluse da sollecitazioni eccessive solamente la zona della ex-stalla e la zona Est di cucina e zona notte, per le quali i valori rimangono dentro i limiti.

Relativamente agli altri casi verificati, in merito agli appoggi delle travi di copertura B, si segnala uno stato di sofferenza per quanto riguarda il PIL_08, il quale risulta uno dei più sollecitati nel deposito/magazzino.

[foto]

Travi in legno di copertura B:

- Sono state rilevate delle forti criticità in merito alle sollecitazioni di taglio e flessione retta sulle travi. Questa condizione allo stato attuale è sicuramente riconducibile allo stato generali delle travi le quali presentano già allo stato di fatto degli ammaloramenti.

- **Verifiche alle azioni sismiche**

Muratura:

- Parlando prima dei pilastri, sono state rilevate problematiche diffuse su diversi pilastri del deposito/magazzino sotto la copertura (B), in particolare la verifica a pressoflessione ha mostrato maggiori criticità rispetto alla verifica del taglio.
- Per i setti in muratura è stato riscontrato come per buona parte di questi non siano verificati i meccanismi fuori piano, in particolare la pressoflessione (o ribaltamento), va però segnalato che le pareti con un rapporto h/l minore mostrano invece una buona resistenza a tale meccanismo;
- Non desta alcuna preoccupazione l'eventuale spinta di copertura B in sommità alla parete P_20, in quanto la verifica risulta soddisfatta;
- Per l'eventuale sfondamento del timpano le verifiche hanno mostrato che nell'eventualità di un evento sismico si osserverebbe prima il ribaltamento dei tamponamenti perimetrali piuttosto che il martellamento della trave di colmo.
- Anche le analisi di push-over riguardo i meccanismi di secondo modo nel piano hanno mostrato una richiesta di spostamento maggiore delle capacità e per tanto le verifiche non sono soddisfatte.

Travicelli da solaio in ferro:

- Come per le azioni non sismiche è stato constatato che fin tanto venga richiesto un impegno nel loro piano forte questi non mostrano segni di sofferenza, ma, appena subentra uno stato di sforzo nel loro piano debole questi raggiungano velocemente la crisi.

Travi in legno di copertura B:

- Come nel caso dei carichi verticali le verifiche non soddisfatte riguardano le sollecitazioni derivanti dall'azione flettente e dal taglio.

GIUDIZIO FINALE:

Il fabbricato oggetto di analisi ha evidenziato sofferenze in merito a tutte e due le verifiche svolte, sia nei confronti delle sole azioni verticali sia per quelle sismiche, in particolare, come auspicabile, nel caso delle azioni sismiche le criticità rilevate sono maggiori.

Per i carichi verticali gli elementi più sofferenti sono sicuramente le travi di Copertura B del deposito/magazzino a causa del loro stato marcescente, ma in linea di massima tutto il complesso è risultato sofferente.

Per tanto, in conformità al DPC 83283 del 4/11/2010 e all'§8.3 delle NTC, si valuta a seguito della presente relazione tecnica una “*Non sicurezza con impossibilità di uso dell'edificio*” come indicato nella *casistica 2.5 all. “B” delle Linee Guida*, con contestuale segnalazione alla proprietà e al comune.

Nota in merito:

La verifica si vuole considerare negativa in considerazione delle sofferenze evidenziate riguardo le azioni verticali. Va però considerata l'aleatorietà dei risultati in quanto i parametri scelti soprattutto per la muratura sono molto severi, non si esclude per tanto che con parametri meno severi diverse verifiche ai carichi verticali risulti invece verificate.

Se così fosse, si sarebbe proceduto a rilasciare un CIS con prescrizioni nei riguardi di interventi locali atti al il ripristino della capacità portante (*Casistica 2.3 all. B delle Linee Guida*) e conseguente progetto strutturale. Inoltre sarebbe potuto continuare l'utilizzo del fabbricato.

