

COMMISSARIO DELEGATO

EMERGENZA SISMA REGIONE EMILIA-ROMAGNA AI SENSI DELL'ART.1 COMMA 2 DEL D.L. N. 74/2012

STRUTTURA TECNICA COMMISSARIO DELEGATO

REGIONE EMILIA-ROMAGNA
REALIZZAZIONE DEI LAVORI DI RIPRISTINO E
MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'ARCHIVIO STORICO
DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA IN VIA MARCONI
N.3-5-7 A SAN GIORGIO DI PIANO (BO)

PROGETTO PRELIMINARE



COMMITTENTE

SERVIZIO PATRIMONIO RER

Responsabile: Ing. Giuseppe Simoni

Collaboratori: Ing. Andrea Samoggia
Geom. Sandra Sangiorgi

R.U.P.

Ing. Mauro Monti

PROGETTISTA

Arch. Alfiero Moretti

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Ing. Dario Benedetto
Ing. Rudy Bertaccini
Ing. Andrea Bucchi
Ing. Davide Parisi
Ing. Silvia Valenti

ELABORATO:

RELAZIONE TECNICA PRELIMINARE

Bologna, NOVEMBRE 2015

SCALA:

TAV.

5

RELAZIONE TECNICA PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

Indice

1. Indicazione degli estremi del committente	4
2. Indicazione degli estremi dei progettisti	4
3. Individuazione del sito	4
4. Descrizione delle strutture esistenti	7
5. Quadro fessurativo rilevato	10
6. Normative e documenti tecnici di riferimento	24
7. Destinazioni d'uso per la costruzione e azioni di progetto	24
8. Indagini ed analisi disponibili	27
9. Esiti delle verifiche tecniche e vulnerabilità dell'edificio	30
10. Interventi proposti e relativo inquadramento normativo	33
10.1 <i>Reticolare metallica di controvento orizzontale</i>	34
10.2 <i>Sostituzione della copertura</i>	37
10.3 <i>Riparazioni a scuci e cucii delle murature lesionate o degradate</i>	38
10.4 <i>Ripristino dei copriferrri e ristilatura dei giunti di malta</i>	38
10.5 <i>Consolidamento delle fondazioni delle murature e nuove opere fondali</i>	39
10.6 <i>Demolizione di opere incongrue</i>	40
11. Azione sismica di progetto	41
12. Valutazioni numeriche per il predimensionamento degli elementi di rinforzo	47
12.1 <i>Dimensionamento di massima della reticolare metallica di controvento</i>	47
12.2 <i>Predimensionamento della nuova copertura</i>	56
12.3 <i>Nuove fondazioni e dimensionamento delle opere di consolidamento</i>	58
13. Individuazione dello stralcio funzionale	60

1. Indicazione degli estremi del committente

L'intervento è eseguito per conto della Regione Emilia-Romagna, proprietario e attuale utilizzatore del complesso archivistico di San Giorgio di Piano, dalla Struttura Tecnica del Commissario Delegato (STCD) alla ricostruzione post sisma del 2012, che agisce come stazione appaltante, rappresentata dal Responsabile Unico del Procedimento (RUP) Ing. Mauro Monti.

L'attuazione a carico della STCD avviene in virtù del nesso di causalità riscontrato, per alcuni danneggiamenti, con gli eventi sismici del maggio 2012, che hanno di fatto aggravato un quadro di degrado pregresso per la porzione oggetto di intervento.

2. Indicazione degli estremi dei progettisti

Il proposito della stazione appaltante è quello di redigere un progetto preliminare/definitivo idoneo ad essere posto a base di gara per l'affidamento di un appalto integrato.

Limitatamente a questa fase progettuale, pertanto, il progettista generale dell'intervento, per il progetto preliminare, è individuato nell'Arch. Alfiero Moretti, in qualità di Direttore della STCD.

Per le opere strutturali, il progetto preliminare è redatto a cura dell'Ing. Adrea Bucchi e dell'Ing. Davide Parisi, funzionari del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna.

Collabora alla redazione del progetto anche l'Ing. Dario Benedetto di FINTECNA, incaricato di redigere le indicazioni preliminari per la sicurezza e il capitolato speciale d'appalto.

La direzione dei lavori non sarà oggetto di gara, e verrà affidata alla società in house Finanziaria Bologna Metropolitana, che provvederà ad indicare la figura del Direttore dei Lavori.

3. Individuazione del sito

L'oggetto dell'intervento sono alcuni capannoni sede dell'Archivio Storico della Regione Emilia-Romagna, ubicati in Via Marconi, nn. 3 - 5 - 7, a San Giorgio di Piano (BO); secondo la classificazione sismica allegata all'Ordinanza PCM n 3274 del 20/03/03 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" il Comune è situato in zona 3.

Il complesso (riportato in vista aerea nella successiva illustrazione), realizzato fra le due guerre, risulta costituito dai due corpi allungati principali sul fronte nord, accostati e paralleli, attualmente utilizzati dal personale RER; da questi si dipartono due pensiline sul lato nord che li collegano a due corpi di fabbrica minori, a più piani, destinati un tempo presumibilmente ad abitazione dei custodi, e oggi riservati solo in parte a funzioni abitative di personale lavoratore. Le pensiline sul lato sud, invece, collegano ad altri spazi oggi inutilizzati o adibiti al deposito temporaneo di materiale da smistare, che formano una corte interna. Questi corpi saranno quelli oggetto dei lavori in progetto.



Figura 1: Vista planimetrica da satellite (foto Google Earth)

I capannoni sul fronte nord, di struttura analoga, sono separati nella zona centrale da una parete a tutta altezza in laterizio, e nelle zone di estremità da due telai in c.a. coevi alla costruzione, che lasciano aperto il passaggio fra gli ambienti. In tal modo si individuano 4 grandi locali (in basso nella figura che segue), ad oggi effettivamente utilizzati per l'archivio e frequentati dai lavoratori RER (sale Bonaini, Casanova, Cencetti, Bonghi). Tali corpi presentano una struttura a pareti in mattoni pieni monopiano con un tetto a due falde (ciascuno), con un cordolo in c.a. alla quota di gronda, presumibilmente solo sui lati lunghi; la struttura del coperto non è visibile (ma dalle indagini eseguite e dalla documentazione reperita risulta essere in legno, molto leggera) in quanto poggiante su un solaio sottostante in latero-cemento ad arco, con catene ad interasse regolare per compensarne la spinta.

I corpi sul retro, con pianta a "C", si presentano in uno stato di manutenzione gravemente carente, ed hanno struttura simile ai precedenti; uno dei due capannoni però risulta interrotto nella parte centrale, facendo spazio alla corte.

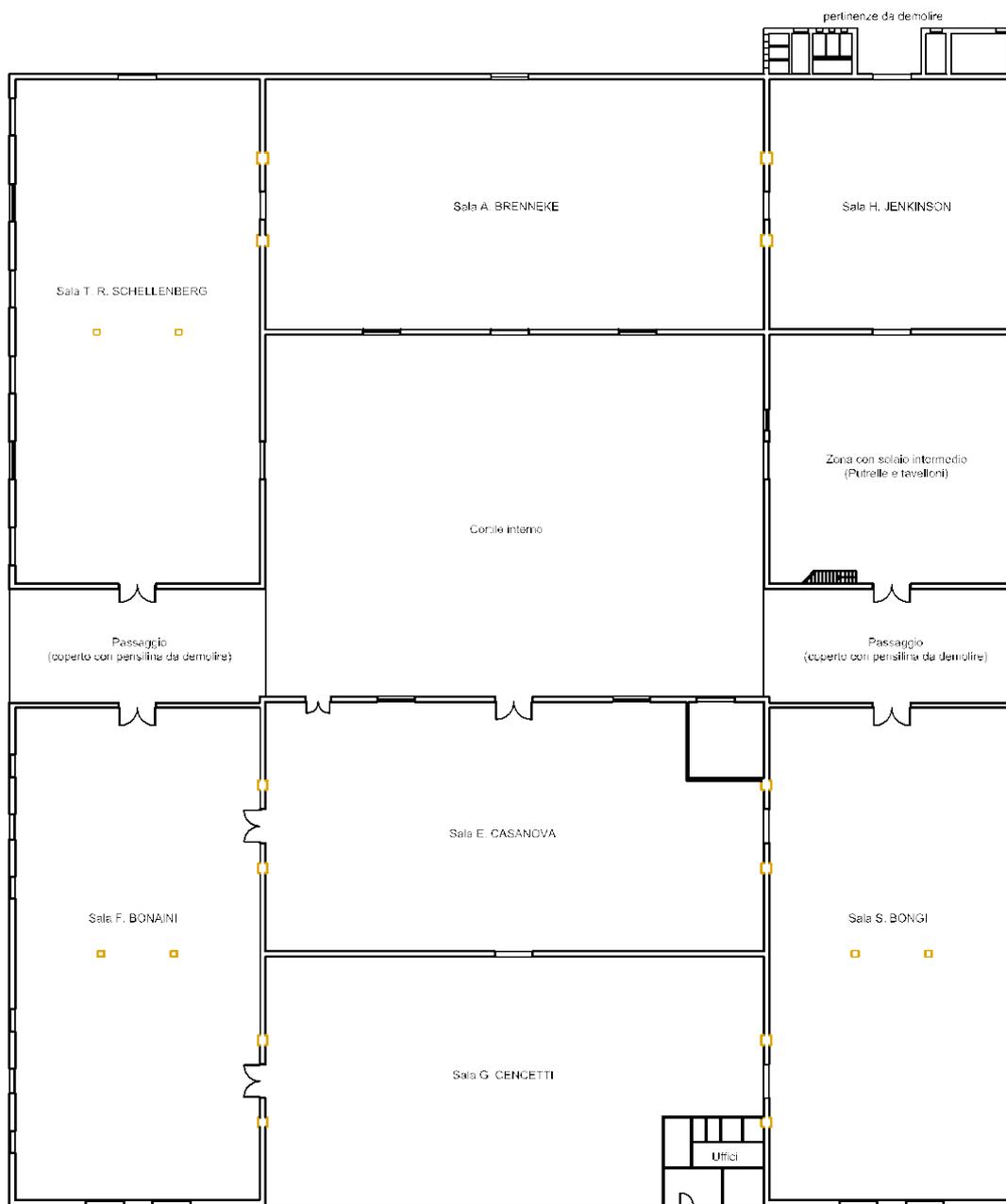


Figura 2: Layout funzionale del complesso

In tale porzione meridionale si individuano 3 ambienti di competenza della RER (sale Schellenberg, Brenneke, Jenkinson), mentre una porzione di fabbricato adiacente alla sala Jenkinson risulta inaccessibile e presumibilmente non utilizzata da lungo tempo. In ogni caso, tali ambienti sono stati dichiarati inaccessibili per motivi di sicurezza precedentemente agli eventi sismici.

Le pensiline di collegamento sono costituite da travi o travetti in c.a., a cavallo sulle due strutture, con interposti laterizi (soggetti a sfondellamento); durante l'inizio dei lavori, precedentemente condotti, di demolizione della pensilina sul lato est (fra le sale Bonaini e Schellenberg) sono state rinvenute delle lesioni sulle porzioni di muratura d'angolo e sui cantonali, da cui ha tratto origine la richiesta di sopralluoghi e approfondimenti sui possibili danni indotti dagli eventi sismici del maggio 2012 sui fabbricati in oggetto.

4. Descrizione delle strutture esistenti

Restringendo l'attenzione alla sola porzione oggetto di intervento, si individua una planimetria con forma a "C", la cui simmetria è parzialmente inficiata dalle vicende che hanno riguardato il corpo di nord-ovest, in disuso da parecchi anni, che ha subito degli interventi di trasformazione più o meno sconsiderati con alcuni spostamenti di aperture e la realizzazione di un solaio interno.

A conclusione degli accennati lavori di demolizione delle pensiline che costituivano un collegamento improprio con la porzione nord del complesso, l'edificio su cui si interviene può essere considerato come un'unica unità strutturale isolata, costituita da un modulo ripetitivo con schema strutturale costante.

La geometria della struttura e i dettagli strutturali sono noti in base al rilievo architettonico e alla documentazione tecnica messa a disposizione della committenza e al rilievo strutturale effettuato in situ. Le caratteristiche meccaniche dei materiali sono state ottenute mediante verifiche in situ ad opera di Laboratorio di Prova Specializzato (Geotecnica s.r.l. di Sala Bolognese, Bologna).

La struttura dell'intero edificio è in muratura (setti perimetrali spessore 45cm), con presenza di alcuni pilastri in c.a. all'interno (2 pilastri), elementi secondari aventi la funzione statica di supporto delle volte di copertura, localizzati nella zona centrale della sala Schellenberg.

Tutti gli ambienti sono coperti da solai voltati che a loro volta sorreggono la copertura; sulla sala Schellenberg, in particolare, è presente un solaio a volta a botte ribassata costituita da travetti in c.a. a doppia orditura, con interasse fra i travetti trasversali pari a 50 cm e interasse fra i travetti longitudinali di 25 cm, intervallati da pignatte in laterizio, con uno spessore di 14 cm. In questo ambiente, si hanno due campate di volte, poggianti sulle pareti perimetrali nord e sud, ed in mezzeria sul telaio in c.a. costituito dai pilastri intermedi, sormontati da una trave, anch'essa in c.a. e apparentemente originale.

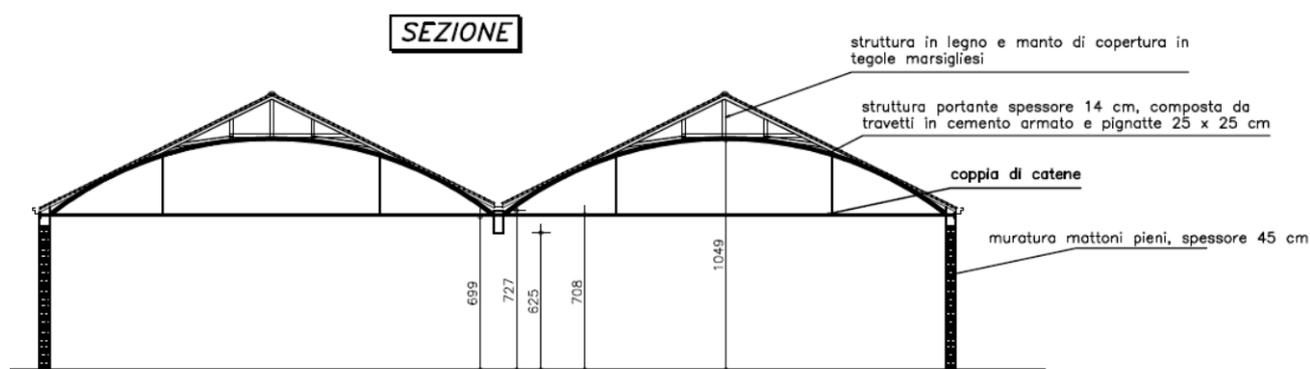


Figura 3: Sezione trasversale schematica tipica delle strutture del complesso

Dall'interno si denota quindi la presenza di timpani con forma di settore circolare, con finestra circolare centrale, che seguono la forma della volta, mentre dall'esterno si vede che le pareti sui fronti est e ovest terminano in sommità con un timpano triangolare che segue la configurazione geometrica del coperto.

La spinta di questo solaio voltato è assorbita, almeno in parte, da 8 coppie di catene che coprono entrambe le campate, disposte ad intervalli regolari, di diametro 26 mm, accoppiate ad un interasse di 9 cm.

La sala Brenneke, che presenta una lunghezza maggiore, pari a circa 40 m, si differenzia per essere costituita da una campata unica, con 12 coppie di catene di diametro 26 mm disposte lungo tale lunghezza.



Figura 4: Sala Schellenberg, vista dall'interno con catene a contrasto della spinta dei solai voltati.

La soprastante copertura vera e propria, con un manto in tegole in laterizio, è costituita da travetti in legno longitudinali di base 7 cm e altezza 4 cm, posti ad interasse 35 cm, ed incastellati variamente, posti ad una quota di poco superiore alla volta, tanto che almeno per la parte più vicina alla gronda questa sostiene direttamente il manto.



Figura 5: Particolari della copertura lignea sovrastante le volte in latero-cemento.

Da alcune campagne di indagine eseguite negli anni recenti, i travetti curvilinei dei solai voltati si attestano, da un lato e dall'altro, su un cordolo in c.a. sagomato in modo da riprendere la forma del

cornicione esterno, all'interno del quale vengono annegate le catene, che risultano quindi prive di capochiave esterno.

Da un approfondimento su una porzione di cordolo della sala Brenneke, è emerso quanto segue:

- sono presenti tondini lisci di acciaio Ø 18 mm ortogonali al verso della catena;
- è presente una staffa liscia Ø 5 mm sagomata all'interno della trave;
- sono presenti 3 staffe lisce Ø 5 mm che raccordano la coppia di catene;
- la trave, segue la forma della modanatura e non poggia sulla fila esterna di mattoni rossi;
- la catena Ø 29 mm “gira” intorno al tondino liscio di acciaio Ø 18 mm.

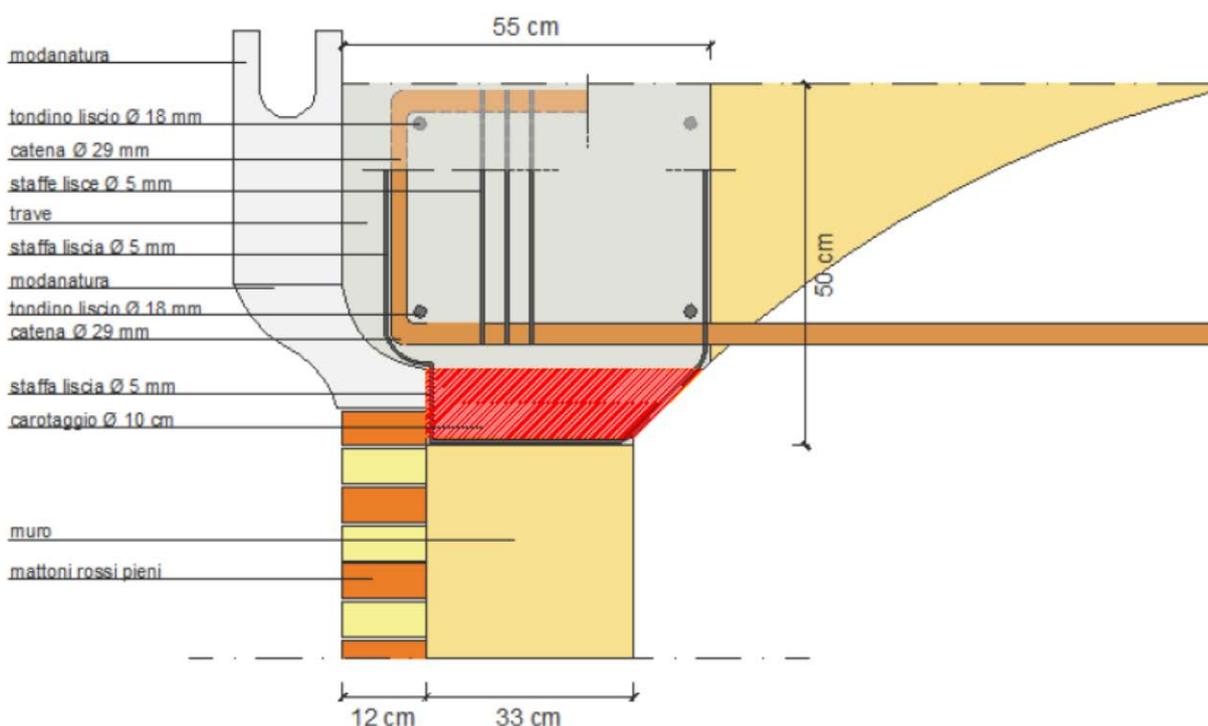


Figura 6: Sezione di dettaglio in corrispondenza dell'imposta delle volte in latero-cemento.

Da saggi esplorativi condotti nel recente passato, è emerso che le fondazioni presentano le seguenti caratteristiche:

- la fondazione della muratura esterna della sala Schellenberg, in mattoni pieni, ha una profondità di 85 cm, e poggia su un letto di 20 cm di ghiaione di base, con una leggera risega di 8 cm per lato rispetto allo spessore murario in elevazione;
- i pilastri centrali della sala Schellenberg hanno fondazioni a plinto quadrato, con lato da 3,50 m e profondità di posa 1,50 m;
- la fondazione delle pareti lunghe della sala Brenneke, in muratura, presenta una profondità di soli 40 cm, ma un letto di ghiaione sottostante spesso 45 cm;
- la fondazione della parete esterna sul lato ovest, anch'essa in muratura, è caratterizzata da una risega di 10 cm, con una profondità di 60 cm, ed è posata su un letto di ghiaione di 60 cm di spessore.



Figura 7: Saggi esplorativi sulle fondazioni dei pilastri interni in c.a. e delle murature esterne.

5. Quadro fessurativo rilevato

La porzione meridionale del complesso, oggetto di intervento, risulta caratterizzata da un quadro fessurativo concentrato in alcuni punti tipici che ne rendono possibile un'interpretazione, almeno in parte con rimando agli eventi sismici del maggio 2012, oltre che da una condizione di degrado e assenza di manutenzione piuttosto diffusa, che si attesta però su una condizione di qualità dei materiali strutturali apprezzabile per l'epoca di costruzione.

Avendo a disposizione la documentazione inerente la verifica tecnica, condotta precedentemente al sisma, è possibile ricostruire il quadro fessurativo pregresso e risalire, per differenza, alle sofferenze indotte dal terremoto; in particolare, in precedenza, erano stati già denunciati:

- distacchi di intonaci (tutte le facciate), con muratura a vista esposta agli agenti atmosferici;
- presenza di calcestruzzi ammalorati a causa della percolazione delle acque piovane e fenomeni rilevanti di infiltrazione;
- lesione diagonale nella parete in muratura disposta nella direzione parallela alla volta;
- mancanza in alcuni punti dei pilastri e delle travi in c.a., di copriferro delle barre in acciaio che, risultano, quindi esposte agli agenti atmosferici e conseguentemente soggette a possibili fenomeni di corrosione.

A ciò si aggiunge la presenza di vegetazione rampicante o arbustiva particolarmente preoccupante in alcuni punti.

Inoltre, nelle solette di collegamento con la parte più a nord del complesso (capannoni ad oggi effettivamente utilizzati), successivamente oggetto di demolizione, si riscontrava:

- presenza di calcestruzzi ammalorati (nei travetti in c.a.) a causa della percolazione delle acque piovane e fenomeni rilevanti di infiltrazione;
- mancanza di intonaco all'intradosso dei solai.

Il tutto è documentato dall'illustrazione seguente, da cui si nota inoltre un distacco fra una parte del solaio voltato della sala Schellenberg e la muratura perimetrale adiacente; la successiva foto mostra invece la lesione sulla parete trasversale interna che separa tale ambiente dalla sala Brenneke, che parrebbe imputabile ad un'insufficienza fondale, e che ad oggi risulta aggravata.

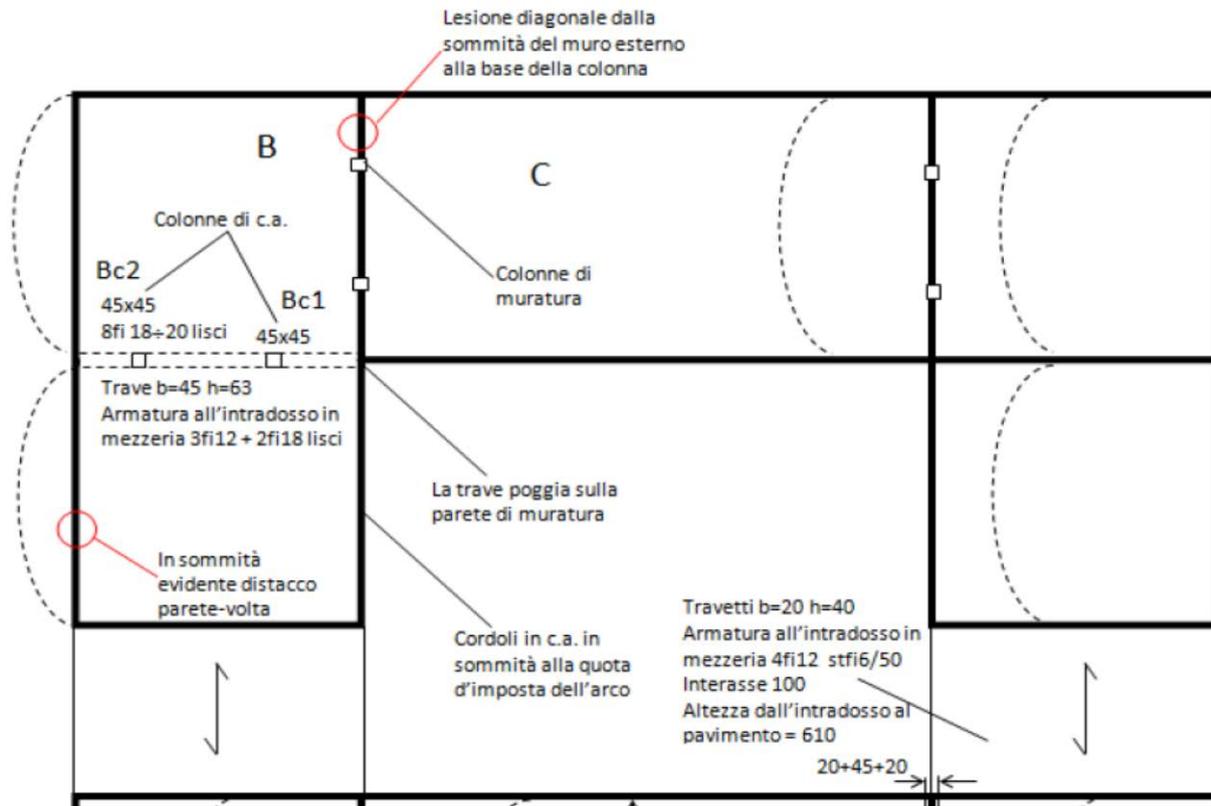


Figura 8: Pianta del quadro fessurativo rilevato precedentemente agli eventi sismici del 2012.



Figura 9: Vista ravvicinata delle lesioni diagonali sulle murature trasversali interne.

Durante l'inizio della programmata demolizione della pensilina sul lato est (fra le sale Bonaini e Schellenberg) sono state rinvenute delle lesioni sulle porzioni di muratura d'angolo e sui cantonali;

potrebbe trattarsi di una zona in cui il cordolo presenta una discontinuità altimetrica, o in termini di armatura, fra i due lati ortogonali dell'edificio.

Se per i danneggiamenti appena richiamati non appare possibile ascrivere al sisma del 2012, piuttosto che a cause pregresse, le lesioni rilevate, risulta invece possibile ricondurre a sollecitazioni sismiche l'origine o quanto meno l'aggravamento di altri quadri fessurativi presenti sui vari corpi del fabbricato, ovvero:

- il distacco in sommità delle pareti trasversali interne, aventi caratteristiche portanti (sebbene probabilmente poco caricate staticamente), dai solai ad arco in latero-cemento, che ad oggi risulta indistintamente esteso a tutto il fabbricato;
- alcune lesioni sui timpani (più evidenti all'esterno della sala Bonaini nella porzione nord, dove il rilevamento è agevolato dalla presenza di un intonaco in buone condizioni);
- l'insorgere di una lesione sulla parete trasversale interna fra la sala Brenneke e la sala Jenkinson, del tutto analoga a quella pre-esistente sulla parete divisoria fra la sala Brenneke e la sala Schellenberg.

Il primo tipo di danneggiamento è rilevabile anche sulle porzioni già rese inagibili prima del sisma, che presentano anche altri tipi di fessurazione invece preesistenti (ad esempio, lesioni probabilmente imputabili a cedimenti fondali sulle pareti trasversali interne).

Il tutto è meglio dettagliato nelle illustrazioni che seguono.



Figura 10: Dettaglio delle lesioni ai cantonali lato nord presumibilmente indotte dai lavori di demolizione.



Figura 11: Vegetazione rampicante e arbustiva attecchita sulle pareti esterne.



Figura 12: Superfeticazioni da demolire sul fronte sud del fabbricato.

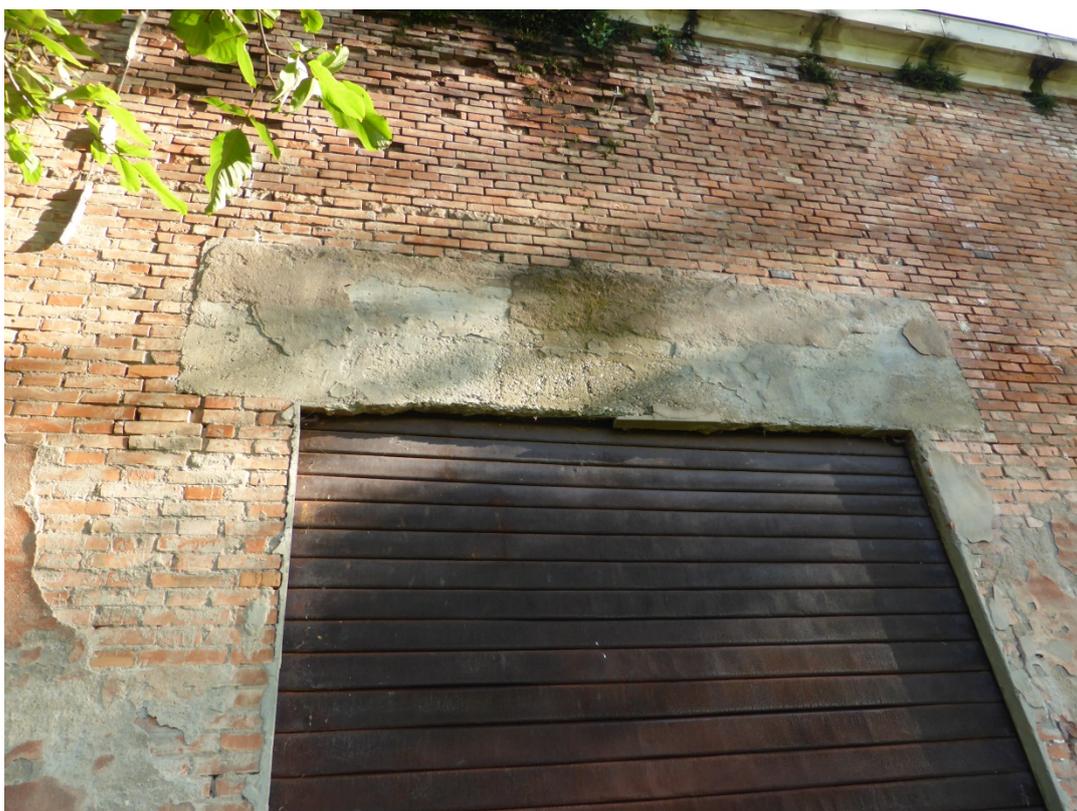


Figura 13: Architrave esistente in c.a. con porzione di muratura sotto il cornicione con vegetazione e mattoni degradati.



Figura 14: Fessurazioni murarie verticali e sintomi di degrado delle murature sul fronte sud.



Figura 15: Fessurazioni in corrispondenza del cantonale di sud-est.



Figura 16: Fronte est ormai quasi privo di intonaco con il cordolo orizzontale al di sotto dei rosoni.



Figura 17: Particolare di degrado del copriferro sul cordolo del fronte est.



Figura 18: Dettaglio dell'innesto della trave del telaio in c.a. interno nella muratura perimetrale.



Figura 19: Pensiline esterne di collegamento con la porzione nord, con demolizione da completare.



Figura 20: Degrado su un rosone che affaccia sul cortile interno.



Figura 21: Degrado dei laterizi sul paramento murario esterno, lato corte.



Figura 22: Prospetto sulla corte interna della porzione di nord-ovest, con indebolimento della muratura indotto da un'apertura in posizione sfavorevole, che (dettaglio a destra) ha agevolato la formazione di fessurazioni in corrispondenza della fascia di piano.

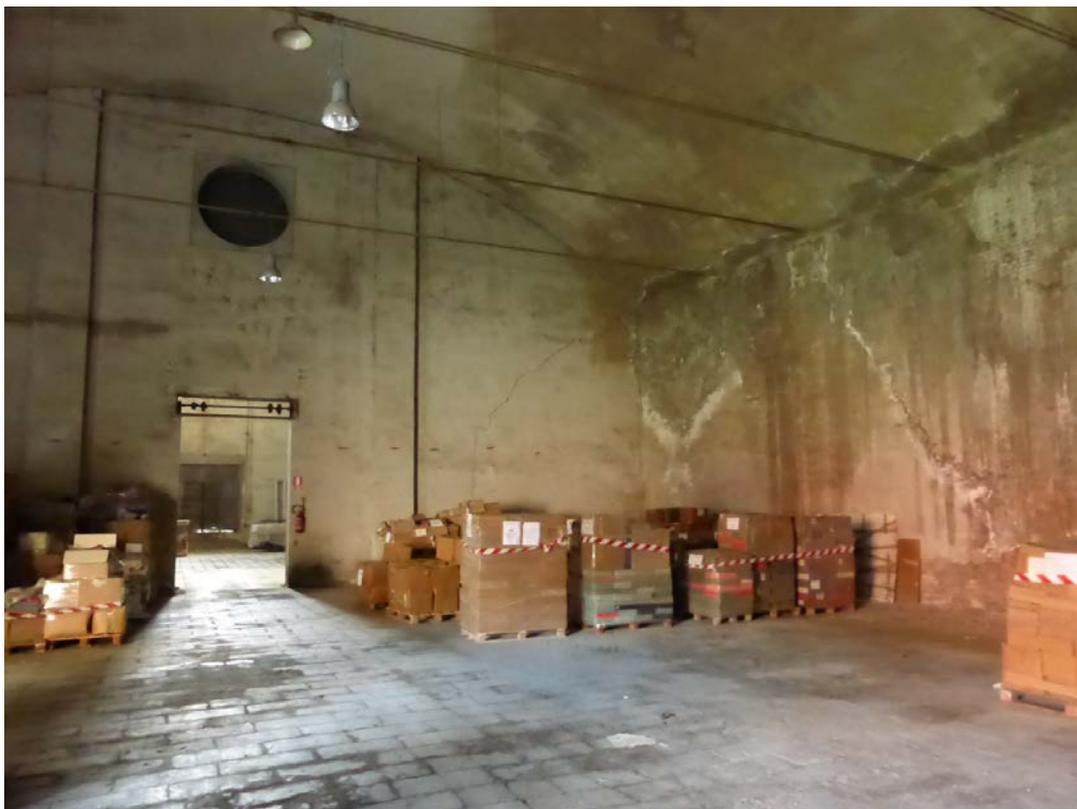


Figura 23: Interno della sala Brenneke (corpo centrale), si nota l'ammaloramento delle murature esterne per presenza di umidità ascendente e discendente, la lesione presumibilmente indotta da cedimento fondale della parete divisoria dal lato della sala Schellenberg ed il distacco in testa della volta dalla stessa parete.



Figura 24: Apertura tamponata sulla muratura esterna della sala Brenneke.

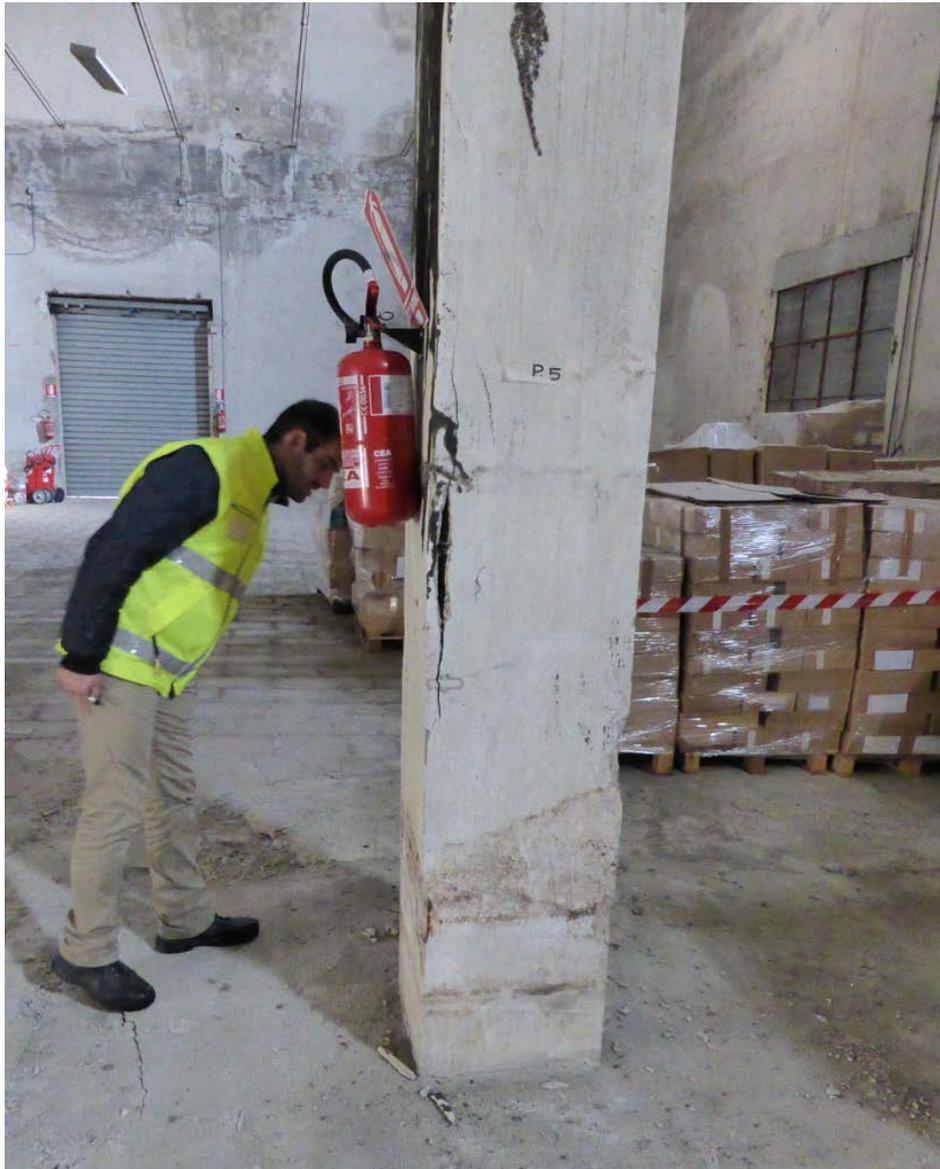


Figura 25: Pilastro in c.a. nella sala Schellenberg con copriferro degradato.

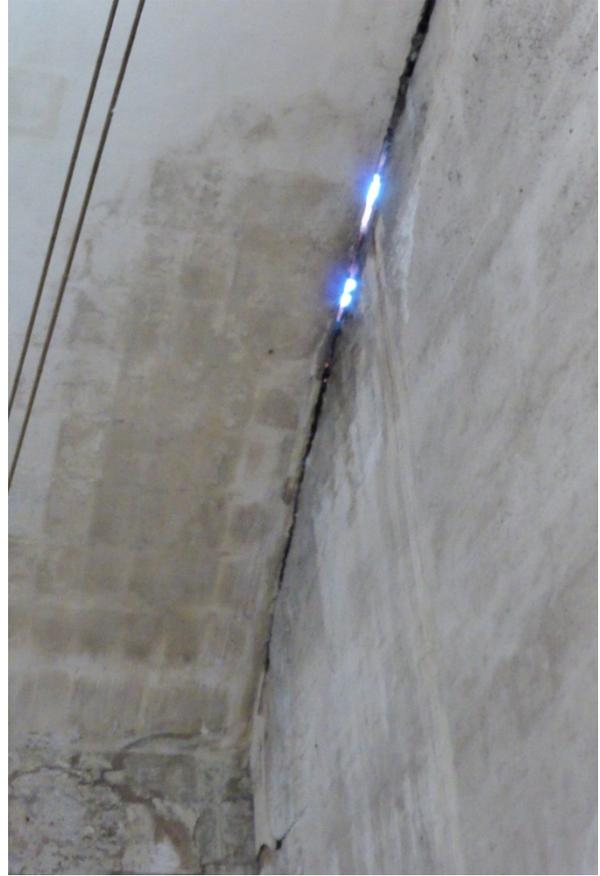


Figura 26: Distacchi fra le volte interne in latero-cemento e le pareti perimetrali esterne, con leggerissimo fuori piombo delle stesse verso l'esterno.



Figura 27: Avvallamenti nel manto di copertura.



Figura 28: Porzione di nord-ovest, tracce indicanti gli innesti delle travi metalliche del solaio intermedio posticcio.



Figura 29: Intercapedine fra il solaio voltato e la copertura in legno, si nota la precarietà della struttura lignea che sostiene il manto in tegole marsigliesi.



Figura 30: Copertura lignea, particolare delle tavole di irrigidimento in direzione longitudinale e trasversale.



Figura 31: Corpo nord-ovest, solaio intermedio in putrelle HEA100 e tavelloni, sostenuto da telai interni in profilati metallici, poco efficienti ai fini sismici.



Figura 32: Solaio intermedio del corpo di nord-ovest, si nota la presenza di una cappa in c.a. con rete elettrosaldata soltanto su metà della superficie dell’impalcato.

6. Normative e documenti tecnici di riferimento

La normativa cui occorre fare riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- D.M. 14/01/08 “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare applicativa n. 617/2009 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Eurocodice 3 per le strutture metalliche
- Eurocodice 5 e Istruzione CNR-DT 206/2007 per le strutture in legno
- DPCM 9/2/2011, "Valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 gennaio 2008"

7. Destinazioni d’uso per la costruzione e azioni di progetto

Il fabbricato esistente, oggetto, anche se solo progressivamente e per stralci successivi, di una profonda riqualificazione, verrà destinato, rispetto all’uso attuale di deposito “irregolare” dei faldoni che non trovano spazio negli spazi già sistemati a polo archivistico (edifici a nord del complesso), ad archivio vero e proprio, con previsione di inserire all’interno scaffalature di tipo scorrevole su guide da installare su un pavimento di tipo industriale di idonee caratteristiche meccaniche.

A completamento dell’intervento, da articolarsi in più fasi, è prevista la realizzazione, sempre all’interno, di uno spazio da dedicarsi alla consultazione dei documenti archiviati.

La zona archivi potrà essere realizzata a due piani, con elementi modulari appositamente concepiti, previa realizzazione, che esula dal presente appalto, di una struttura metallica interna per l’accesso al secondo livello, comunque da costruirsi giuntata ed indipendente sismicamente rispetto all’involucro esistente oggetto di consolidamento.

La classe d'uso prevista rimane dunque la II, con vita nominale di 50 anni e quindi identico periodo di riferimento per l'azione sismica.

Le illustrazioni che seguono hanno lo scopo di illustrare alcune possibili soluzioni per il layout interno.

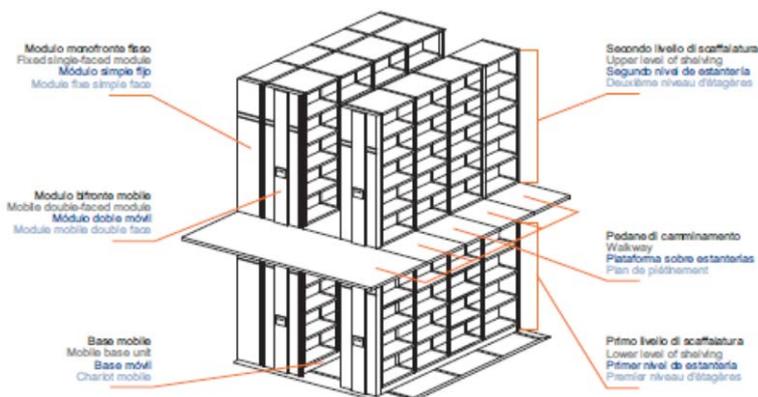
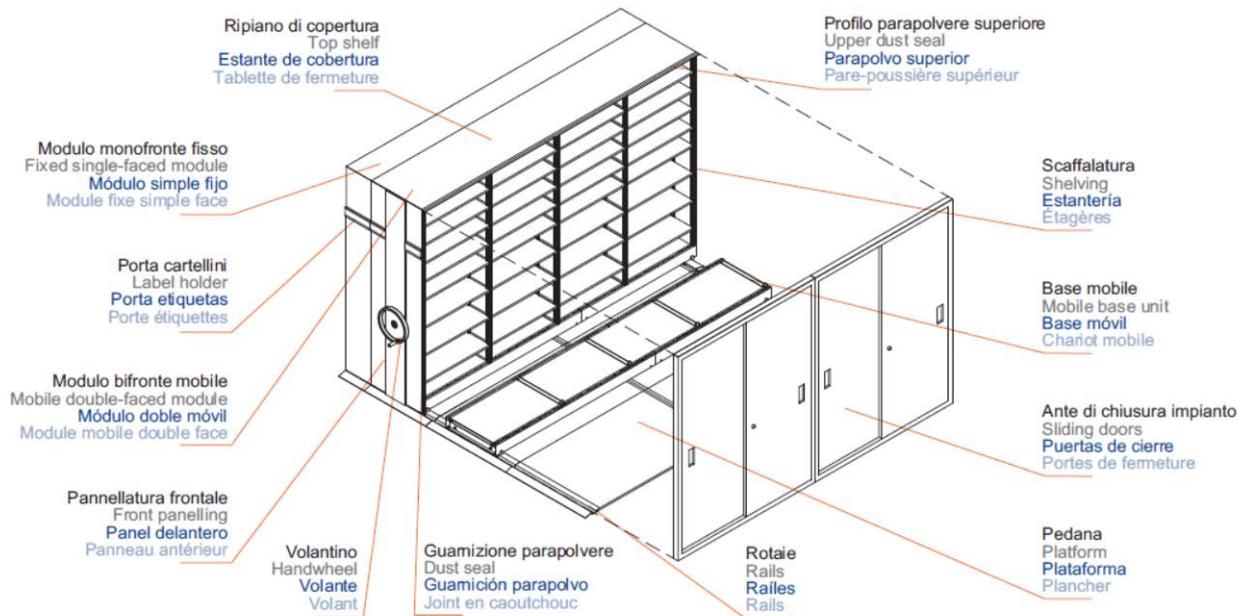
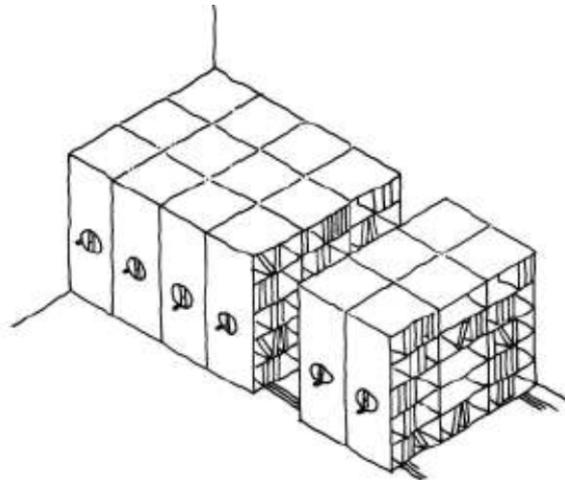


Figura 33: Possibili ipotesi per la realizzazione del layout degli archivi interni.

Il sistema di scaffalature mostrato, nelle sue più consuete applicazioni commerciali, prevede la presenza di allineamenti di ruote lungo i binari predisposti, aventi portata massima di 1000 kg ciascuna, per cui da valutazioni preliminari è possibile stimare un carico unitario superficiale, per l'area occupata dagli scaffali, nel caso di realizzazione a doppia altezza, pari a 5000 kg/mq, cui si aggiungerebbero i sovraccarichi accidentali previsti dalle NTC2008.

Ai fini dell'analisi sismica del fabbricato, se i carichi verticali a quota del solaio di calpestio di piano terra risultano poco influenti, occorre invece considerare i carichi di servizio legati esclusivamente alle necessità di manutenzione della copertura, mentre notevolmente più significative sono le azioni accidentali, ovvero il vento, poco significativo per strutture pesanti in muratura come quella in oggetto, e la neve in copertura.

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi effettuata per la determinazione delle azioni esercitate dalle pareti murarie e dalla copertura.

Il carico da neve è assunto in 120 kg/mq, rispetto ad un'altitudine del sito pari a circa 19 m s.l.m. ($q_{sk} = 150$ kg/mq), ponendo $c_E=c_t=1$ e assumendo per falde con inclinazione di 25° un coefficiente di forma $\mu = 0,80$. Per le verifiche locali, dovranno essere tenuti in conto gli effetti dell'accumulo neve in corrispondenza degli impluvi; a meno di modificare radicalmente la concezione della struttura di sostegno della copertura, in ogni caso, tali effetti potrebbero esplicarsi sulle volte in latero-cemento più che sulle strutture di copertura vere e proprie. Con riferimento ai §§C3.4.5.1 e C3.4.5.4 della Circolare, il sovraccarico massimo da neve, nelle zone intermedie di accumulo in corrispondenza degli impluvi, potrà assumersi indicativamente pari a 160 kg/mq.

La determinazione dell'azione del vento è avvenuta facendo riferimento ai parametri riportati di seguito:

- Zona vento = 2 ($V_{b,o} = 25$ m/s; $A_o = 750$ m; $K_a = 0,015$ 1/s)
- Classe di rugosità del terreno: C [Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D]
- Categoria esposizione: tipo III ($K_r = 0,20$; $Z_o = 0,10$ m; $Z_{min} = 5$ m)
- Velocità di riferimento = 25,00 m/s
- Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 39 daN/mq
- Coefficiente di forma (C_p) = 0,80 (valore massimo per la parete sopravvento)
- Coefficiente dinamico (C_d) = 1,00
- Coefficiente di esposizione (C_e) = 2,26 (alla quota di 12 m, massima, poi decrescente fino a 1,71)
- Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = 1,00
- Altezza dell'edificio = 12,00 m

Risulta quindi per le parti direttamente esposte una pressione del vento pari a $p = q_b C_e C_p C_d = 78$ kg/mq, mentre per la parti sottovento si trova 47 kg/mq. Le falde di copertura saranno invece sollecitate rispettivamente da 40 kg/mq in pressione e 53 kg/mq in depressione.

I carichi sopra esposti si sommeranno ai pesi propri e permanenti portati dai vari orizzontamenti dell'edificio; per lo stato di fatto si rimanda alla relazione sulla valutazione della sicurezza allegata, mentre per lo stato di progetto può farsi riferimento alle valutazioni seguenti.

Piano di calpestio

- Platea in c.a. s = 40 cm: 1000 kg/mq
- Vespaio in ghiaia s = 40 cm: 800 kg/mq
- Soletta in c.a. s = 20 cm: 500 kg/mq
- Massetto in cls e pavimento: 120 kg/mq
- Archivi, carico massimo: 5000 kg/mq
- Sovraccarico accidentale: 600 kg/mq (aggiuntivi)

Solai interni in latero-cemento voltati

- Volta in latero-cemento s = 15 cm: 200 kg/mq
- Sovraccarico per manutenzione: 50 kg/mq

Copertura in legno

- Elementi in legno e correntini: 50 kg/mq
- Doppio tavolato 2,5+2,5 cm: 30 kg/mq
- Guaine e isolamento 10 cm: 15 kg/mq
- Manto in tegole marsigliesi: 70 kg/mq
- Sovraccarico da neve: 120 kg/mq (con 160 kg/mq massimi in accumulo)
- Sovraccarico per manutenzione: 50 kg/mq

Murature interne ed esterne

- Mattoni pieni: peso specifico 1800 kg/mc

8. Indagini ed analisi disponibili

Il complesso del polo archivistico di San Giorgio di Piano è stato, in anni recenti, oggetto di molteplici campagne di indagine e di studi ed analisi condotti con specifico riferimento agli aspetti strutturali, anche con riguardo al comportamento fondale.

Agli elaborati progettuali, in particolare, si ritiene opportuno allegare la verifica tecnica redatta nell'ambito di una convenzione con l'Università degli Studi di Bologna, con gruppo di lavoro coordinato dal Prof. Ing. Pierpaolo Diotallevi.

Sinteticamente, la documentazione e le indagini cui è stato possibile fare riferimento per la progettazione preliminare sono i seguenti:

- “*Verifiche Tecniche di Vulnerabilità Sismica dei Capannoni sede dell'Archivio Storico della Regione Emilia Romagna Via Marconi nn. 3 – 5 – 7 – San Giorgio di Piano (BO) – Relazione tecnica sulla verifica di vulnerabilità*” a cura del DICAM (Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali), datata 25/06/2013.

- *“Fornitura di servizi tecnici di laboratorio finalizzati alle indagini per verifiche sismiche sull’archivio storico della Regione Emilia-Romagna – San Giorgio di Piano (BO)”*, riportante gli esiti delle prove di tensione delle catene disposte a contrasto della spinta dei solai voltati, relazione redatta dalla Geotecnica s.r.l. di Sala Bolognese a seguito delle prove eseguite il 06/11/2013.
- *“Fornitura di servizi tecnici di laboratorio finalizzati alle indagini per verifiche sismiche sull’archivio storico della Regione Emilia-Romagna – San Giorgio di Piano (BO)”*, riportante gli esiti delle indagini sul cordolo e le modalità di attacco delle catene di cui al punto precedente, relazione redatta dalla Geotecnica s.r.l. di Sala Bolognese a seguito delle prove eseguite il 17/12/2013.
- *“Prove diagnostiche sui depositi Schellenberg e Brenneke – Archivio regionale di San Giorgio di Piano (BO)”*, relazione redatta in data 24/10/2003 dalla Tecno Futur Service s.r.l. di Bomporto (MO), che sintetizza una campagna di indagini non distruttive ed analisi condotte, mirate a definire le caratteristiche dei calcestruzzi e dei laterizi, la configurazione delle fondazioni ed a valutare l’idoneità statica del fabbricato.
- *“Studio geologico-geotecnico relativo alla ristrutturazione di un edificio industriale”*, redatto dal Dott. Geol. Germano Scannavini di Casalecchio di Reno (BO) nel settembre del 1999, facendo riferimento alle indagini e prove di laboratorio sui terreni esperite dalla C.M.S. Servizi di Budrio (prove CPT), dalla Pergeo di Copparo (carotaggio continuo e prelievo di campioni) e dalla C.G.G. di Pontecchio Marconi (prove di laboratorio).

Sono stati inoltre condotti diversi sopralluoghi in situ per valutare lo stato di conservazione dei luoghi con particolare riferimento ai sotto-sistemi strutturali di maggior interesse (murature in elevazione, solai voltati, copertura, architravi etc.), e per verificare la fattibilità di alcune ipotesi progettuali.

Ripercorrendo le scelte della precedente valutazione della sicurezza (documento “1”), su cui la presente relazione si basa, tenuto conto dei contenuti della documentazione messa a disposizione dalla Committenza e degli esiti delle indagini disponibili, al fine della valutazione dei fattori di confidenza, si è valutato in accordo con la Committenza l’adozione del Livello di Conoscenza LC2 (Livello di Conoscenza adeguata), che implica l'utilizzo nelle analisi di un Fattore di Confidenza pari a $FC = 1,20$.

In particolare, le prove eseguite dalla Geotecnica s.r.l. sono sintetizzate nell’illustrazione successiva; queste sono individuate come segue:

-  **Posizione indicativa delle 4 prove sulla muratura (in ogni posizione ci sarà: finestra di ispezione, martinetti s. e d., prove di scorrimento, prove di penetrazione della malta)**
-  **Posizione indicativa delle prove sul c.a. (in ogni posizione, estrazione di carota in calcestruzzo e di barra di armatura)**
-  **Prove con sclerometro e ultrasuoni (SONREB)**
-  **Scavo**
-  **Prova di caratterizzazione sismica del terreno**

Georadar sul 10% del perimetro esterno

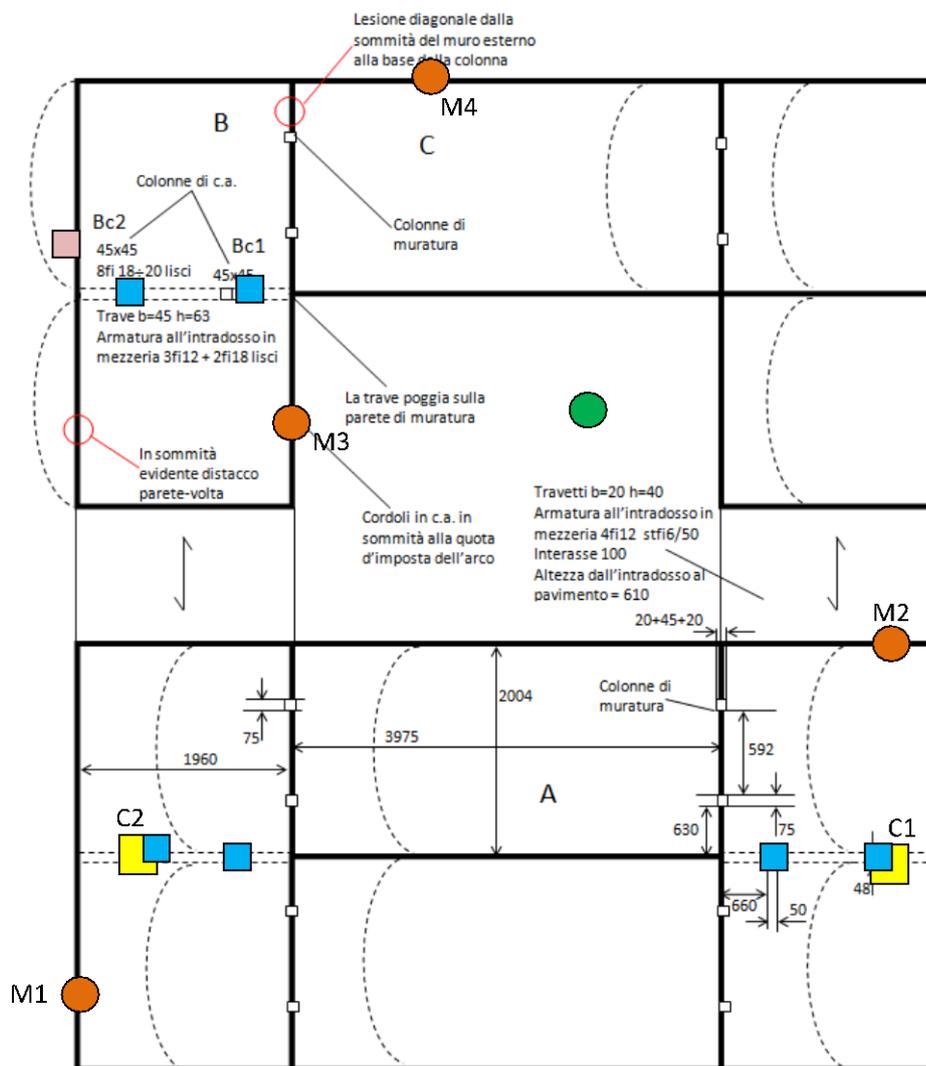


Figura 34: Planimetria delle indagini effettuate da Geotecnica s.r.l. su murature ed elementi in c.a..

Per le murature indagate, in particolare, sono stati ricavati i seguenti valori medi dei parametri meccanici di maggior interesse:

- resistenza a compressione $f_m = 40,3 \text{ kg/cm}^2$
- modulo elastico $E_m = 61086 \text{ kg/cm}^2$
- resistenza a taglio di base $\tau_{0,m} = 9,48 \text{ kg/cm}^2$

Lo stato tensionale rilevato risulta di gran lunga inferiore ai parametri su indicati.

Le indagini sugli elementi in c.a. permettono di assumere a riferimento una classe di resistenza del calcestruzzo C20/25.

Da recenti indagini di tipo sismico sui terreni, eseguite dalla stessa Geotecnica s.r.l., risulta inoltre una $V_{s,30}$ compresa fra 250 e 270 m/s, cui corrisponde una categoria di suolo "C" nella metodologia semplificata per la valutazione della risposta sismica locale.

Si evidenzia, ai fini di una corretta impostazione della successiva fase di progettazione e verifica, che ai sensi della Circolare, §C8A.1.A.3, la disponibilità di un cospicuo numero di prove sulle

murature sarebbe tale da consentire di fare riferimento eventualmente anche al livello di conoscenza superiore (LC3 con F.C. = 1,00).

Si segnala, d'altra parte, che per LC2 la stessa Circolare imporrebbe, quale limite superiore alle resistenze e moduli elastici da assumere per le verifiche, i corrispondenti valori estremi degli intervalli indicati nella tabella C8A.2.1, eventualmente maggiorati facendo uso dei fattori correttivi migliorativi di cui alla tabella seguente C8A.2.2; per LC3 tale riferimento non risulta più cogente nel caso in cui siano disponibili almeno tre valori sperimentali del parametro meccanico di interesse.

Se per la resistenza a compressione è possibile notare una discreta coerenza con i dati riportati dalla tabella della Circolare per mattoni pieni e malta di calce, ciò non può dirsi per quanto riguarda il modulo elastico e soprattutto la resistenza a taglio di base:

- per il modulo elastico, l'estremo superiore del range della tabella C8A.2.1 sarebbe 18000 kg/cmq, valore che potrebbe circa raddoppiare tenendo conto dei fattori migliorativi per malta buona e corretto ammorsamento fra i paramenti murari, rimanendo comunque ancora circa al 60% di quanto rivelato dalle prove in situ;
- per la resistenza a taglio di base, il valore medio riscontrato appare estremamente alto rispetto ai riferimenti della Circolare, addirittura di un ordine di grandezza (il massimo del range è pari a 0,92 kg/cmq, anche in questo caso da rivedere con i fattori migliorati), ed anche superiore ai parametri usualmente assunti per le nuove costruzioni, pertanto appare indispensabile, prima di procedere alla progettazione esecutiva, valutare la possibilità di validare i dati disponibili con una o più nuove prove.

Come si vedrà nel seguito, si ritiene che comunque tali assunzioni, forse poco cautelative rispetto al dettato normativo, potrebbero comunque avere una scarsa influenza sugli esiti delle verifiche tecniche, base della presente progettazione preliminare.

9. Esiti delle verifiche tecniche e vulnerabilità dell'edificio

Il gruppo di lavoro coordinato dal Prof. Diotallevi ha portato a termine il lavoro di verifica della capacità statica e sismica degli edifici costituenti il complesso con lo sviluppo di una analisi strutturale mediante analisi statiche e sismiche manuali di tipo statico equivalente.

In particolare, è stata effettuata un'analisi cinematica per la valutazione della sicurezza rispetto al potenziale meccanismo locale ritenuto più probabile, ovvero il ribaltamento delle pareti longitudinali per effetto combinato del sisma e della spinta dei solai voltati interni, contrastato dai tiranti disposti alle imposte delle stesse volte in latero-cemento, innestati su un cordolo in c.a..

Per quanto riguarda invece i meccanismi di collasso globale, è stato adottato un approccio semplificato basato su dei fogli di calcolo, con applicazione dell'analisi sismica statica equivalente, con fattore di struttura pari a 2,25; viene trascurato il certamente modesto contributo dei telai interni in c.a., visibilmente molto meno rigidi delle murature perimetrali e trasversali. Le verifiche vengono eseguite rispetto sia allo SLD che allo SLV, nello specifico per lo SLV vengono presi in considerazione:

- massima compressione;

- pressoflessione nel piano;
- pressoflessione fuori piano;
- taglio per scorrimento;
- taglio per trazione diagonale;
- massimo spostamento.

L'analisi risulta però limitata da alcune ipotesi semplificative abbastanza forti, quali:

- la ripartizione delle azioni secondo le rigidità degli allineamenti, che per essere rigorosamente valida richiederebbe la presenza di un piano rigido in testa alle pareti;
- viene trascurata l'influenza delle aperture, seppur queste risultano, almeno su alcune pareti, effettivamente di incidenza limitata, considerando quindi, ai fini della definizione delle geometrie degli elementi da verificare, maschi murari coincidenti con gli interi allineamenti (lunghezze quindi dai 20 agli 80 m circa);
- non si considerano carichi ed irregolarità in pianta/elevazione indotti dalla presenza, nella porzione di nord-ovest dell'edificio in oggetto, di un solaio intermedio realizzato in un secondo momento.

Si ritiene dunque opportuno, al di là della validità indicativa degli esiti delle analisi già eseguite, procedere in sede di progettazione esecutiva alla verifica globale dell'edificio condotta sulla base di una modellazione, per quanto schematica, che rimuova tali elementi di forte semplificazione.

Viene anche eseguita un'analisi a carichi statici, opportunamente fattorizzati agli SLU, con l'approccio di articolazione completa della parete sotto carico eccentrico. Alcune pareti non soddisfano le verifiche statiche condotte in accordo con la normativa tecnica attuale D.M. 14/01/2008: ciò significa che il coefficiente di sicurezza rispetto ad un meccanismo di pressoflessione fuori dal piano per effetto dei carichi statici verticali e delle loro eccentricità è minore del coefficiente di sicurezza previsto dalla normativa, tenuto conto anche del livello di confidenza adottato LC2.

Le verifiche di vulnerabilità sismica di tipo globale allo SLV risultano invece soddisfatte, ad eccezione della verifica di pressoflessione fuori dal piano di due pareti (indice leggermente inferiore ad 1, aspetto tra l'altro legato ai meccanismi di collasso locale delle pareti per la notevole snellezza).

Con riguardo ai limiti dell'analisi evidenziati in precedenza, visti i risultati abbastanza positivi ottenuti dalle verifiche SLV, si esprimono le seguenti considerazioni:

- il metodo di analisi e verifica appare, per quanto semplificato, affidabile nella stima delle azioni globali e, ferma restando la necessità di alcuni accorgimenti per la scatolarità dell'edificio, anche per la ripartizione delle azioni sui vari allineamenti;
- l'aver trascurato completamente le aperture presenti, per la porzione meridionale del complesso, potrebbe avere un'influenza più rilevante sulle verifiche a pressoflessione complanare che a taglio, dal momento che i maschi murari effettivamente resistenti risultano molto più snelli di quanto considerato, ma vista la presenza di importanti fasce di piano con architravi efficienti e cordolo superiore, e le dimensioni geometriche relative, i meccanismi di taglio appaiono comunque ancora condizionanti;
- riguardo al taglio, l'aver trascurato le aperture induce una sovrastima della resistenza circa proporzionale alla lunghezza delle stesse, inoltre per quanto accennato in precedenza la

resistenza a taglio di base delle murature potrebbe risultare anch'essa sovrastimata, ma i fattori di sicurezza riscontrati appaiono tali da poter assumere comunque che la struttura possiede una buona, se non adeguata, capacità rispetto a tale meccanismo.

Si sintetizzano di seguito i parametri e gli indicatori di maggiore interesse delle verifiche:

- Periodo di ritorno dell'azione sismica di riferimento (T_r) per SLD = 50 anni
 - o Accelerazione al suolo $a_g = 0,059$ g
 - o Periodo di ritorno dell'azione sismica ottenuto dai calcoli per **SLD = 2475 anni**
 - o Indicatore di rischio di SLV $a_d = 2475/50 = 49,5$
- Periodo di ritorno dell'azione sismica di riferimento (T_r) per SLV = 475 anni
 - o Accelerazione al suolo $a_g = 0,161$ g
 - o Periodo di ritorno dell'azione sismica ottenuto dai calcoli per **SLV = 340 anni**
 - o Indicatore di rischio di SLV $a_v = 340/475 = 0,72$
- Capacità sismica rispetto all'attingimento della deformazione ultima di un pannello nel piano (0,60%) pari a 3,73 g in una direzione e 4,19 g nell'altra.
- Capacità rispetto alla resistenza fuori piano delle pareti pari a 0,140 g corrispondente al tempo di ritorno di 340 anni.
- Capacità rispetto alla resistenza a pressoflessione nel piano 1,33 g con tempo di ritorno corrispondente > 2475 anni.
- Capacità rispetto alla resistenza a taglio nel piano 0,96 g con tempo di ritorno corrispondente > 2475 anni.
- Capacità allo SLD molto maggiore della domanda in termini di deformabilità.

Per quanto riguarda il potenziale cinematismo locale preso in considerazione, è stato valutato che il ribaltamento delle pareti longitudinali si cui si impostano i solai a volta non si innesca se ogni catena è in grado di sopportare una trazione pari almeno a 10330 kg, valore che potrebbe risultare compatibile con la sezione dei tiranti stessi.

Nella fase di rilievo e approfondimento geometrico-strutturale propedeutica alla presente progettazione preliminare, sono stati d'altra parte riscontrate alcune criticità nella configurazione strutturale dell'edificio, che costituiscono altrettante vulnerabilità da risolvere al fine di garantire un comportamento scatolare che costituisce la base per la validità, pur con tutte le semplificazioni su descritte, delle analisi globali eseguite:

- le pareti trasversali (parallele ai lati corti) dell'edificio non risultano caricate verticalmente, se non per peso proprio e in via del tutto secondaria ad opera della copertura, e, come evidenziato dal quadro fessurativo rilevato, sono scollegate dai solai voltati in latero-cemento;
- la trasmissione alle stesse delle azioni orizzontali dirette parallelamente al loro sviluppo (per le quali le pareti longitudinali non sono in grado di esercitare un contrasto efficace) avviene dunque puntualmente attraverso gli ammorsamenti laterali con le pareti ortogonali e mediante il cordolo in c.a.;
- per le pareti trasversali interne il cordolo in c.a. non è presente, quindi oltre a peggiorare la capacità di assorbire azioni sismiche nel proprio piano, queste sono soggette a cinematismi di ribaltamento semplice, solo in parte contrastati dai solai interni;
- l'enorme interasse fra le pareti rende chiaramente insufficiente il cordolo in c.a., in assenza di un orizzontamento dotato di una resistenza membranale propria, a garantire la resistenza a

flessione orizzontale richiesta per permettere una corretta ripartizione delle azioni sismiche dagli orizzontamenti alle pareti di controvento;

- per azioni sismiche parallele alla direzione longitudinale dell'edificio, le stesse strutture voltate appaiono deformabili in quanto la successione di travetti curvilinei paralleli fra loro risulta controventata soltanto da alcuni cordoli ripartitori di incerta definizione ed armatura;
- il cordolo in c.a. corre orizzontalmente anche sui lati corti, lasciando quindi non presidiati, rispetto a possibili cinematismi di ribaltamento semplice, i timpani superiori, scarichi verticalmente e sconnessi sia dal solaio voltato che dalla copertura.

10. Interventi proposti e relativo inquadramento normativo

Per far fronte alle vulnerabilità evidenziate, in termini sia di degrado che di concezione strutturale ai fini della scatolarità dell'edificio, si sono ipotizzati, in fase di progettazione preliminare, alcuni interventi minimali che saranno da integrarsi con le opere generali di riqualificazione e rifunzionalizzazione della porzione del complesso presa in considerazione per l'intervento.

Gli interventi proposti, in particolare, rispondono ai requisiti di modularità e conseguente applicabilità per stralci che potrebbe essere resa necessaria dalle limitate disponibilità economiche della Committenza.

Ciò significa che, se attuati per moduli parziali ma finiti, gli interventi di consolidamento proposti permetteranno di usufruire via via di spazi crescenti dell'immobile, da potersi considerare ad un accettabile livello di sicurezza nei confronti delle azioni statiche e sismiche, senza con ciò compromettere o peggiorare il comportamento strutturale delle altre parti, che dovessero rimanere temporaneamente escluse dai lavori.

Per tutte le lavorazioni proposte, inoltre, si è cercato di integrare l'esigenza di consolidamento strutturale con le opportunità o necessità edilizie finalizzate al recupero e valorizzazione dell'immobile, in particolare:

- il rifacimento della copertura, ammalorata e sede di numerosissime infiltrazioni piovane, permette di prendere in considerazione una concezione affidabile dal punto di vista strutturale, con semplificazione degli schemi statici, e l'adozione di irrigidimenti volti a stabilizzare le strutture portanti il tetto fuori dal loro piano (che siano travature semplici o reticolari) ed a bloccare i cinematismi locali propri dei timpani;
- l'inserimento di una reticolare di piano interna circa alla quota del cordolo in c.a. esistente agevola la realizzazione di un controsoffitto leggero cui possono essere demandati i requisiti di protezione passiva antincendio;
- la realizzazione di scaffalature pesanti all'interno, anche con possibilità di una struttura autoportante per l'accesso, richiede la posa di opere fondali che possono essere correttamente sfruttate anche per il rinforzo delle fondazioni in muratura esistenti, che almeno per le pareti trasversali interne hanno dato prova di essere sofferenti.

Nei paragrafi seguenti si illustrano brevemente gli interventi di consolidamento strutturale in progetto, rimandando per un dimensionamento di massima, dove ritenuto opportuno già in sede preliminare anche ai fini della quantificazione economica dei lavori, al prosieguo della trattazione.

10.1 *Reticolare metallica di controvento orizzontale*

Come discusso in precedenza, le strutture orizzontali o sub-orizzontali dell'edificio, per di più di grande luce e di peso unitario tutt'altro che trascurabile, risultano non efficienti ai fini della ripartizione delle azioni sismiche verso le pareti che, per una particolare direzione del sisma, risultino di controvento.

In particolare, per sisma parallelo alla direzione longitudinale dell'edificio (direzione est-ovest), i solai voltati interni, costituiti da una serie di travetti curvilinei paralleli fra loro e sporadicamente collegati da nervature trasversali, risultano potenzialmente soggetti a deformazioni poco o affatto contrastate nel piano della volta, e contemporaneamente le pareti parallele ai lati corti dell'edificio (a tutt'altezza quelle interne, limitatamente ai timpani a quota superiore al cordolo quelle esterne) risultano soggette a cinematismi semplici o composti di ribaltamento fuori dal proprio piano.

Per sisma in direzione ortogonale (nord-sud), agente quindi parallelamente ai lati corti dell'edificio, appare più difficile il manifestarsi di meccanismi locali fuori dal piano (ferma restando la capacità resistente di cordoli e tiranti), ma la trasmissione delle azioni sismiche alle pareti di controvento dovrebbe esplicarsi puntualmente attraverso gli ammorsamenti murari e, limitatamente alle pareti perimetrali, attraverso il cordolo in c.a. presente alla quota di gronda; la notevole estensione degli ambienti (per la sala Brenneke l'interasse fra le pareti trasversali è pari a 40 m, per gli altri ambienti di circa 20 m) rende però proibitive le sollecitazioni conseguenti sugli elementi interessati, pertanto oltre certi bassi limiti di accelerazione si ritiene che cordolo e ammorsamenti potrebbero perdere la loro efficienza, e l'azione sismica scaricarsi praticamente per intero sulle murature longitudinali, che risulterebbero sollecitate fuori dal proprio piano.

Il quadro fessurativo rilevato, per quanto leggero, denota in alcuni punti l'attivazione dei meccanismi su descritti.

Viene quindi proposta la realizzazione di una reticolare metallica interna, costituita da profili correnti orizzontali e verticali con sezione tipo HE particolarmente resistente rispetto all'instabilità a compressione, con controventi diagonali costituiti da tondini filettati con tenditore.

Nel piano orizzontale, si andranno a formare maglie quadrate di 5 m di lato, dove i profili orditi parallelamente ai lati corti dell'edificio assumono anche la funzione di sostegno statico dell'insieme, e saranno quindi realizzati con sezioni più robuste, di tipo HEA220 (HEA240 per la sala Brenneke); tutte le maglie saranno controventate a croce di Sant'Andrea da tiranti $\phi 30$ mm. In tal modo si realizza un diaframma di piano, per quanto certamente non infinitamente rigido in rapporto alle forze in gioco, comunque in grado di riportare correttamente le azioni sismiche della copertura e delle pareti stesse sulle pareti che di volta in volta assumono la funzione di controvento. La trasmissione delle azioni è garantita da una serie di ancoraggi diffusi lungo tutto il perimetro, che si innestano su un profilato perimetrale UPN240, fissato alle murature perimetrali, o dove possibile (lati corti esterni) direttamente al cordolo in c.a., se i rapporti altimetrici lo permetteranno, con barre inghisate a resina di diametro 16 mm e profondità non inferiore a 20 cm, da verificare in sede di progettazione esecutiva.

Parallelamente ai lati lunghi, le maglie del controventamento orizzontale sono completate dai correnti inferiori di tre reticolari verticali previste per ogni ambiente; queste saranno costituite da profili correnti superiori e inferiori tipo HEA120 (per la sola sala Brenneke, correnti inferiori

HEA140), con travi di parete verticali anch'esse della stessa sezione, e diagonali costituite da tiranti incrociati $\phi 24$ mm. Le tre reticolari verticali si innestano in alto ai travetti in c.a. curvilinei della volta, cui si innestano con barre inghisate (in mezzeria ed alle reni), mentre alle estremità chiudono sui timpani, contro un profilo UPN240 anch'esso collegato con barre; i correnti inferiori sono invece collegati mediante bullonature alle travi trasversali lunghe, il tutto come meglio illustrato dalle immagini che seguono.

Come è possibile notare, la reticolare permette di assolvere, per sisma proveniente dalle due direzioni principali, le funzioni occorrenti a conferire scolarità all'edificio:

- per sisma agente parallelamente ai lati lunghi del fabbricato, le reticolari verticali longitudinali “raccolgono” le azioni sismiche di potenziale ribaltamento fuori piano delle murature trasversali e di deformazione nel proprio piano dei travetti della volta, trasferendole al diaframma orizzontale, e da questo alle pareti longitudinali;
- per sisma agente parallelamente ai lati corti dell'edificio, il diaframma orizzontale coadiuva il cordolo perimetrale nel trasmettere correttamente le azioni sismiche provenienti dagli orizzontamenti (e dai pesi propri delle murature stesse) verso le pareti di controvento;
- in ogni caso, il diaframma svolge una pur minima funzione di ripartizione delle azioni sismiche fra gli allineamenti murari paralleli, trasferendo un'aliquota delle sollecitazioni verso gli elementi più rigidi, ciò risulta particolarmente utile ad esempio in corrispondenza del telaio interno in c.a. che divide la sala Schellenberg.

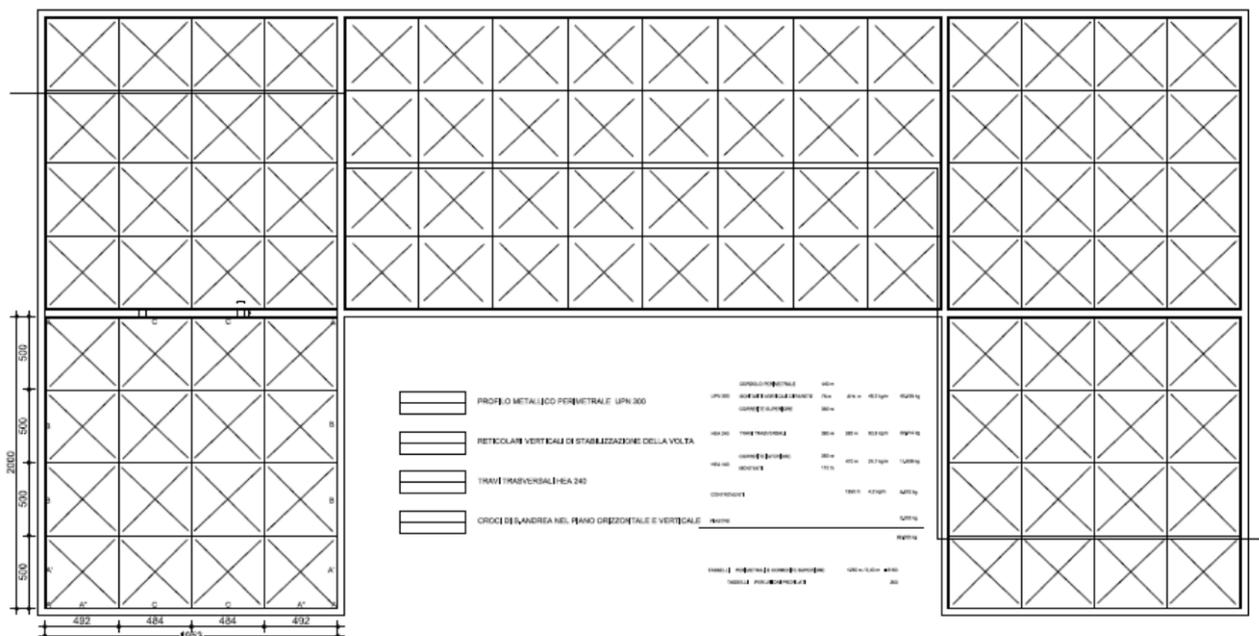


Figura 35: Pianta schematica della reticolare di controvento interna.

Proprio all'innesto dal lato della corte interna del telaio in c.a. della sala Schellenberg sulle murature adiacenti, il controventamento di piano, una volta completato, permette di solidarizzare ulteriormente il telaio in c.a. interno alla estesa muratura presente sullo stesso allineamento; in particolare, potranno essere evitati eventuali effetti di martellamento o danneggiamenti locali legati

alla diversa deformabilità per azioni orizzontali delle due sotto-strutture. Nel caso di realizzazione per lotti, si ritiene opportuno nello stralcio relativo alla sala Schellenberg prevedere un pur minimo prolungamento verso l'adiacente sala Brenneke in corrispondenza del telaio, in modo da raccordare correttamente la trave superiore del telaio con il cordolo in prosecuzione.

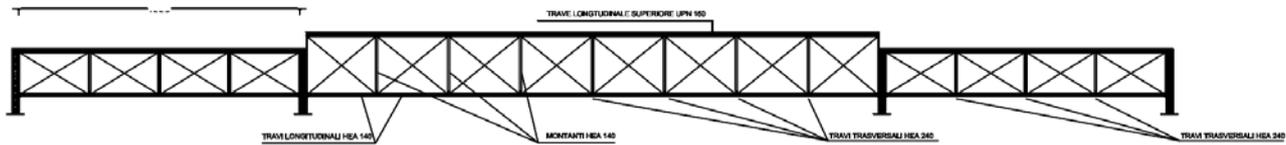


Figura 36: Sezione verticale longitudinale in corrispondenza di una delle reticolari verticali.

Eventuali interferenze delle reticolari con le strutture esistenti, ed in particolare con i rosoni presenti sui lati corti e le lesene della muratura verso la sala Brenneke andranno concordati con la Committenza e risolti in sede di progetto definitivo o esecutivo.

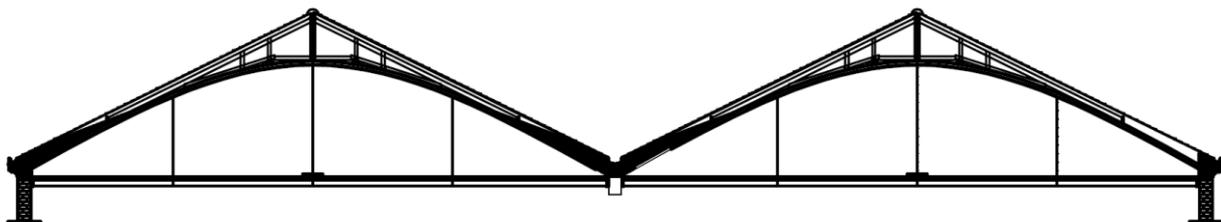


Figura 37: Sezione verticale trasversale con l'inserimento delle reticolari metalliche interne.

In questa fase di progettazione, al fine di contenere i costi e il pur modesto aggravio di peso della struttura interna di controvento orizzontale, si è optato per una configurazione con dei tondini di ferro con una leggera pretensione, che risulta possibile considerare attivi solo se tesi. Sia per questo, che per la sezione trasversale contenuta che li caratterizza, tali tiranti possono adempiere efficacemente alla funzione di presidio in termini di equilibrio delle forze in gioco, essendo dotati di una resistenza tale da garantire il pieno trasferimento delle azioni sismiche considerate verso le murature che di volta in volta fungono da controventi verticali.

Nella successiva progettazione esecutiva, potrà essere preso in considerazione un irrobustimento dei diagonali di controvento nel piano orizzontale e delle reticolari verticali, verificando da una modellazione di dettaglio se sia possibile tendere, con elementi di sezione maggiore e resistenti anche nei confronti dell'instabilità a compressione, verso una rigidità del diaframma tale da poter considerarlo efficiente anche ai fini della ripartizione delle azioni sismiche fra gli allineamenti resistenti paralleli.

10.2 *Sostituzione della copertura*

Quale prima ipotesi di lavoro, nel progetto preliminare si assume di sostituire l'intera copertura, costituita attualmente da un'incastellatura precaria di tavole e listelli lignei, con un nuovo coperto anch'esso in legno dotato di caratteristiche statiche e sismiche idonee, con collegamenti opportunamente dimensionati.

In particolare, una maggiore affidabilità in condizioni sismiche potrà essere conseguita, sempre nell'ottica della scolarità complessiva dell'edificio murario, attraverso la posa in opera di una cordolatura lignea perimetrale, fissata alla sommità delle pareti in muratura mediante barre inghisate a resina o malta, cui si raccorda un doppio tavolato ligneo incrociato di spessore 2,5 + 2,5 cm collegato regolarmente ai travetti ed agli arcarecci.

In tal modo, è possibile ottenere allo stesso tempo:

- un irrigidimento relativo dei piani di falda, idoneo ad evitare fenomeni di disarticolazione sotto sisma, con il possibile ribaltamento "a cascata" delle capriate o delle reticolari che si andranno a realizzare;
- il corretto trasferimento delle pur modeste azioni sismiche del coperto verso le murature che di volta in volta fungono da controvento, evitando di sollecitare i timpani fuori dal piano;
- il trattenimento dei timpani, altrimenti liberi oltre la quota della volta intermedia in latero-cemento, con il trasferimento delle azioni relative a murature resistenti nella direzione interessata;
- da ultimo, non trascurabile, un piano di posa idoneo per i successivi strati di isolamento, impermeabilizzazione e per il manto di tegole.

Per quanto riguarda l'orditura principale, vista la particolare configurazione attuale con elementi chiodati a partire dalle reni della sottostante volta in latero-cemento, che sostiene autonomamente senza interposizione di altri elementi il manto esistente, si ipotizza, ai soli fini di una valutazione preliminare dell'impegno economico conseguente, di riproporre un layout simile, con arcarecci paralleli alla direzione di massima pendenza disposti con interasse 50 cm aventi sezione 10x20 cm; per evitare una configurazione spingente, risulta utile ipotizzare un puntone verticale in chiave alla volta.

Si sottolinea che quanto ipotizzato (con arcarecci di conseguenza lunghi circa 7 m, impostati circa nello stesso punto in cui allo stato di fatto si imposta la sovrastruttura lignea), pur essendo di per sé staticamente idoneo, potrà essere oggetto di una revisione in sede di progettazione definitiva o esecutiva, eventualmente anche con materiali diversi, purchè si mantengano le prestazioni di resistenza e di indeformabilità (relativa) dei piani di falda.

Si ricorda che dovranno essere presi in considerazione gli effetti di accumulo del carico da neve in corrispondenza degli impluvi, secondo lo schema previsto dal §C3.4.5.4 della Circolare; omettendo i passaggi intermedi, per una falda con circa 25° di pendenza, si ottiene un valore massimo, all'impluvio, di 160 kg/mq, decrescente linearmente verso i colmi al valore di 120 kg/mq, ordinario per la zona e la quota dell'edificio in oggetto, per coperture piane o con pendenze contenute.

Eventuali riconfigurazioni dello schema resistente della copertura (capriate o reticolari in luogo della più semplice configurazione con due arcarecci poggianti sulle reni della volta e su un puntone intermedio) potranno permettere altresì di adottare sezioni degli elementi più contenute; qualora si

optasse per materiali differenti, occorrerà invece verificare anche la possibilità di realizzare un irrigidimento diverso dal doppio tavolato ligneo, non sempre compatibile.

D'accordo con la Committenza, sarà possibile anche valutare la sostituzione del manto di copertura con una stratigrafia diversa da quella prevista in sede preliminare, così indicativamente costituita:

- orditura lignea portante;
- doppio tavolato incrociato di spessore 2,5 + 2,5 cm;
- barriera al vapore;
- strato isolante di spessore 10 cm;
- primer per la guaina impermeabilizzante;
- guaina impermeabilizzante;
- listelli 3 x 5 cm in legno per la ventilazione;
- tegole marsigliesi (rimontaggio di quelle esistenti).

In particolare, potranno essere prese in considerazione proposte che consentano una riduzione dei pesi, che si ritiene possibile però concentrare soltanto sul manto di copertura in marsigliesi, che d'altra parte risulterebbe economico rimontare visto il discreto stato di conservazione.

10.3 Riparazioni a scuci e cucì delle murature lesionate o degradate

Lo stato di conservazione delle murature, pur di buona qualità ai fini meccanici, appare tale da comportare in alcuni casi, visto il quadro fessurativo rilevato, la necessità di ricostituire la compagine per la presenza di laterizi rotti nella tessitura muraria.

Eccezion fatta per le cavillature e le lesioni di entità minore, che non comportano una compromissione della monoliticità della parete, non interessando il laterizio ma solo i corsi di malta o al più la finitura superficiale, per cui risulta possibile limitarsi a riparazioni con iniezioni o stilature con malte di idonee caratteristiche, potrà procedersi con ricostituzione della compagine a scuci e cucì, con particolare riferimento a:

- cantonali con principi di spanciamento o danneggiati da incaute procedure di demolizione delle adiacenti pensiline verso la porzione nord del complesso;
- murature trasversali interne lesionate presumibilmente da cedimenti fondali;
- eventuali scassi o foronomie di disturbo per la tessitura muraria, da richiudere adeguatamente;
- porzioni di paramento esterno con forte degrado dei laterizi, mancanti della porzione più superficiale.

La ricucitura dovrà essere eseguita con l'utilizzo di laterizi di tipologia e dimensioni compatibili con l'esistente, e malte espansive o a ritiro controllato di caratteristiche meccaniche per quanto possibile simili a quelle esistenti.

Tutti i lavori di ricucitura presuppongono, nel caso di lavorazioni strutturali interferenti, un'esecuzione coordinata dei lavori, che interessino la stessa parete, dal basso verso l'alto, quindi dovranno seguire eventuali consolidamenti fondali e precedere lavori in sommità o in copertura.

10.4 Ripristino dei copriferrì e ristilatura dei giunti di malta

Nell'ambito della riqualificazione edilizia e funzionale proposta, ai fini sia di un consolidamento generale, per quanto difficilmente quantificabile, che della massima durabilità del manufatto, a seguito della completa rimozione degli intonaci interni ed esterni (in pessime condizioni per l'azione degli agenti atmosferici e la scarsa manutenzione dei prospetti e del coperto), potrà provvedersi, secondo le necessità, a:

- ripristinare gli eventuali tratti di copriferro espulso o ammalorato dagli elementi in c.a. del telaio interno alla sala Schellenberg, valutando lo stato di ossidazione delle barre e delle staffe di armatura, da trattare con passivante, e ricostituendo lo spessore con malte cementizie a ritiro controllato o espansive ad altissima resistenza;
- scarnire e successivamente ristilare i corsi di malta, specialmente sui paramenti murari esterni o in quelli particolarmente colpiti dall'umidità, con malte idrauliche o cementizie compatibili con quelle esistenti.

Nel caso dei pilastri in c.a., considerabili secondari ai fini sismici visti i rapporti relativi di rigidezza rispetto alla scatola muraria in cui sono inseriti, ma che devono sopportare un notevole carico statico, sarà possibile valutare anche l'integrazione delle armature trasversali presenti, od una calastrellatura nel caso di condizioni di conservazione delle barre particolarmente critiche.

10.5 Consolidamento delle fondazioni delle murature e nuove opere fondali

Visto il quadro fessurativo rilevato, e preso atto della relazione geologica che viene allagata a progetto preliminare, pur essendo ormai un documento abbastanza datato, si ritiene non praticabile, nell'ipotesi di procedere con un intervento globale di miglioramento sismico, per quanto rispettoso degli schemi statici originali, omettere di intervenire anche sulle strutture fondali.

Si è già detto, nei paragrafi precedenti, di come le varie murature costituenti la porzione sud del complesso, oggetto dei lavori di recupero, presentino fondazioni dirette in mattoni pieni, con modesti ringrossi che proseguono per profondità piuttosto contenute, poggianti su un sottostante strato di regolarizzazione in ghiaia di grossa pezzatura, che prosegue per qualche altra decina di centimetri al di sotto.

Si è anche rilevato che alcune lesioni riscontrate sulle murature trasversali interne, aventi in andamento diagonale in un'unica direzione, potrebbero essere ricondotte a cedimenti fondali, preesistenti ed al più acuiti dal sisma; si sottolinea che si tratta di murature sostanzialmente scariche rispetto ai carichi verticali, e questo potrebbe avere condotto, in sede di costruzione, ad un sottodimensionamento fondale più marcato.

Vista anche l'importanza delle nuove opere di riqualificazione, che necessitano di un piano di calpestio piuttosto resistente e rigido al fine di garantire una corretta posa e condizioni di esercizio ottimali per i sistemi di archivio proposti, con moduli mobili su binari e strutture autoportanti di accesso ai livelli superiori, si coglie l'occasione per prevedere un intervento integrato con il consolidamento di quanto esistente, ed in particolare:

- la posa dei nuovi archivi, per i carichi in gioco e l'estesa diffusione delle possibili impronte di carico, necessita di un'opera di fondazione estesa quale può essere solo una platea, da posizionare ad una profondità idonea, evitando per quanto possibile l'introduzione di pali, al fine di contenere i costi e vista la possibilità di garantire comunque prestazioni idonee;

- in corrispondenza delle murature perimetrali e trasversali interne del fabbricato, la platea potrà essere bordata da cordolature continue opportunamente armate, da raccordare con cordoli esterni mediante travi passanti, in modo tale da costituire un valido rinforzo fondale per le pareti in muratura portanti i carichi orizzontali e verticali;
- viste le azioni in gioco, e le dimensioni relative degli elementi, si ipotizza una platea dello spessore di 40 cm posata ad una profondità di 100 cm, su un sottostante strato di magrone da 10 cm, comunque in grado di raggiungere il primo strato di sabbie, previa verifica dell'idoneità di tale strato a garantire la portanza di progetto;
- per ragioni di compatibilità geometrica, si ritiene ottimale adottare anche per i cordoli in c.a. in affiancamento alle fondazioni in mattoni esistenti, e per le travi passanti di collegamento, ipotizzate ad un interasse di 150 cm, una sezione di dimensioni 40 x 40 cm, armata secondo le azioni da valutare in sede di progettazione esecutiva;
- le fondazioni a plinto dei pilastri in c.a., aventi quota di posa simile, potranno essere raccordate e solidarizzate con la platea.

Al fine di irrigidire la platea, e soprattutto di consentire un appoggio in quota ad eventuali sovrastrutture resistenti, quali ad esempio un telaio metallico per l'accesso ai livelli superiori delle scaffalature in previsione, si è previsto altresì di introdurre dei cordoli di nervatura estradosati rispetto allo spessore della platea, di spessore 30 cm, che raggiungano la quota della superiore soletta di ripartizione (alta 20 cm), quindi con un'altezza di 40 cm oltre l'estradosso della platea.

10.6 *Demolizione di opere incongrue*

Come già accennato in precedenza, il progetto prevede la rimozione di una serie di superfetazioni improprie, interne ed esterne al fabbricato e ad esso collegate, che costituiscono nella totalità dei casi degli elementi di disturbo, irregolarità e collegamento improprio in condizioni sismiche.

Si tratta per lo più di elementi non originari, aggiunti successivamente alla costruzione del complesso in circostanze e con criteri non sempre del tutto chiari, e comunque ad oggi privi di una funzione propria residua.

In particolare, si propone la demolizione, con opportuno ripristino delle eventuali strutture residue interferite, di:

- corpi annessi sul retro, annessi al fronte sud del fabbricato in continuità con il prospetto ovest, contraddistinti da struttura in muratura a due piani, in condizioni di totale abbandono, di dimensioni approssimative 8x20 m in pianta;
- pensiline di collegamento, sui due corpi avanzati laterali, verso la porzione nord del complesso, costituite da travetti in c.a. intervallati da pignatte, caratterizzate da un degrado molto avanzato, con sfondellamento dei laterizi tale da aver comportato in passato la necessità di applicare delle reti di protezione; tale lavorazione costituisce il completamento di un precedente appalto con opere mai completate;
- solaio interno al locale a nord-ovest della porzione oggetto dei lavori, costituito da putrelle HEA100 e tavelloni in laterizio interposti, in parte con una soprastante cappa in c.a. con rete elettrosaldata; tale solaio comporta una forte irregolarità plano-altimetrica rispetto alla struttura per il resto omogenea e approssimativamente simmetrica (almeno in una direzione) del complesso, senza peraltro garantire benefici in termini di ritenuta o irrigidimento della

scatola muraria che lo circonda; contestualmente, si ritiene necessario demolire, al fine di garantire per i locali interessati la stessa funzionalità del resto del fabbricato, tutte le opere strutturali e non del piano terra della stessa porzione, ovvero alcuni telai metallici (secondari dal punto di vista sismico) a sostegno del solaio intermedio, e le murature non portanti divisorie realizzate negli anni.

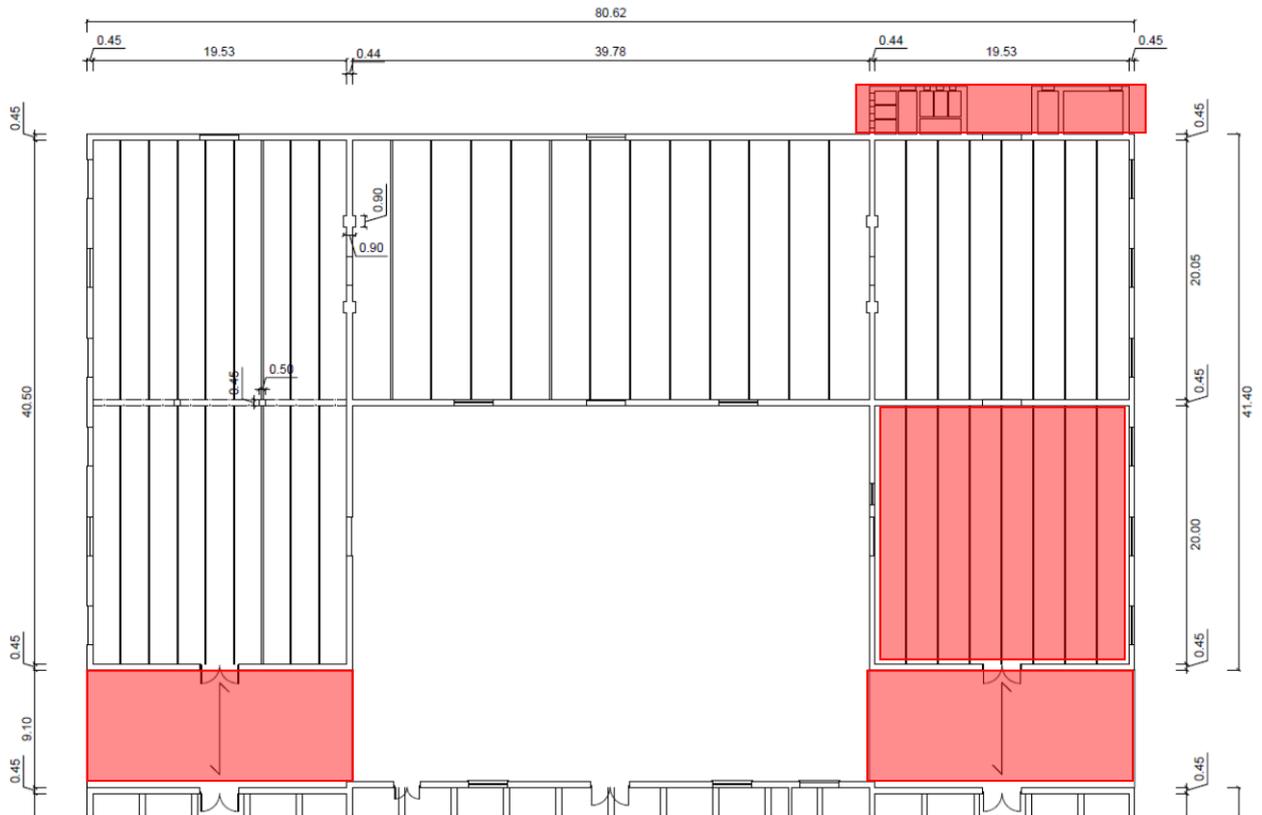


Figura 38: Planimetria delle superfetazioni interne ed esterne da demolire.

11. Azione sismica di progetto

L'azione sismica è valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche per i predimensionamenti preliminari è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per gli Stati Limite di interesse (in questo caso solo SLV); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

L'Archivio Storico della Regione Emilia Romagna è situato nel Comune di San Giorgio di Piano, per cui, secondo la classificazione sismica allegata all'Ordinanza PCM n 3274 del 20/03/03 "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*" il Comune è situato in zona 3.

Il complesso di capannoni viene classificato come costruzione di Tipo 2 e di Classe II (secondo quanto specificato nelle NTC2008 paragrafo 2.4.2).

Poiché per gli edifici di Tipo 2 e Classe II si ha $V_N = 50$ anni (vita nominale della struttura) e $c_U = 1,0$ (coefficiente d'uso), il periodo di riferimento per l'azione sismica (§2.4.3 delle NTC2008) vale, quindi: $V_R = V_N \times c_U = 50$ anni.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
44° 38' 42,01"	11° 22' 49,67"	19

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, dovrà tenersi conto delle effettive condizioni di regolarità della struttura, con particolare riferimento alla configurazione post operam, nella quale come detto si interviene con alcuni provvedimenti di demolizione di superfetazioni esterne ed interne.

Nello stato di progetto, in particolare, risulteranno soddisfatti i requisiti quanto meno per la regolarità in altezza, mentre per quanto riguarda la regolarità in pianta, si riscontrano ancora le seguenti limitazioni, comunque ritenute accettabili:

- non è possibile, né si ritiene indispensabile, conseguire una configurazione degli orizzontamenti tale da contraddistinguere un solaio intermedio o di copertura che possa ritenersi infinitamente rigido;
- la pianta rimane simmetrica solo in una direzione, ma la corte interna comunque crea una rientranza tutt'altro che trascurabile nella planimetria rispetto ad una forma rettangolare che potrebbe ritenersi ideale.

In base alle indagini geognostiche acquisite si è classificato il suolo di fondazione di categoria C, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	Coef. Ampl. Strat.
Stato limite di operatività	1.50
Stato limite di danno	1.50
Stato limite salvaguardia della vita	1.49
Stato limite prevenzione collasso	1.43

Si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica S_T pari a 1,00 (pianura).

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione a_g al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura q .

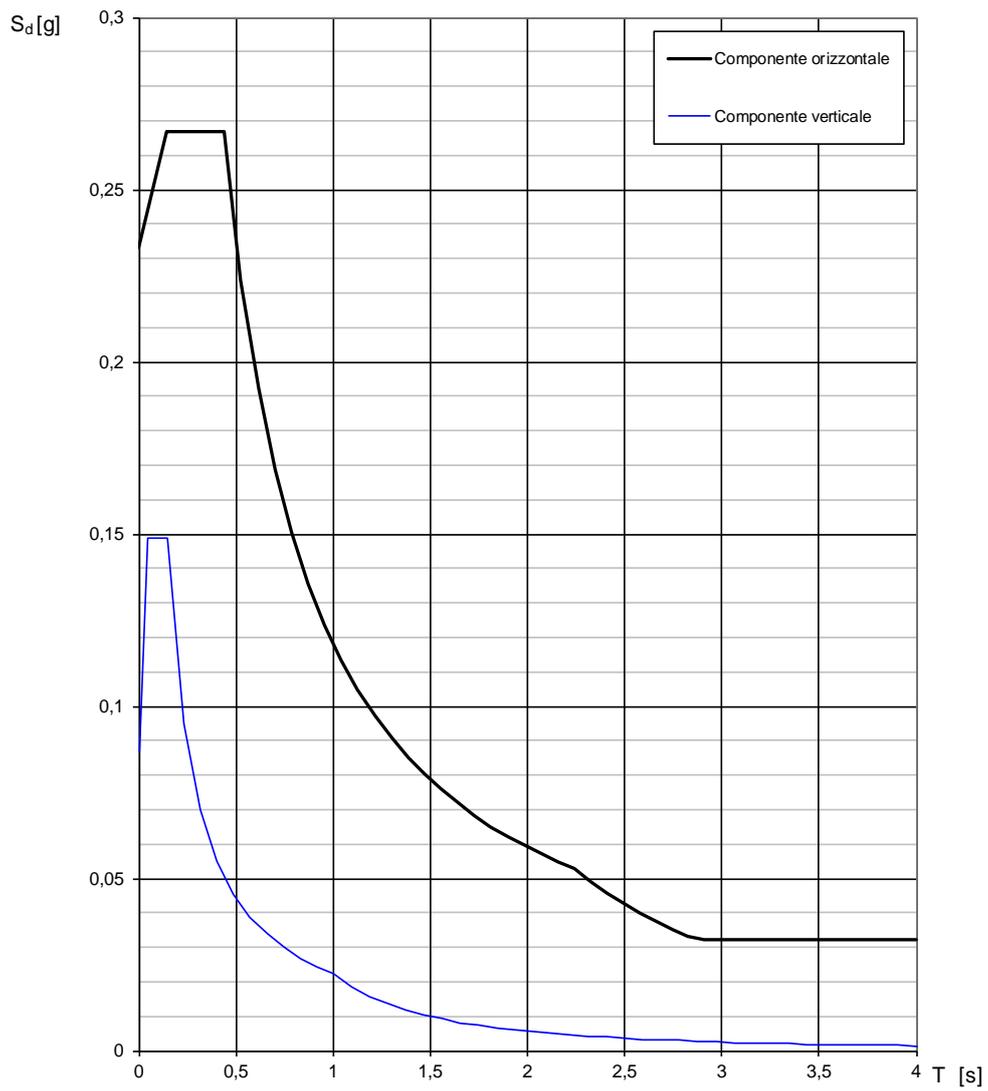
Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza. Per edifici esistenti in muratura, la Circolare raccomanda valori compresi tra 1,50 e 3,00, potendosi assumere normalmente, in assenza di più accurate valutazioni (ad esempio, analisi di tipo non lineare o considerazioni sulle modalità di rottura attese per i maschi murari sismo-resistenti), il valore intermedio di 2,25, come già avvenuto in sede di valutazione della sicurezza ad opera del gruppo coordinato dal Prof. Diotallevi.

Gli spettri utilizzati sono descritti attraverso le illustrazioni e le tabelle che seguono.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,047	2,473	0,257
50	0,059	2,504	0,273
72	0,070	2,461	0,279
101	0,083	2,477	0,274
140	0,098	2,502	0,275
201	0,114	2,552	0,274
475	0,161	2,573	0,276
975	0,212	2,519	0,283
2475	0,299	2,441	0,296

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,161 g
F_0	2,573
T_C^*	0,276 s
S_S	1,452
C_C	1,606
S_T	1,000
q	2,250

Parametri dipendenti

S	1,452
η	0,444
T_B	0,148 s
T_C	0,443 s
T_D	2,242 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,233
$T_B \leftarrow$	0,148	0,267
$T_C \leftarrow$	0,443	0,267
	0,528	0,223
	0,614	0,192
	0,700	0,169
	0,786	0,150
	0,871	0,135
	0,957	0,123
	1,043	0,113
	1,128	0,105
	1,214	0,097
	1,300	0,091
	1,385	0,085
	1,471	0,080
	1,557	0,076
	1,642	0,072
	1,728	0,068
	1,814	0,065
	1,899	0,062
	1,985	0,059
	2,071	0,057
	2,156	0,055
$T_D \leftarrow$	2,242	0,053
	2,326	0,049
	2,410	0,046
	2,493	0,043
	2,577	0,040
	2,661	0,037
	2,744	0,035
	2,828	0,033
	2,912	0,032
	2,996	0,032
	3,079	0,032
	3,163	0,032
	3,247	0,032
	3,330	0,032
	3,414	0,032
	3,498	0,032
	3,581	0,032
	3,665	0,032
	3,749	0,032
	3,833	0,032
	3,916	0,032
	4,000	0,032

Per strutture non eccessivamente deformabili, si nota quindi che l'accelerazione spettrale si attesta su valori massimi dell'ordine di 0,27 g.

Rispetto alle azioni sismiche cui è stata recentemente sottoposta la struttura in oggetto, un utile ausilio alla valutazione è fornito dalle mappe di scuotimento, per come rielaborate da ultimo dall'Ordinanza Commissariale n. 112/2013, Allegato 1, che riporta la delimitazione dell'area del cratere che ragionevolmente potrebbe aver subito accelerazioni spettrali massime dell'ordine del 70% di quelle oggi prese a riferimento per la progettazione di nuove costruzioni.

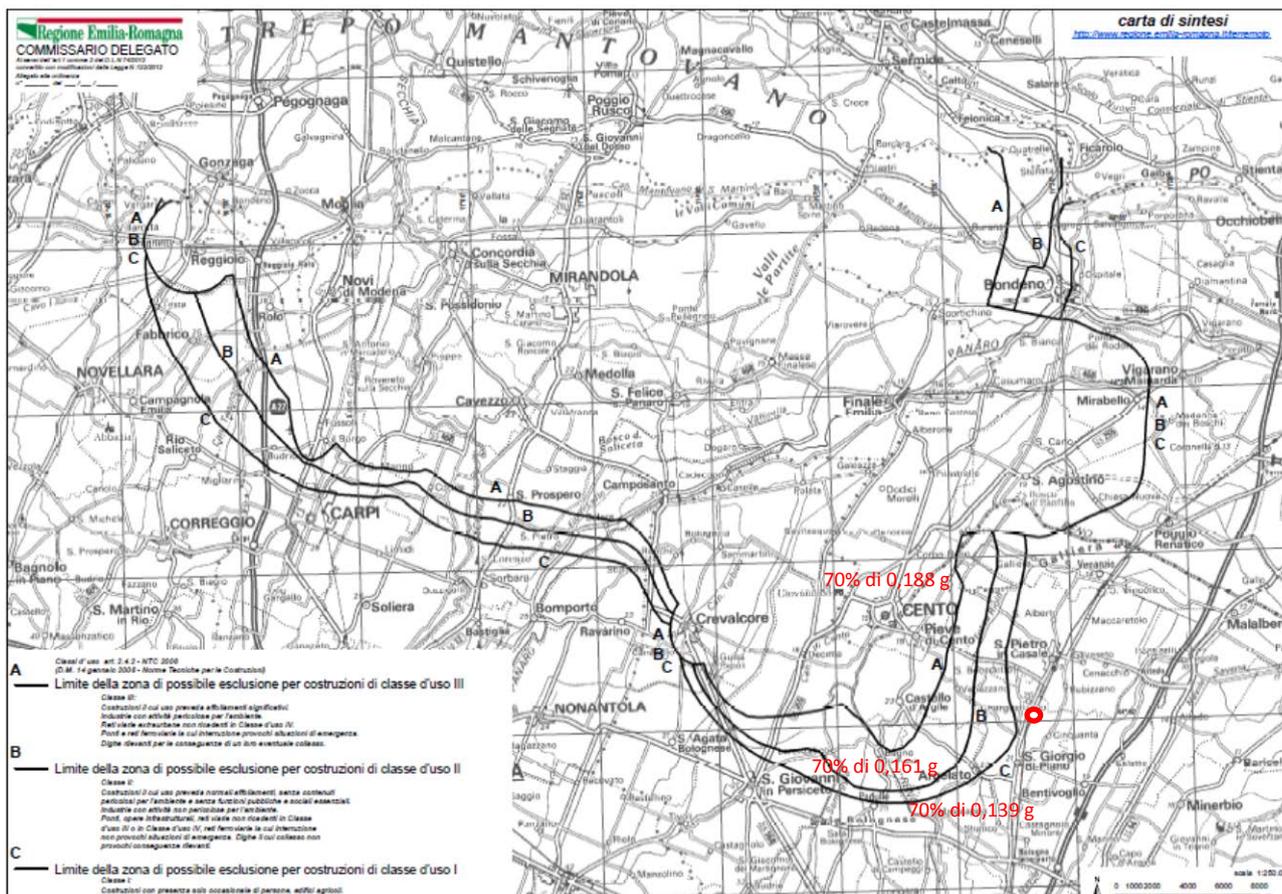


Figura 39: Mappe di scuotimento allegate all'Ordinanza Commissariale 112/2013, con individuazione del sito di progetto.

Si nota che il sito in oggetto ricade anche al di fuori del limite stimato per gli edifici in classe d'uso I, per i quali l'accelerazione di ancoraggio risulterebbe di per sé pari a 0,139 g in luogo del valore di 0,161 g per edifici di classe II quale quello in oggetto. Quindi l'accelerazione massima locale stimata può assumersi di poco inferiore a 0,097 g, valore inferiore anche se prossimo al 60% dell'accelerazione di progetto allo SLV per le nuove costruzioni nel sito in esame.

Quanto sopra dimostra che la sollecitazione sismica subita dal fabbricato durante gli eventi sismici ha costituito un collaudo per le strutture esistenti, per quanto non estremamente probante, e che la presenza di danneggiamenti in termini di lesioni e distacchi fra murature e fra murature e orizzontamenti è indice del superamento delle resistenze relative per accelerazioni ancora inferiori.

12. Valutazioni numeriche per il predimensionamento degli elementi di rinforzo

Ai fini di un corretto inquadramento economico dell'intervento, indispensabile per la valutazione del progetto preliminare e l'assunzione dello stesso quale base per le fasi successive di progettazione ed esecuzione dei lavori, si è proceduto ad una stima di massima delle dimensioni e delle sezioni necessarie degli elementi, attraverso valutazioni numeriche di prima approssimazione, basate su approcci e schemi semplificati ma comunque cautelativi, in grado anche di dimostrare la validità e la fattibilità delle scelte progettuali adottate, quali la tipologia di rinforzi ed il layout degli stessi.

Per l'adozione di alcune ipotesi progettuali significative, si è ritenuto opportuno fare ancora riferimento alla verifica tecnica del 2013 redatta in convenzione con l'Università degli Studi di Bologna, in particolare per quel che riguarda la determinazione delle azioni sismiche di progetto.

12.1 Dimensionamento di massima della reticolare metallica di controvento

L'attenzione è rivolta, nello specifico, soprattutto alla stima delle sollecitazioni ed alla conseguente scelta delle sezioni degli elementi, per la struttura metallica reticolare interna di controventamento orizzontale; per gli altri interventi a carattere strutturale che rendono opportuno un predimensionamento già in sede di progetto preliminare, si daranno brevi cenni in conclusione al presente paragrafo.

Le ipotesi alla base del calcolo di massima della reticolare sono le seguenti:

- azione sismica valutata con riferimento al plateau dello spettro SLV (al 100% del suo valore), valutato assumendo un fattore di struttura $q = 2,25$;
- efficacia del cordolo a flessione trascurabile vista la grande lunghezza in rapporto alla sezione resistente dello stesso, in assenza di una soletta di irrigidimento del solaio voltato adiacente;
- trascurabile rigidezza e resistenza delle murature fuori dal proprio piano;
- di conseguenza, trasferimento dell'intera azione sismica di competenza alle murature parallele alla direzione dell'azione sismica di volta in volta considerata.

Per quanto sopra, la condizione più gravosa è rappresentata da una sollecitazione sismica diretta parallelamente ai lati corti del fabbricato, dove la reticolare deve raccogliere l'intera azione proveniente da copertura e soprattutto solai voltati, che risultano collegati solo ai cordoli sui lati lunghi, oltre che un'aliquota della forza sismica dovuta al peso delle murature stesse.

La condizione di sisma in direzione ortogonale alla precedente invece comporta la massima sollecitazione per le reticolari verticali, che devono in tal caso riportare, attraverso la reticolare orizzontale, le azioni sismiche dei timpani e della potenziale deformazione delle volte verso le murature longitudinali.

Le valutazioni, ed i dimensionamenti, possono essere ragionevolmente differenziati per la sala Brenneke, di lunghezza doppia, rispetto agli altri ambienti che compongono il complesso.

Uno schema di massima del funzionamento ipotizzato per le reticolari, orizzontali e verticali, è rappresentato nelle illustrazioni che seguono.

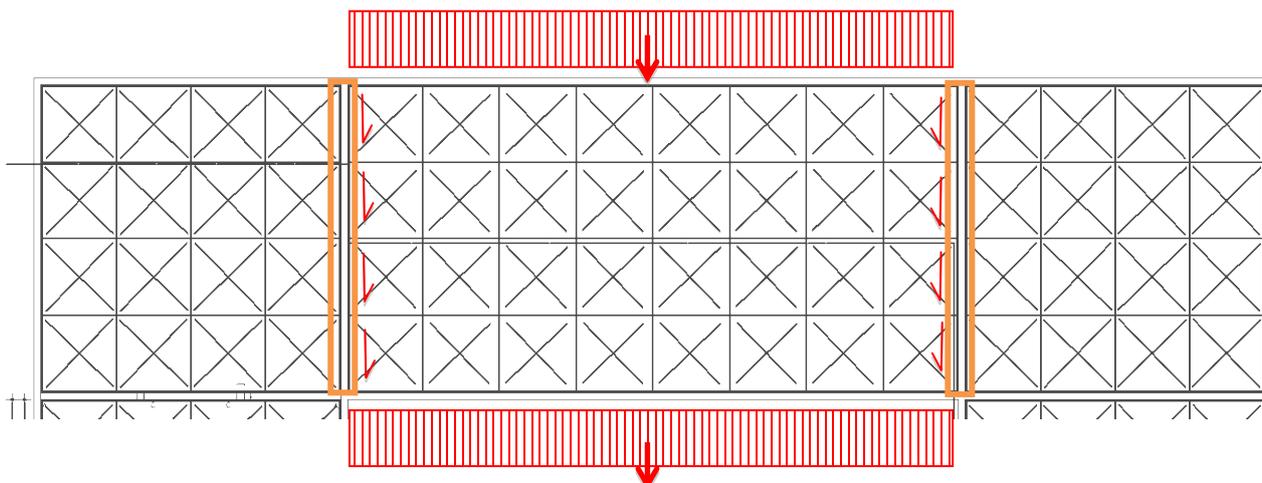


Figura 40: Schema semplificato di funzionamento della reticolare per sisma parallelo ai lati corti.

Per il funzionamento illustrato nella figura precedente, si può notare che le azioni sismiche, originate dalle masse che staticamente scaricano sulle murature longitudinali, vengono raccolte lungo l'intera lunghezza del cordolo, coadiuvato in ciò dai profilati perimetrali UPN240 tassellati a intervalli regolari alle murature, e trasferite attraverso la reticolare metallica alle murature di controvento; per la sala Brenneke, evidenziata in figura, queste sono costituite dalle due murature trasversali interne.

Il trasferimento dell'azione orizzontale si attua attraverso le sole diagonali tese (si tratta di tondini metallici che non hanno efficacia in compressione), per l'equilibrio negli elementi disposti ortogonalmente alle murature (travi trasversali HEA240 e correnti inferiori delle reticolari verticali con sezione HEA140 nella sala Brenneke e rispettivamente HEA220 e HEA120 altrove) si generano delle azioni di compressione per cui occorre verificare la resistenza di tali travature nei confronti dell'instabilità per carico di punta, con concomitanti azioni flessionali invece trascurabili.

Il concreto trasferimento, poi, dell'azione dai tiranti tesi alle murature trasversali, si attua mediante i profili perimetrali tassellati UPN240 disposti alla stessa quota della gronda, su entrambi i lati delle murature; i profilati fungono da elementi ripartitori, evitando la concentrazione degli sforzi di taglio/trazione in alcuni punti.

Si riportano di seguito le valutazioni numeriche di prima approssimazione che hanno condotto al dimensionamento degli elementi di rinforzo previsti.

- accelerazione ancoraggio a_g	0,161g
- fattore stratigrafico S	1,45
- fattore di amplificazione F_0	2,572
- fattore di struttura q	2,25
- accelerazione di progetto (plateau) S_d	0,27g

Sala Brenneke

- lunghezza	40 m
- larghezza	20 m

- altezza pareti	7,2 m
- spessore pareti	0,45 m
- carico permanente tetto SLV	384 kg/mq (in proiezione orizzontale)
- area di pertinenza tetto	800 mq
- peso specifico murature	1800 kg/mc

Dai dati su riportati si ricava, per la determinazione delle sollecitazioni sismiche:

- peso totale tetto SLV	307200 kg
- peso totale murature SLV	233280 kg
- peso totale SLV	540480 kg
- forza sismica di progetto	144232,1 kg
- carico sismico distribuito (longitud.)	3605,8 kg/m

La reticolare orizzontale, nelle due direzioni di interesse del sisma, dovrà quindi sopportare le seguenti sollecitazioni, da cui è possibile ricavare per via schematica le massima azioni sui vari elementi, tenendo presente che si prevede di realizzare una maglia 5 x 5 m (con controventi che quindi formano un angolo di 45°, lunghi 7,07 m):

- taglio max reticolare	72116,1 kg
- momento max reticolare sisma y	721160,5 kgm
- momento max reticolare sisma x	180290,1 kgm
- N profili estremità mezzeria sisma x	36058,0 kg
- N profili estremità mezzeria sisma y	4507,3 kg
- N controventi estremità sisma x	25496,9 kg
- N controventi estremità sisma y	12748,4 kg

Si adottano, come diagonali di controvento della maglia orizzontale, tondi di diametro 30 mm in acciaio S355JR, in grado di resistere ad una trazione di 23897,8 kg, paragonabile a quella corrispondente al pieno trasferimento dell'azione; si ricorda che, seppur di poco insufficiente in termini di adeguamento, tali elementi si ritengono comunque sovreresistenti rispetto alla muratura cui si va a riportare l'azione orizzontale.

I correnti inferiori delle reticolari orizzontali, così come le travi trasversali, risulteranno conseguentemente sollecitati da una **compressione massima pari a 18029,0 kg**, con una luce libera di inflessione di 5 m.

Considerando il carico verticale dell'eventuale controsoffitto, da 20 kg/mq massimi, agente direttamente sulle travi trasversali HEA240, si ottengono i seguenti carichi verticali lineari, da combinare con la compressione di cui al punto precedente, in combinazione SLV:

- Correnti inferiori delle reticolari verticali HEA140: peso proprio 24,7 kg/m, da cui scaturisce un **momento flettente massimo in mezzeria di 77 kgm**.
- Travi trasversali HEA240: peso proprio 60,3 kg/m, cui si aggiungono i carichi delle reticolari verticali portate da questi elementi (497 kg dalle reticolari laterali e 526 kg dalla reticolare centrale) ed il peso del controsoffitto, con carico unitario di 100 kg/m, ottenendo in mezzeria un **momento flettente massimo di 13126 kgm**.

Seguono le schermate con i valori numerici di una prima verifica di massima nei confronti dell'instabilità a presso-flessione di tali elementi.

Correnti inferiori delle reticolari verticali HEA140

Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

HE 140 A Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

N_{Sd} [kN] 180

	Inflexione attorno all'asse y - y	z - z
l_0 [m]	5	5
Snellezza λ	87,26	142,0
$N_{b,Rd}$ [kN]	542,3	236,0
M_Q [kNm]	0,77	0
β_M	1,4	1,4
μ	-1,254	-1,706
k	1,396	1,5
$M_{e,Rd}$ [kNm]	58,66	28,69
M_{Sd} [kNm]	0,77	0

Momenti all'estremità
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano più momenti d'estremità

Selezionare diagramma

Resistenza della sezione 0,000 OK ?

Instabilità flessio-torsionale 0,778 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 2 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0,763 + 0,018 + 0 = 0,781$$

OK

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

HE 140 A Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

z_a [mm] 0,0 L [m] 5,0 = l_{Oz} [m]

Coefficienti C
 Momenti all'estremità Carichi trasversali
 C_1 1,365 C_2 0,0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace
 k 1,0 k_w 1,0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = 68,55 $M_{e,Rd}$ [kNm] = 58,66

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0,948 \quad \chi_{LT} = 0,702 \quad M_{b,Rd} \text{ [kNm]} = 41,16$$

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)

N_{Sd} [kN] 180,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 0,77 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{180}{236,0} + \frac{0,825 \times 0,77}{41,16} + \frac{1,5 \times 0}{28,69} = 0,763 + 0,015 + 0 = 0,778$$

OK

Travi trasversali HEA240

Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

HE 240 A Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

N_{Sd} [kN] 180

	Inflexione attorno all'asse y-y	z-z
I_0 [m]	5	5
Snellezza λ	49,75	83,33
$N_{b,Rd}$ [kN]	2.106	1.271
M_Q [kNm]	131,26	0
β_M	1,4	1,4
μ	-0,781	-1,309
k	1,064	1,177
$M_{c,Rd}$ [kNm]	228,2	78,00
M_{Sd} [kNm]	131,3	0

Momenti all'estremità
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano più momenti d'estremità

Selezionare diagramma

Resistenza della sezione **0,644** OK ?

Instabilità flessio-torsionale **0,808** OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 3 - EC3 #5.5.4.(3)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0,142 + 0,612 + 0 = 0,753$$

OK

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

HE 240 A Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

z_a [mm] 0,0 L [m] 5,0 = I_{0z} [m]

Coefficienti C
 Momenti all'estremità Carichi trasversali
 C_1 1,365 C_2 0,0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace
 k 1,0 k_ψ 1,0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = 509,9 $M_{c,Rd}$ [kNm] = 228,2

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{c,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0,686 \quad \chi_{LT} = 0,854 \quad M_{b,Rd}$$

$M_{b,Rd}$ [kNm] = 195,0

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 3 - EC3 #5.5.4. (4)

N_{Sd} [kN] 180,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 131,26 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{by,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{180}{1.271} + \frac{0,989 \times 131,3}{195,0} + \frac{1,177 \times 0}{78,00}$$

= **0,142 + 0,666 + 0 = 0,808** OK

Altri locali

- lunghezza	20 m
- larghezza	20 m
- altezza pareti	7,2 m
- spessore pareti	0,45 m
- carico permanente tetto SLV	384 kg/mq (in proiezione orizzontale)
- area di pertinenza tetto	800 mq
- peso specifico murature	1800 kg/mc

Dai dati su riportati si ricava, per la determinazione delle sollecitazioni sismiche:

- peso totale tetto SLV	153600 kg
- peso totale murature SLV	116640 kg
- peso totale SLV	270240 kg
- forza sismica di progetto	72116,1 kg
- carico sismico distribuito	3605,8 kg/m

La reticolare orizzontale, nelle due direzioni di interesse del sisma, dovrà quindi sopportare le seguenti sollecitazioni, da cui è possibile ricavare per via schematica le massima azioni sui vari elementi, tenendo presente che si prevede di realizzare una maglia 5 x 5 m (con controventi che quindi formano un angolo di 45°, lunghi 7,07 m):

- taglio max reticolare	36058,0 kg
- momento max reticolare sisma y	180290,1 kgm
- momento max reticolare sisma x	180290,1 kgm
- N profili estremità mezzeria sisma x	9014,5 kg
- N profili estremità mezzeria sisma y	9014,5 kg
- N controventi estremità sisma x	12748,4 kg
- N controventi estremità sisma y	12748,4 kg

Si adottano, come diagonali di controvento della maglia orizzontale, tondi di diametro 24 mm in acciaio S355JR, in grado di resistere ad una trazione di 15294,6 kg.

I correnti inferiori delle reticolari orizzontali, così come le travi trasversali, risulteranno conseguentemente sollecitati da una **compressione massima pari a 9014,5 kg**, con una luce libera di inflessione di 5 m.

Considerando il carico verticale dell'eventuale controsoffitto, da 20 kg/mq massimi, agente direttamente sulle travi trasversali HEA220, si ottengono i seguenti carichi verticali lineari, da combinare con la compressione di cui al punto precedente, in combinazione SLV:

- Correnti inferiori delle reticolari verticali HEA120: peso proprio 19,9 kg/m, da cui scaturisce un **momento flettente massimo in mezzeria di 62 kgm**.
- Travi trasversali HEA220: peso proprio 50,5 kg/m, cui si aggiungono i carichi delle reticolari verticali portate da questi elementi (395 kg dalle reticolari laterali e 419 kg dalla reticolare centrale) ed il peso del controsoffitto, con carico unitario di 100 kg/m, ottenendo in mezzeria un **momento flettente massimo di 11593 kgm**.

Seguono le schermate con i valori numerici di una prima verifica di massima nei confronti dell'instabilità a presso-flessione di tali elementi.

Travi trasversali HEA220

Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

HE 220 A Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

N_{Sd} [kN] 90

	Inflexione attorno all'asse y - y	z - z
I_0 [m]	5	5
Snellezza λ	54,53	90,74
$N_{b,Rd}$ [kN]	1.688	956,4
M_Q [kNm]	115,93	0
β_M	1,4	1,4
μ	-0,856	-1,425
k	1,043	1,128
$M_{c,Rd}$ [kNm]	174,2	60,08
M_{Sd} [kNm]	115,9	0

Momenti all'estremità
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano più momenti d'estremità

Selezionare diagramma

Resistenza della sezione **0,707** OK ?

Instabilità flessio-torsionale **0,886** OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 3 - EC3 #5.5.4.(3)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0,094 + 0,694 + 0 = 0,789$$

OK

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

HE 220 A Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

z_c [mm] 0,0 L [m] 5,0 = I_{0z} [m]

Momenti all'estremità Carichi trasversali
 C_1 1,365 C_2 0,0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace
 k 1,0 k_ψ 1,0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo M_y) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = 343,2 $M_{c,Rd}$ [kNm] = 174,2

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{c,Rd} \gamma M_0}{M_{cr}}} = 0,730$$

$\chi_{LT} = 0,833$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 145,1

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 3 - EC3 #5.5.4. (4)

N_{Sd} [kN] 90 $M_{y,Sd}$ [kNm] 115,93 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{90}{956,4} + \frac{0,991 \times 115,9}{145,1} + \frac{1,128 \times 0}{60,08}$$

$$= 0,094 + 0,792 + 0 = 0,886$$

OK

In tutti i locali oggetto dell'introduzione del controvento, l'azione di taglio sulle murature viene portata attraverso barre inghisate diffuse, ipotizzando un carico a taglio di progetto (da verificare in sede di progetto esecutivo) di 300 kg per barre di diametro 16 mm profonde non meno di 20 cm, si trova che risulta necessaria una coppia di barre a passo 15 cm sulle pareti trasversali della sala Brenneke, e a passo 30 cm sulle altre pareti.

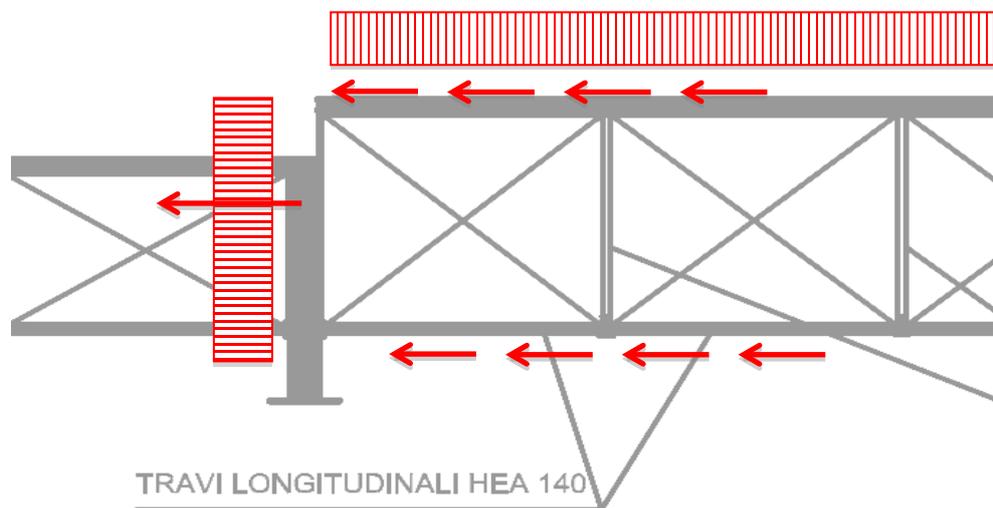


Figura 41: Schema semplificato di funzionamento della reticolare per sisma parallelo ai lati lunghi.

Nella direzione di provenienza dell'azione sismica parallela alle pareti lunghe del fabbricato (est-ovest), il funzionamento del controventamento metallico interno risulta leggermente più complicato dal fatto che alcune sollecitazioni vengono raccolte ad una quota superiore rispetto alla gronda delle pareti lunghe in corrispondenza della quale deve avvenire il trasferimento alle murature; occorre pertanto valutare il funzionamento di irrigidimento nel piano verticale da parte delle tre reticolari verticali metalliche di cui si prevede l'inserimento.

Le azioni sismiche del solaio voltato in questo caso si riversano direttamente, almeno in parte, sulle murature longitudinali che fungono da controvento, che ne sostengono anche il carico verticale; in effetti però, occorre comunque un sistema irrigidente nella stessa direzione posto in luce alla volta, dal momento che questa non presenta una regolare maglia resistente che possa impedire deformazioni nel proprio piano, con tendenza alla rotazione dei travetti curvilinei stessi (e conseguente pericolo di sfondellamento dei laterizi interposti); analogamente al caso precedente, inoltre, occorre riportare lateralmente l'azione sismica generata dai timpani e dalle murature trasversali, eccitate fuori dal proprio piano.

I principi di valutazione e verifica rimangono identici a quanto già visto, con funzionamento delle sole diagonali tese.

Sala Brenneke

- forza su reticolari verticali da tetto 27326,4 kg

- altezza in chiave	3,2 m
- altezza ai quarti	2,65 m
- angolo controventi centrali	32,62°
- angolo controventi laterali	27,92°
- lunghezza controventi centrali	5,94 m
- lunghezza controventi laterali	5,66 m
- forza concentrata da pareti trasversali	5187,7 kg
- N max controventi centrali	10214,7 kg
- N max controventi laterali	9737,2 kg

Si adottano, come diagonali di controvento delle maglie verticali, tondi di diametro 24 mm in acciaio S355JR, in grado di resistere ad una trazione di 15294,6 kg.

I correnti inferiori (ed anche quelli superiori, che però non risentono di problemi di instabilità per il collegamento diffuso alla volta in latero-cemento) delle reticolari verticali, risulteranno conseguentemente sollecitati da una compressione massima pari a 8603,5 kg, con una luce libera di inflessione di 5 m; per gli elementi verticali della maglia, invece, per l'equilibrio si genera una compressione massima stimabile in 5506,3 kg, meno gravosa trattandosi di elementi di identica sezione e con luce libera inferiore. Per gli stessi correnti inferiori, almeno per la sala Brenneke, si evidenzia che la condizione più gravosa risulta quella di sisma parallelo alle pareti corte dell'edificio, analizzata in precedenza.

Altri locali

- forza su reticolari verticali da tetto	13663,2 kg
- altezza in chiave	3,2 m
- altezza ai quarti	2,65 m
- angolo controventi centrali	32,62°
- angolo controventi laterali	27,92°
- lunghezza controventi centrali	5,94 m
- lunghezza controventi laterali	5,66 m
- forza concentrata da pareti trasversali	5187,7 kg
- N max controventi centrali	10214,7 kg
- N max controventi laterali	9737,2 kg

Sollecitazioni e considerazioni conseguenti risultano in questo caso del tutto analoghe a quanto già visto per la sala Brenneke.

12.2 *Predimensionamento della nuova copertura*

In prima istanza, si suppone di riproporre uno schema statico notevolmente semplificato rispetto a quello attualmente esistente, con arcarecci disposti secondo la massima pendenza della falda poggianti alle reni della volta sottostante e contrastati in sommità (senza trave di colmo), oppure, con analogo funzionamento statico (ma un minore impegno in compressione, mentre nel caso precedente si ha un comportamento simile ai puntoni di una capriata), poggianti su un colmo ricavato mediante una coppia di correnti in chiave alla volta distanziati da puntoni verticali.

Il controventamento del sistema è garantito dal doppio tavolato incrociato chiodato superiormente.

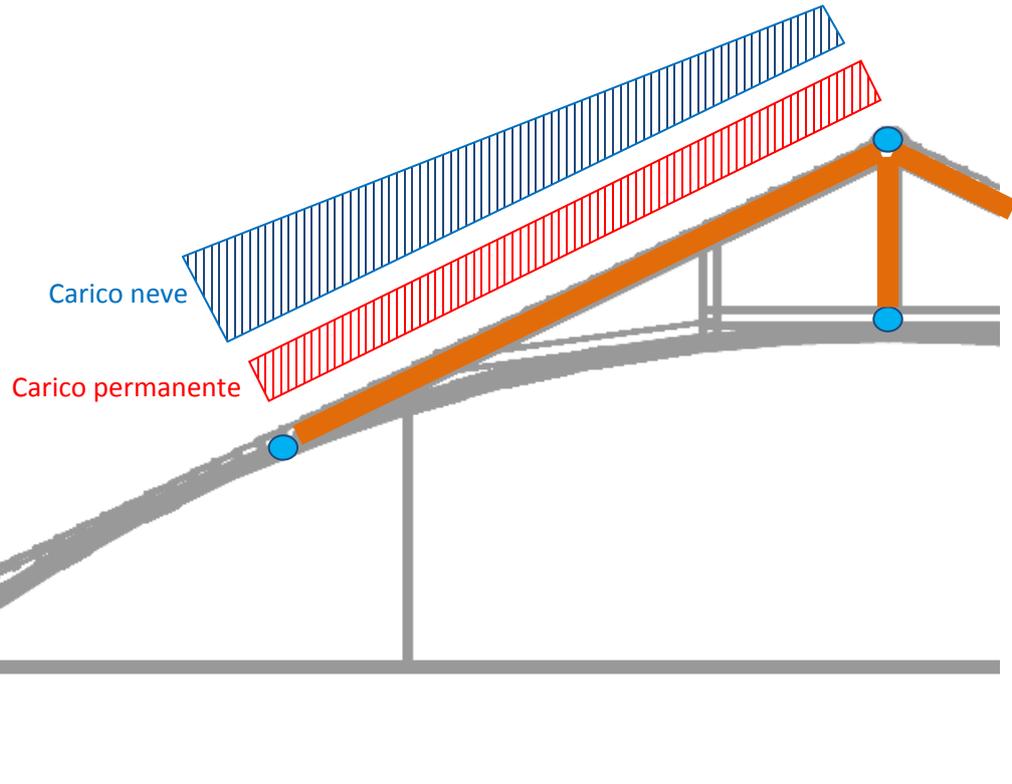


Figura 42: Schema statico della nuova copertura in legno.

La luce libera di calcolo è di circa 7 m, con un interasse fra le coppie di arcarecci pari a 0,5 m; l'inclinazione degli stessi rispetto all'orizzontale è pari a 25°.

L'appoggio sulle reni potrà realizzarsi mediante un elemento di ancoraggio e regolarizzazione, quale potrebbe essere rappresentato da un dormiente inghisato mediante tasselli ai sottostanti travetti curvilinei in c.a.

Per quanto rappresentato nel precedente paragrafo 7, sulla copertura agisce un carico proprio e permanente totale di 165 kg/mq, cui si aggiunge il carico da neve; questo, come visto, varia linearmente dagli impluvi verso il colmo da un massimo di 160 ad un minimo di 120 kg/mq, potendosi assumere per la verifica degli arcarecci il valore medio indicativo di 130 kg/mq, trovandosi questi nella parte alta della falda. Il solo carico permanente deve però essere corretto dividendolo per il valore $\cos(25^\circ) = 0,91$ al fine di ottenere il carico unitario in proiezione orizzontale, ottenendo 182 kg/mq.

Nella combinazione SLU fondamentale, per l'interasse individuato, si ottiene dunque un carico lineare di 216 kg/m, che genera una componente ortogonale all'asse del travetto di 196 kg/m e parallela di 91 kg/m.

Per quanto sopra, le sollecitazioni massime di verifica allo SLU saranno:

- Momento flettente in mezzeria $M = 1198 \text{ kgm}$
- Taglio agli appoggi $T = 685 \text{ kg}$
- Sforzo normale in mezzeria $N = 319 \text{ kg}$

Si adottano travetti in legno lamellare GL32h di sezione 10 x 20 cm; la classe di servizio di riferimento è la 2 (condizioni di umidità intermedie), mentre per il carico neve, dimensionante, può prendersi a riferimento la breve durata, pertanto per le verifiche è possibile adottare il fattore penalizzante $k_{mod} = 0,90$. Le caratteristiche meccaniche del materiale impiegato sono riportate nella tabella che segue, tratta dall'Istruzione CNR-DT 206/2007.

Tabella 18-4-Classi di resistenza per legno lamellare di conifera omogeneo e combinato(EN1194)

Valori caratteristici di resistenza e modulo elastico	GL24h	GL24c	GL28h	GL28c	GL32h	GL32c	GL36h	GL36c	
Resistenze (MPa)									
flessione	$f_{m,g,k}$	24		28		32		36	
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,g,k}$	16.5	14.0	19.5	16.5	22.5	19.5	26	22.5
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,g,k}$	0.40	0.35	0.45	0.40	0.50	0.45	0.60	0.50
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,g,k}$	24.0	21.0	26.5	24.0	29.0	26.5	31.0	29.0
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,g,k}$	2.7	2.4	3.0	2.7	3.3	3.0	3.6	3.3
taglio	$f_{v,g,k}$	2.7	2.2	3.2	2.7	3.8	3.2	4.3	3.8
Modulo elastico (GPa)									
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,g,mean}$	11.6	11.6	12.6	12.6	13.7	13.7	14.7	14.7
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,g,05}$	9.4	9.4	10.2	10.2	11.1	11.1	11.9	11.9
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,mean}$	0.39	0.32	0.42	0.39	0.46	0.42	0.49	0.46
modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$	0.72	0.59	0.78	0.72	0.85	0.78	0.91	0.85
Massa volumica (kg/m³)									
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$	380	350	410	380	430	410	450	430

I valori resistenti di progetto si ricavano dalle tensioni caratteristiche riportate in tabella moltiplicate per k_{mod} e divise per $\gamma_M = 1,45$ (per legno lamellare incollato), ottenendo:

- Resistenza a flessione $f_{m,yd} = 19,86$ MPa
- Resistenza a taglio $f_{v,d} = 2,36$ MPa
- Resistenza a compressione par. fibre $f_{c,0d} = 18$ MPa

Le tensioni conseguenti massime risultano:

- Tensione per flessione $\sigma_{m,yd} = 17,97$ MPa < $f_{m,yd}$
- Taglio agli appoggi $\tau_d = 0,51$ MPa < $f_{v,d}$
- Tensione per compressione $\sigma_{c,0d} = 0,16$ MPa < $f_{c,0d}$

La stessa verifica a presso-flessione prevista dalla formula 4.4.7a delle NTC2008 indica uno sfruttamento della resistenza al 90,49%.

12.3 Nuove fondazioni e dimensionamento delle opere di consolidamento

Lo studio geologico del 1999 si basava su un'estesa serie di sondaggi concentrati attorno alla sala Schellenberg, per la quale già allora si ipotizzava l'esecuzione di lavori di ristrutturazione. In particolare, sono state condotte 5 prove CPT e un carotaggio continuo, ubicati come nella figura che segue.

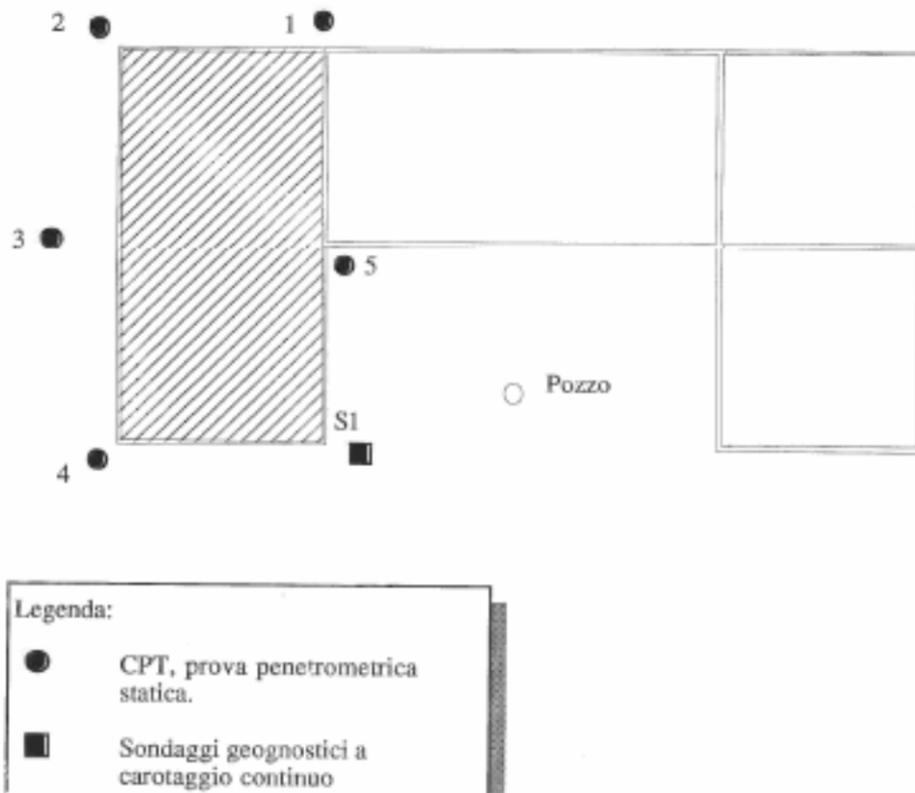


Figura 43: Ubicazione delle prove geognostiche eseguite per la relazione geologica del 1999.

Pur in assenza di una esplicitazione dei parametri geotecnici (i quali però potrebbero ricavarsi, in pendenza dell'esecuzione di nuove prove, dai risultati delle prove CPT in termini di resistenza alla punta e laterale), è possibile fare riferimento alla stratigrafia riportata nel citato studio.

Profondità	Stratigrafia
0,00+0,50	Stabilizzato
0,50+1,10	Limo sabbioso nocciola
1,10+1,50	Sabbia fine debolmente limosa
1,50+2,00	Camp. indistur. Limo argilloso
2,00+2,50	Sabbia limosa nocciola
2,50+3,80	Argilla grigio marrone
3,80+9,50	Sabbie
9,50+10,50	Argilla grigio azzurra

Lo studio dell'epoca faceva riferimento a fondazioni a trave rovescia con base larga 1,20 m posate ad una profondità di 1,50 m, per le quali si stimava (è bene ricordarlo, sulla base di una normativa del tutto diversa da quella oggi vigente) una capacità portante di 1,40 kg/cmq; veniva anche analizzata la portanza di un'eventuale platea cui veniva assimilata la pavimentazione da realizzare in c.a. per l'edificio, per la quale, in realtà senza specificarne la profondità di posa, si indicava un carico massimo di 1,30 kg/cmq.

I carichi di progetto sulla nuova platea di base da realizzare internamente al fabbricato, su cui fondare la pavimentazione del nuovo archivio e l'eventuale sovrastruttura metallica per l'accesso ai livelli superiori dello stesso, possono essere stimati, in via del tutto cautelativa, come di seguito:

- Platea in c.a. $s = 40$ cm: 1000 kg/mq
- Vespaio in ghiaia $s = 40$ cm: 800 kg/mq
- Soletta in c.a. $s = 20$ cm: 500 kg/mq
- Massetto in cls e pavimento: 120 kg/mq
- Archivi, carico massimo: 5000 kg/mq
- Sovraccarico accidentale: 600 kg/mq (aggiuntivi)

Si ottiene, dunque, un carico permanente totale di 2420 kg/mq cui si aggiunge un sovraccarico massimo da 5600 kg/mq, per un totale di 7020 kg/mq. Fattorizzando opportunamente, si rileva quindi una compressione massima del terreno di posa pari a circa 1,15 kg/cm², che in questa fase preliminare può ritenersi del tutto tollerabile per la profondità di posa di 1,00 m (con ulteriori 0,10 m di magrone sottostante), tenendo anche conto che tale valore rappresenta un massimo nella zona effettivamente caricata, che certamente coprirà solo parte della superficie interna.

Ai fini di una valutazione, invece, dell'efficacia del proposto consolidamento delle fondazioni murarie esistenti, di tipo diretto, con l'affiancamento di due cordoli in c.a. posati alla stessa quota ed in continuità (cordolo interno) con la platea, è possibile stimare per unità di lunghezza i seguenti carichi:

- Carico permanente da tetto e volte 384 kg/mq → 3840 kg/m
- Carico medio da neve 130 kg/mq → 1300 kg/m
- Peso proprio murature (8,2 m da posa) 1800 kg/mc → 6642 kg/m
- Peso proprio fondazioni (2 da 40x40) 2500 kg/mc → 800 kg/m
- Peso proprio riempimento 2000 kg/mc → 960 kg/m

Si trova così, fattorizzando opportunamente allo SLU, un carico lineare di 17865 kg/m, da ripartire su una superficie di impronta larga 40 + 60 + 40 cm (minima risega dello spessore murario in fondazione), ottenendo un carico unitario di 1,28 kg/cm², paragonabile al carico medio sulla zona più interna della platea, cui gli stessi cordoli si integrano grazie al getto unico.

13. Individuazione dello stralcio funzionale

Vista la capienza del finanziamento immediatamente disponibile, è necessario procedere a predisporre una proposta di primo stralcio funzionale dell'intervento; in particolare, anche al fine di garantire una pur minima manutenzione dell'immobile, ed evitare che quanto realizzato inizialmente si degradi prima del completamento dei lavori su tutto l'immobile, appare necessario conseguire, al termine del primo stralcio, la piena fruibilità di almeno una parte del fabbricato.

Su indicazione della committenza, valutata anche la più rapida fattibilità degli interventi relativi, si è ipotizzato di concentrare il primo stralcio di lavori sulla sala Schellenberg, per la quale si disponeva già di alcune proposte di layout delle scaffalature interne, e la stessa realizzabilità degli interventi non è condizionata dalla demolizione di superfetazioni o dalla messa in sicurezza dei corpi adiacenti.

Nella redazione del progetto definitivo/esecutivo, dovranno essere quindi opportunamente valutati gli effetti dell'individuazione di un siffatto primo stralcio funzionale sia in termini di efficacia delle opere di miglioramento sismico che di accorgimenti da adottare sulle lavorazioni nelle zone di interfaccia, al fine di garantire un ragionevole livello di sicurezza sulla sala Schellenberg, pur certamente senza conseguire il livello di miglioramento o adeguamento sismico che potrebbe invece raggiungersi con il completamento dell'intervento.

In particolare, i criteri minimi per la definizione dei lavori del primo stralcio funzionale si ritengono essere i seguenti:

- relativamente alle opere fondali, il consolidamento della fondazione della parete trasversale interna che divide la sala Schellenberg dall'adiacente sala Brenneke dovrà essere realizzato con cordoli su entrambi i lati; al momento della realizzazione della platea interna anche sulla sala Brenneke, questa dovrà essere opportunamente collegata con scassi e barre inghisate al cordolo di cui si propone l'immediata realizzazione;
- la stessa parete trasversale interna, oggetto di cuci-scuci nella zona lesionata, dovrà essere oggetto di una rigenerazione dei corsi di malta su entrambe le facce, sebbene il rifacimento degli intonaci e delle finiture sul lato della sala Brenneke possa essere rinviato ad un secondo stralcio;
- la reticolare di controventamento interna potrà essere realizzata sulla sola sala Schellenberg, ma curando con particolare attenzione la zona di intersezione fra il telaio in c.a. interno e l'adiacente parete longitudinale nord della sala Brenneke, preferibilmente prolungando su di essa per un breve tratto gli allineamenti della reticolare (profilo perimetrale UPN), al fine di rendere compatibili se non congruenti gli spostamenti del telaio e della parete muraria, certamente più rigida;
- in copertura, il doppio tavolato disposto sulla sala Schellenberg dovrà raccordarsi ad un dormiente, solidarizzato in sommità alla parete trasversale interna che divide tale ambiente dalla sala Brenneke, che lasci lo spazio necessario ad un'analoga soluzione al secondo stralcio dall'altra parte; una maggiore solidarizzazione, in seguito, se ritenuta utile, potrà essere conseguita con la sovrapposizione di uno strato di bandinelle metalliche incrociate e chiodate ai due tavolati, oppure con il rifacimento dell'ultimo tratto del tavolato del primo stralcio, anche per tratti;
- la realizzazione delle opere di raccolta e smaltimento delle acque piovane dovrà essere realizzata partendo già da una concezione complessiva della rete;
- le sistemazioni esterne, ed in particolare la viabilità minima per garantire l'accesso a persone e mezzi alla sala Schellenberg rifunzionalizzata, dovranno tenere conto dell'opportunità di privilegiare per il momento accessi indipendenti, senza comportare un passaggio interno dalla sala Brenneke, per quanto architettonicamente più immediato vista la planimetria del complesso e la distribuzione degli accessi esistenti sulla corte interna.