Conclusioni dell'elaborato

L'elaborato

RIFERIMENTI (sitologia):

(1) Censimento Popolazione Abitazioni, dati e informazioni in merito al patrimonio edilizio Italiano, ISTAT;

(2) Idoneità statica degli edifici e regolamenti comunali locali, Febbraio 2015, Nicola Mordà;

(3) Terremoti, il 60% dei vecchi edifici a rischio. E l'Italia se ne dimentica, Agosto 2016, Repubblica;

(4) Definizione di massima dei costi dovuti a calamità naturali e nello specifico agli eventi sismici, Luglio 2019, Prometeia;

(5) Il costo dei terremoti in Italia, Febbraio 2018, Carlo Meletti;

(6) Costo delle accise per il finanziamento delle spese di ricostruzione, Novembre 2016, Repubblica;

(7) Scheda FAST per il rilevamento sui fabbricati per l'agibilità sintetica post-terremoto, Sara Frumento;

(8) European Regional Development fund, il fondo di solidarietà Europeo, Aprile 2017, Truenumbers;

(9) I terremoti in Italia costano 3 Miliardi l'anno, Agosto 2016, Economia&Finanza;

(10) Mappa sismica italiana, INGV;

(11) Quanto costerebbe mettere in sicurezza gli edifici in Italia, Agosto 2016, Il Post;

(12) Edifici pubblici sicuri, servono 50 Miliardi, Agosto 2016, Il Sole 24 Ore;

(13) Progettazione antisismica, il mercato vale 36 miliardi, Maggio 2013, Edilizia e Territorio - Il Sole 24 Ore;

(14) Terremoto: Ance, solidarietà e supporto a popolazioni colpite, Agosto 2016, ANCE;

(15) Ora serve un Piano per curare il territorio, Agosto 2016, Il Sole 24 Ore;

(16) Terremoti: 70 miliardi per ricostruire, ma lo Stato ne ha incassati il doppio con le accise, Novembre 2016, Repubblica;

(17) Crollo della palazzina di Torre Annunziata, Luglio 2017, Ingenio;

(18) I precedenti crolli a Roma e in Italia, Dicembre 1998, Repubblica;

(19) Esplosione a Rescaldina, Marzo 2018, Il Corriere;

...

RIFERIMENTI articoli:

[1] Natural disasters in Italy: Evolution and Economic impact, June 2019, Prometeia Associazione;

[2] I costi dei terremoti in Italia, Ingegneri, Novembre 2019, Consiglio Nazionale Ingegneri;

[3] I principali eventi sismici a partire dal 1968; Camera dei deputati, Maggio 2009;

[4] Terremoti. L'Aquila, Reggio-Emilia, Centro Italia: politiche e risorse per ricostruire il Paese, doc. Analisi n° 7, Agosto 2017, Ufficio Valutazione Impatto del Senato;

[5] Italy's earthquake: Estimating the economic and financial damage, Lorenzo Codogno, September 2016; LUISS;

[6] La prevenzione sismica in Italia: una sconfitta culturale, un impegno inderogabile, Febbraio 2019, Teresa Crespellani, Roberto De Marco, Elisa Grandoni, Emanuela Guidoboni, Vincenzo Petrini;

[7] Verso un piano nazionale per la messa in sicurezza delle abitazioni e dei territori dal rischio sismico e idrogeologico, Gennaio 2013, Centro Studi Consiglio Nazionale Ingegneri;

[8] Difendersi dai terremoti: la prevenzione sismica in Italia, Università di Roma Tre, Protezione Civile, INGV;

[9] Quanto costano i terremoti in Italia, Novembre 2014, Consiglio Nazionale Ingegneri;

[10] Sisma Bonus: la detrazione per gli interventi antisismici;

[11] Segnali positivi in un quadro di forti disuguaglianze, 2017, ISTAT;

[11] Danni negli edifici conseguenti a vibrazioni, Maggio 2005, Ing. Mauro Mezzetti – Laboratorio di Acustica applicata;

[12] Linee Guida 2016 – D.D. 07/2016, Direzione Urbanistica Comune di Milano;

[13] Risposta quesito Comune Milano sull'adempimento obblighi dell'art.11.6, Aprile 2017, Direzione Urbanistica Comune di Milano;

[14] Determina Dirigenziale 04/11/2019: approvazione definitiva del nuovo PGT, Area Sportello Unico per l'Edilizia;

RIFERIMENTI tesi: