



CONVENZIONE

TRA

IL DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE, AEROSPAZIALE, DEI MATERIALI DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PALERMO (DICAM) – ATTUALE DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA -

E

L' AZIENDA OSPEDALIERA “OSPEDALI RIUNITI VILLA SOFIA-CERVELLO”

PER

LA VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ SISMICA DEL PADIGLIONE B DELL'OSPEDALE CERVELLO E PER LE INDICAZIONI NECESSARIE ALLA COMPLETA RESTITUZIONE ALL'USO.

Data di avvio della convenzione: 18.09.2018

Durata della convenzione: mesi 6

Rapporto Finale

○ **Analisi Storico Critica, Stato di fatto e Precedenti Valutazioni**

- Edificio B1:** ○ **Analisi e interventi di miglioramento**
 - **Disegni delle strutture**
 - **Tabulati di calcolo**
- Edificio B2:** ○ **Analisi e interventi di miglioramento**
 - **Disegni delle strutture**
 - **Tabulati di calcolo**
- Edificio B3:** ○ **Analisi e interventi di miglioramento**
 - **Disegni delle strutture**
 - **Tabulati di calcolo**
- Edificio B4:** ○ **Analisi e interventi di miglioramento**
 - **Disegni delle strutture**
 - **Tabulati di calcolo**
- Edificio B5:** ● **Analisi e interventi di miglioramento**
 - **Disegni delle strutture**
 - **Tabulati di calcolo**
- Edificio B6:** ○ **Analisi e interventi di miglioramento**
 - **Disegni delle strutture**
 - **Tabulati di calcolo**



Sommario

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3. METODO DI ANALISI	5
4. AZIONI SISMICHE	5
5. GEOMETRIA DELLO STATO DI FATTO	7
6. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI	12
6.1 Studio condotto da 4Emme S.p.A.....	12
6.2 Studio condotto dal Dipartimento di Ingegneria.....	13
6.2.1 Prova di flessione per la stima della resistenza a compressione	14
6.2.2 Prova di taglio su muro 1.....	18
6.2.3 Prova di taglio su muro 2.....	19
6.3 Definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura come da NTC 2018, del calcestruzzo e dell'acciaio per profilati metallici	20
7. MODELLO DI CALCOLO	21
8. INDICAZIONI NORMATIVE	27
9. CONCLUSIONI ED INTERVENTI.....	29



1. PREMESSA

Nella presente relazione viene trattato il corpo 5 del padiglione B dell'ospedale V. Cervello" e viene proposto un modello meccanico dello stesso per la valutazione della capacità strutturale passando attraverso la documentazione fornita dall'Azienda Ospedaliera Ospedali Riuniti Villa Sofia-Cervello, i rilievi e le prove di caratterizzazione meccanica effettuati dal Dipartimento di Ingegneria (ex Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali).

L'analisi degli elaborati architettonici e delle carpenterie forniti dall'azienda ospedaliera e i sopralluoghi condotti hanno consentito di ricostruire l'evoluzione dell'edificio nel corso degli anni. L'edificio 5, è stato realizzato tra il 1939 e il 1968, come emerge da un confronto tra le mappe regionali storiche (Figg. 6-7). Nella relazione vengono descritte le strutture portanti, rilevate attraverso una serie di sopralluoghi finalizzati al rilievo geometrico dell'edificio, e le indagini sperimentali sui materiali.

Le informazioni ottenute hanno permesso di modellare l'edificio in questione coerentemente con le indicazioni normative attuali e di effettuare un'analisi statica non lineare in relazione al livello di conoscenza acquisito. Sono stati quindi ricavati gli indici di sicurezza, successivamente confrontati con i valori di norma. In relazione agli indici di sicurezza ottenuti sono suggeriti degli interventi.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Ai fini della redazione della presente si è fatto riferimento alla seguente normativa:

- Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018 che recita Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. che recita Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui a decreto ministeriale 17 Gennaio 2018;
- Linee Guida per la Valutazione del Calcestruzzo in Opera del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (2017).

Nello specifico si fa riferimento al capitolo 8 delle Norme Tecniche sopra citate che riguarda gli edifici esistenti. La valutazione della sicurezza di una struttura (par. 8.3) viene definita come un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L'incremento del



livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione;
- danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;
- esecuzione di interventi strutturali;
- realizzazione di opere in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.



3. METODO DI ANALISI

Il padiglione B costituisce un aggregato edilizio. Originariamente gli edifici costituenti il padiglione B erano indipendenti l'uno dall'altro mentre oggi sono da considerare unità strutturali (US) di un aggregato. Ciascuna unità strutturale facente parte dell'aggregato è stata modellata come entità autonoma in presenza di una notevole incertezza nella determinazione delle azioni mutue che le unità strutturali riescono a scambiarsi. La modellazione degli edifici facenti parte del padiglione B è stata quindi effettuata considerando ciascun edificio singolarmente.

A sostegno di tale scelta di modellazione, la circolare del 21 Gennaio 2019, al capitolo C8.7.1.3.2., con riguardo agli edifici in aggregato, recita *“L'analisi di una unità strutturale (US) secondo i metodi utilizzati per edifici isolati, se effettuata modellando in maniera approssimata o addirittura trascurando l'interazione con i corpi di fabbrica adiacenti, assume un significato largamente convenzionale, per cui la determinazione della capacità sismica globale dell'US può essere eseguita attraverso metodologie semplificate”*.

Il metodo di analisi utilizzato per valutare la capacità del corpo B5 è stato scelto sulla base delle indicazioni fornite dalla normativa in vigore. In dettaglio è stata applicata un'analisi statica non lineare (Pushover) con due profili di forze: a) proporzionale alle forze statiche equivalenti e b) proporzionali a quelle prodotte da una distribuzione di accelerazioni costanti lungo le altezze. L'analisi statica non lineare ha consentito di ricavare la curva di capacità della struttura ($F-d$) in cui F rappresenta il taglio alla base dell'edificio e d lo spostamento nel punto di controllo rappresentato dal centro di massa dell'orizzontamento a quota maggiore.

4. AZIONI SISMICHE

L'edificio 5 in questione rientra tra gli edifici strategici, dunque nella **classe d'uso IV** di cui al Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018 par.2.4.2. Per la classe IV il paragrafo in questione recita: *“Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività*”.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche, per le caratteristiche del sottosuolo si è fatto riferimento alle prove eseguite nel 2014 da Geoplus s.r.l. di Palermo commissionate dal geologo C. Cibella. Secondo quanto riporta la relazione geologica del 2014 fornita dall'Azienda Ospedaliera committente, i terreni, anche in superficie, presentano buone condizioni di stabilità e durante



l'esecuzione dei sondaggi non sono state mai riscontrate cavità sotterranee né, tantomeno, dagli studi bibliografici esistenti sono state riscontrate notizie in tal senso.

Le risultanze delle estrazioni eseguite hanno evidenziato mediamente la seguente stratigrafia:

- fino a 0.8 m: terreno vegetale;
- fino ad un massimo di 2.2 m: terre rosse residuali costituite da limi mediamente consistenti e plastici;
- al di sotto delle terre rosse residuali: substrato calcarenitico e/o calcareo.

Secondo quanto riportato nella relazione geologico-tecnica la velocità media delle onde di taglio entro i 30 m di profondità ricavata dalle prove in sito risulta pari a 769 m/s per cui, in accordo con quanto riporta il par. 3.2.2 del DM 2018, il sottosuolo ricade nella categoria B (Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.). Da questa dipendono i valori dell'amplificazione stratigrafica S_s e il coefficiente C_c , necessari per la definizione dello spettro di risposta di accelerazione orizzontale. In specifico $S_s=1.4-0.4 F_0 a_g/g$ compreso tra 1 ed 1.2 mentre $C_c=1.1 (T_c^*)^{-0.2}$ (per il significato dei simboli si rimanda al DM 2018).

Inoltre, vista la collocazione dell'edificio, la **categoria topografica** è **T1** (vedi par.3.2.2 del DM 2018). La declaratoria per questa categoria topografica è infatti: "*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* ". A tale categoria è associato un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1.

Il livello delle azioni sismiche è definito a partire dalla pericolosità sismica del sito. I tre parametri necessari per la definizione della pericolosità sismica del sito oggetto di indagine sono l'accelerazione orizzontale massima (a_g), il coefficiente di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale (F_0), ed il periodo di inizio del tratto a velocità costante delle componenti orizzontali riferito al suolo rigido (T_c^*).

Tali parametri sono stati determinati in base alle coordinate geografiche del luogo in cui sorge l'edificio oggetto di verifica, con riferimento al relativo stato limite che si intende considerare, in funzione del periodo di ritorno (T_r).

Le forze sismiche di riferimento adottate nel modello sono quelle dello stato limite di collasso (SLC) il cui spettro ed i cui parametri spettrali sono riportati nella Fig. 1 seguente.

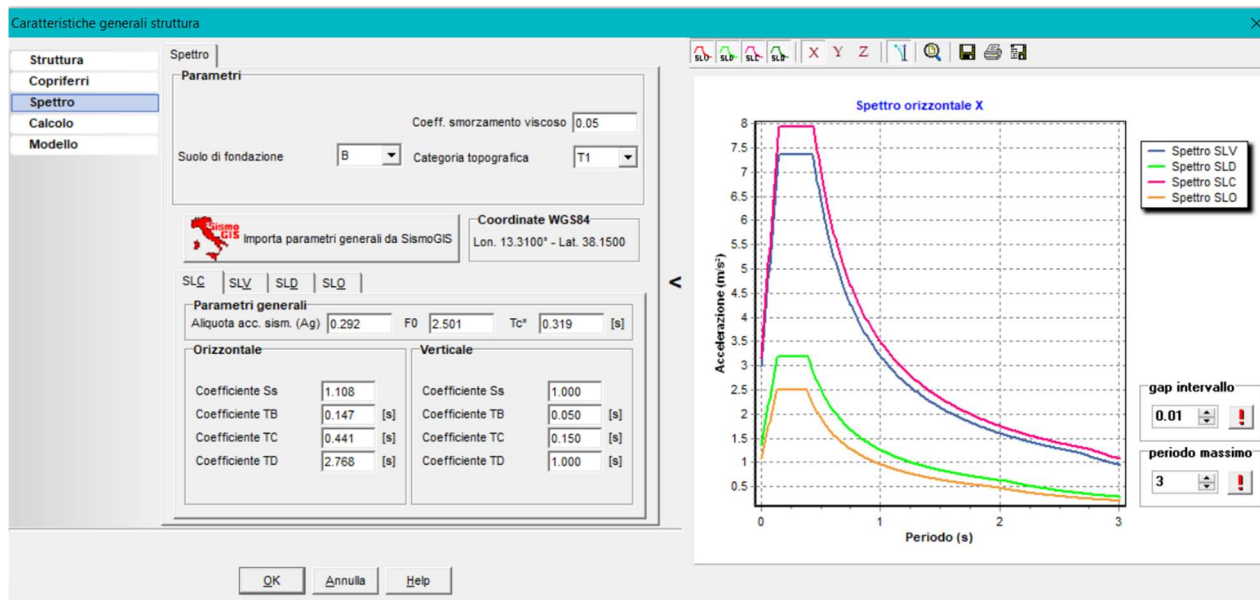


Fig.1. Spettri elastici riferiti ai diversi stati limite e parametri spettrali allo SLC.

5. GEOMETRIA DELLO STATO DI FATTO

Il corpo 5 preso in esame nella presente relazione, ha una struttura principale prevalentemente in muratura, costituita da blocchi di calcarenite di differente spessore; inoltre sono presenti elementi in cemento armato (travi) così come riportano le planimetrie nelle Figg. 2-3-4. La presenza degli elementi in c.a. è stata verificata nel corso dei diversi sopralluoghi attraverso esami visivi, rimozione di intonaco o mediante prove magnetometriche.

Dalle endoscopie effettuate in situ e da quanto presente nei documenti forniti dalla committenza, i solai di interpiano risultano in latero-cemento, gettati in opera per uno spessore complessivo di 30 cm. Il solaio di copertura, a falda, è realizzato con capriate lignee, travi in legno, tavolato e tegole marsigliesi (Fig.5).

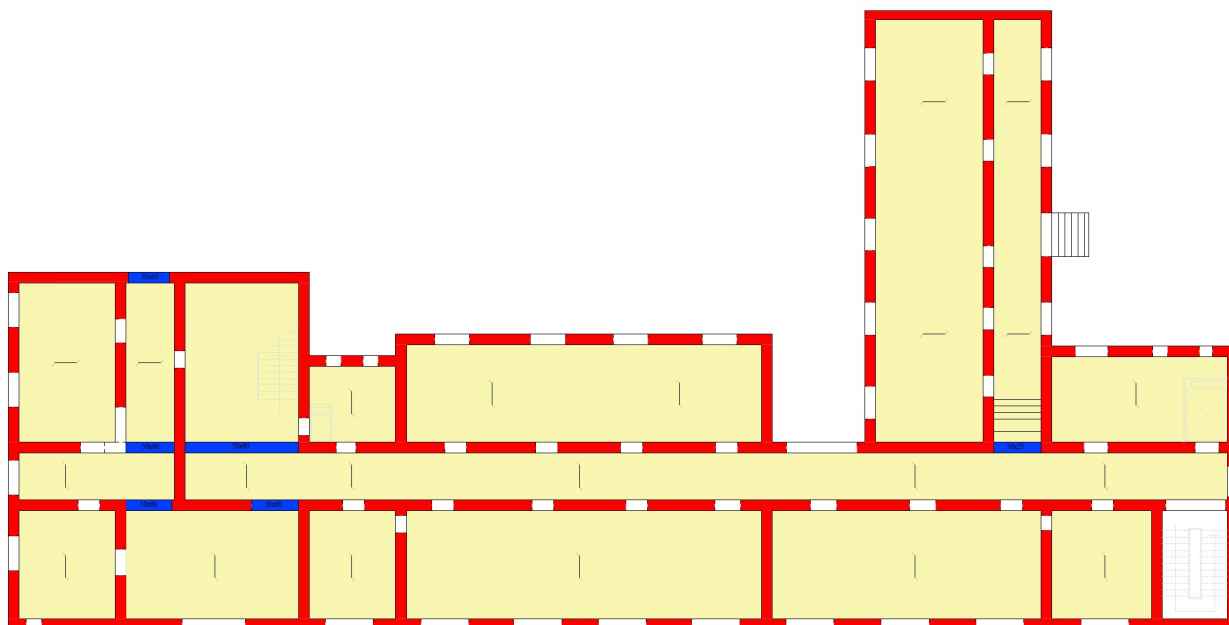
L'edificio è collegato attraverso volumi minori al corpo 6 e 4.



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PALERMO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

Direttore: Prof. Ing. Giovanni Perrone



Legenda

-  **Struttura in muratura**
-  **Struttura in c.a.**
-  **Solai in latero-cemento
gettato in opera s.30cm**

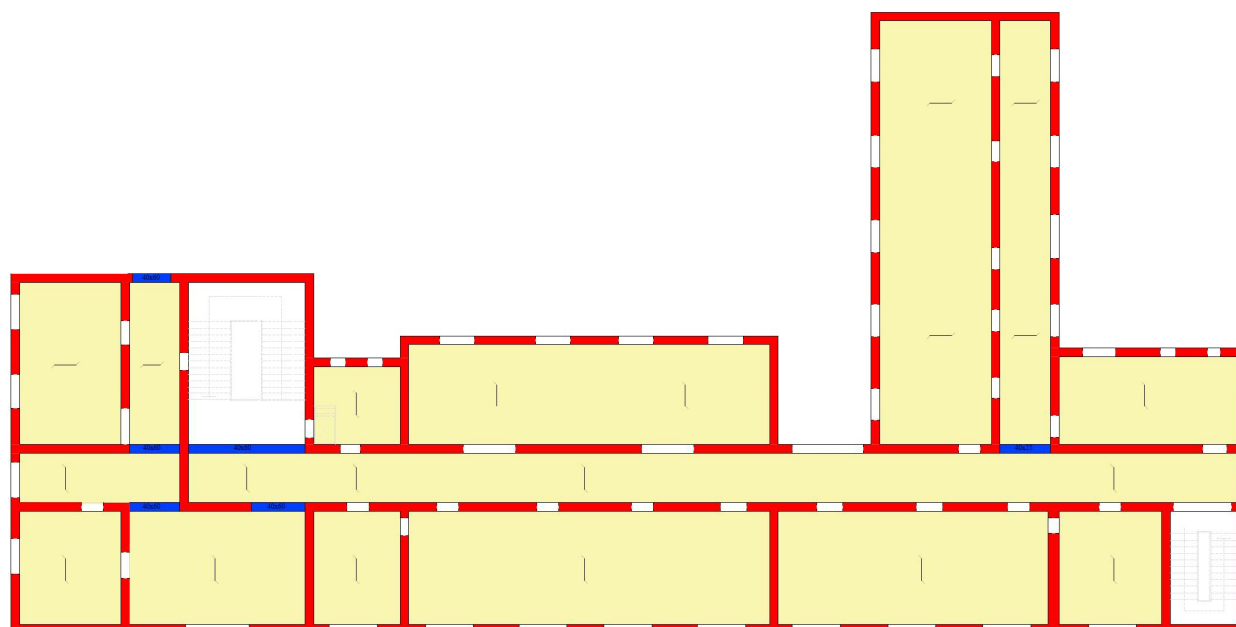
Fig.2. Planimetria Piano Terra.



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PALERMO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

Direttore: Prof. Ing. Giovanni Perrone



Legenda

-  **Struttura in muratura**
-  **Struttura in c.a.**
-  **Solai in latero-cemento
gettato in opera s.30cm**

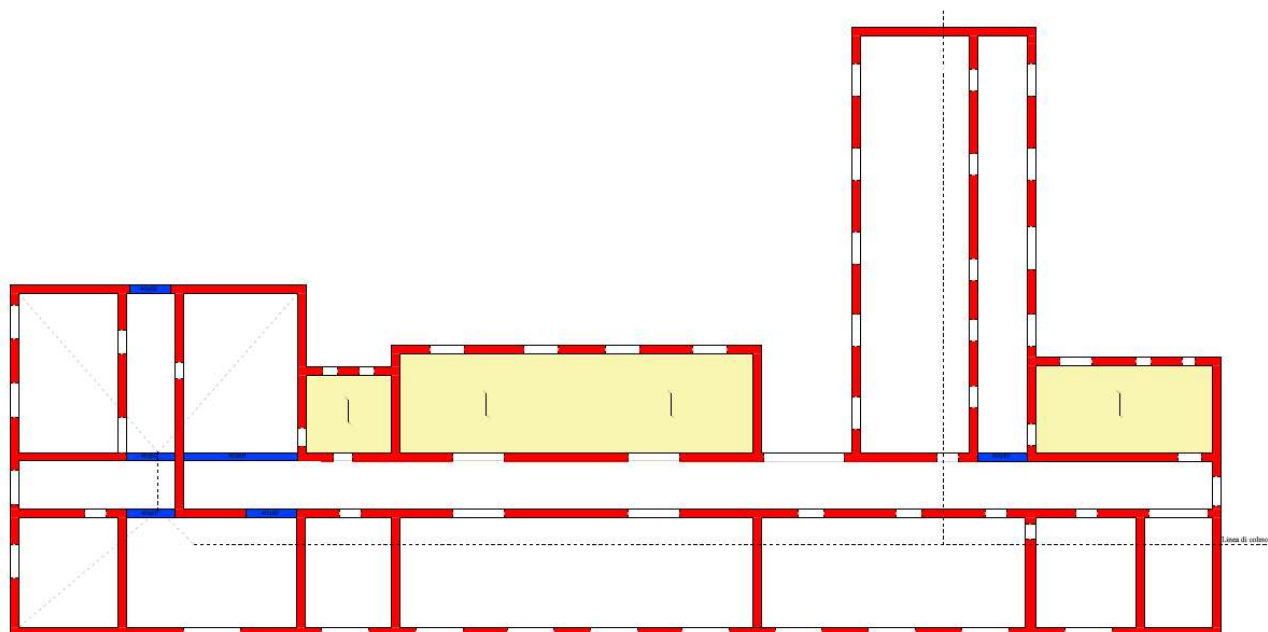
Fig.3. Planimetria Piano Primo.



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PALERMO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

Direttore: Prof. Ing. Giovanni Perrone



Legenda

-  Struttura in muratura
-  Struttura in c.a.
-  Solai in latero-cemento gettato in opera s.30cm

Fig.4. Planimetria Piano Secondo.



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PALERMO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

Direttore: Prof. Ing. Giovanni Perrone

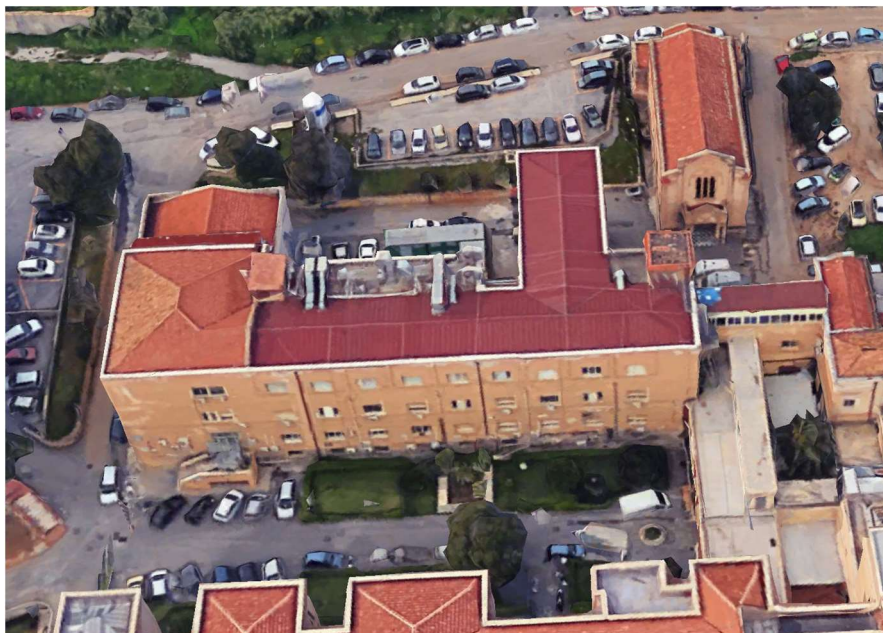


Fig.5. Copertura corpo 5

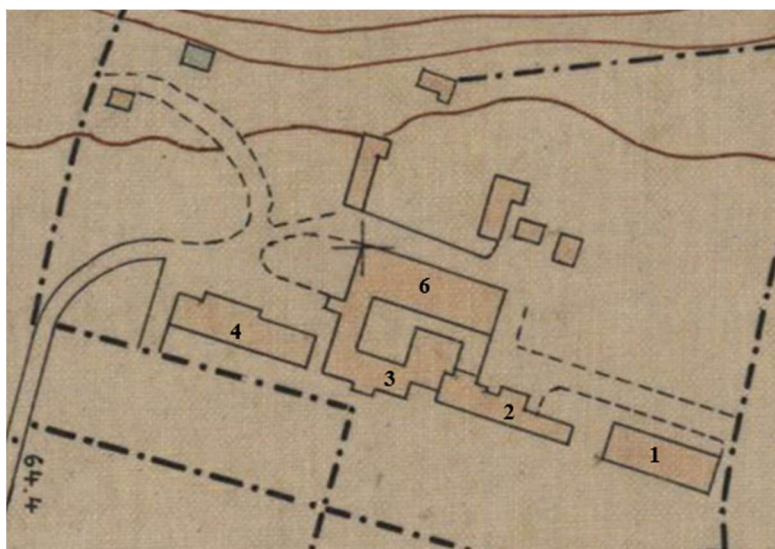


Fig.6. Carta regionale 1939, Ospedale Cervello.

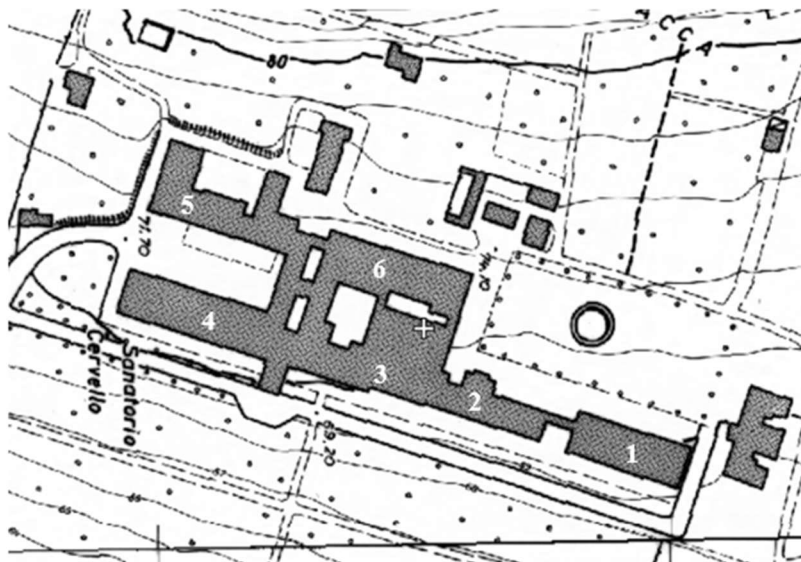


Fig.7. Carta regionale 1973, Ospedale Cervello.

6. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali si è fatto riferimento a prove effettuate in sito ed in laboratorio in occasione dello studio del 2008 condotto dall'ing. Francesco Paolo Filizzola, commissionate a 4Emme S.p.A. che hanno avuto per oggetto la calcarenite e il calcestruzzo armato. Inoltre si è fatto riferimento a prove integrative effettuate in sito sulla muratura ed in laboratorio sulla calcarenite. Infine sono state prese a riferimento campagne di indagine su campioni di muratura di calcarenite con caratteristiche simili disponibili in letteratura.

6.1 Studio condotto da 4Emme S.p.A.

Il primo studio (quello commissionato alla 4Emme S.p.A.) ha riguardato prove di compressione su 22 campioni di cui 3 di calcestruzzo e 19 di calcarenite. I campioni di calcestruzzo (cilindri di diametro nominale pari a 75 mm e rapporto nominale altezza-diametro pari a 2) hanno restituito una resistenza media a compressione pari a 117 daN/cm² (si osservi che in maniera impropria le resistenze sperimentali, nella relazione della 4Emme sono indicate con il simbolo f_{ck} che indica invece una resistenza caratteristica). A questa resistenza può essere applicato il fattore di disturbo F_d pari a 1.1 dedotto dalla specifica tabella prevista dalle Linee Guida per la Valutazione del Calcestruzzo in Opera del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (2017) (tale coefficiente



previsto per diametri pari a 100 mm viene utilizzato in assenza di specificazioni alternative). Si ottiene dunque una resistenza media f_{cm} come di seguito specificata

$$f_{cm}=1.1*117=128.7 \text{ daN/cm}^2$$

corrispondente ad una resistenza media cubica R_{cm} pari a

$$R_{cm}=f_{cm}/0.83= 155 \text{ daN/cm}^2.$$

I campioni di calcarenite (cilindri di diametro nominale pari a 75 mm e rapporto nominale altezza diametro pari a 2) hanno restituito una resistenza media f_m , calcolata su 18 dei 19 campioni prima menzionati (il campione stralciato ha fornito un livello di resistenza anomalo pari a 1.58 daN/cm²) pari a 36.72 daN/cm². I valori di resistenza ottenuti da ciascun campione, come prevedibile, sono risultati piuttosto dispersi con valore minimo pari a 11.32 daN/cm² e valore massimo pari a 83.75 daN/cm².

I dettagli delle prove e la localizzazione dei punti di prelievo sono riportati nella apposita relazione prodotta dalla 4Emme S.p.A.. I dati di resistenza della calcarenite seppur non identificabili con la resistenza della muratura consentono di caratterizzarla parzialmente per la correlabilità delle resistenze del materiale costituente gli elementi resistenti con quella della muratura stessa.

6.2 Studio condotto dal Dipartimento di Ingegneria

Sono stati prelevati campioni di calcarenite ed effettuate n. 3 prove Sheppard per la stima della resistenza a compressione della muratura e per la stima della resistenza a taglio. Considerata la analogia delle murature adottate nella realizzazione dei corpi costituenti il padiglione B, i prelievi e le prove sono state effettuate su pareti interne all'edificio B2, attualmente non utilizzato. I muri su cui sono state effettuate le prove e presi i campioni sono evidenziati in Fig.8.



Plan. Ed. B2

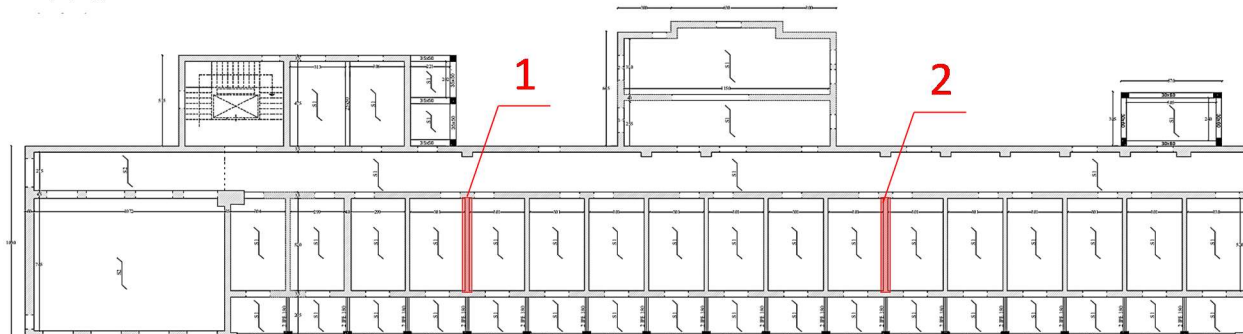


Fig.8. Muri oggetto di prova in rosso su planimetria edificio 2, piano primo.

Sono state effettuate una prova per la stima della resistenza a compressione da flessione e due prove per la stima della resistenza a taglio.

Il muro indicato con il n. 1 è stato oggetto di prova di flessione e di prova di taglio.

6.2.1 Prova di flessione per la stima della resistenza a compressione

E' stata isolata una porzione di muratura come indicato nella Fig. 9 seguente con altezza di 150 cm, larghezza di 50 cm e spessore di 25 cm. Nella parte centrale è stato posto un profilo di acciaio (Fig.10) per il carico su superficie previamente regolarizzata. Il carico è stato trasmesso tramite due barre dywidag secondo il set up riportato in Fig. 11.



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PALERMO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

Direttore: Prof. Ing. Giovanni Perrone

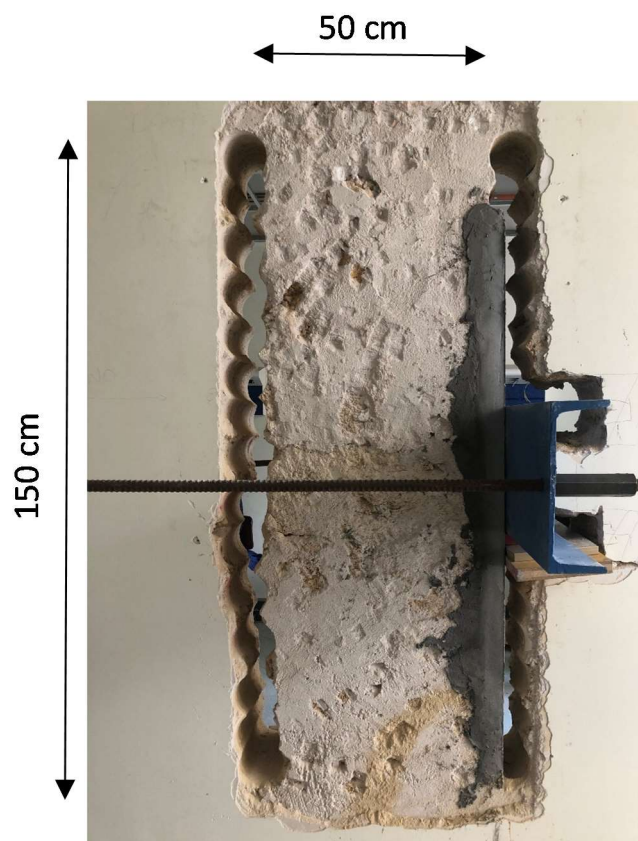


Fig.9. Campione di muratura su muro 1 soggetto a prova di flessione.

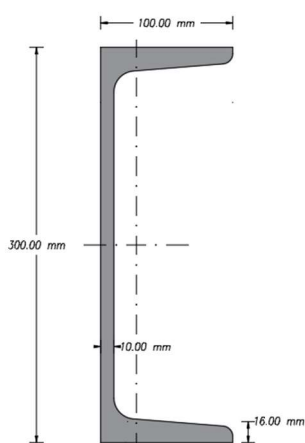


Fig.10. Profilo UPN utilizzato nella prova per l'applicazione del carico.



Un ulteriore profilo metallico (fig. 11), posto in corrispondenza del corridoio, ha consentito il trasferimento della forza dal martinetto al profilato UPN di carico. Il martinetto è stato controllato tramite una pompa idraulica.



Fig.11. Profilo UPN e martinetto, posti nel corridoio.



Fig.12. Set up della prova.

Durante la prova sono state effettuate solo misure di forza. La prova è stata arrestata ad un carico pari a 5.2 T. Tale carico è risultato quello massimo a flessione sopportabile dalla muratura.

Considerato lo schema di carico, il momento ultimo associato al carico massimo è risultato pari a 97500 daNcm. D'altro canto il carico verticale stimato sul campione prima della prova, considerato il peso della muratura (1600 daN/m^3) e la orditura dei solai, e l'altezza di muratura al di sopra del campione (circa 8 m) è di 1600 daN. Tuttavia tale sforzo normale subisce un incremento durante la prova stessa a causa delle deformazioni dell'elemento strutturale e della sua bidimensionalità, che non è possibile misurare con il set up utilizzato. In queste condizioni considerati i possibili domini di rottura della muratura, la stessa ha una resistenza a compressione certamente superiore a 15 daN/cm^2 ma anche compatibile con valori fino a $50\text{-}60 \text{ daN/cm}^2$ come si evince meglio dalla Fig.13 in cui la linea tratteggiata verticale individua il momento di rottura e separa domini di rottura possibili da domini di rottura non possibili (ciascun dominio di rottura è caratterizzato da un valore di resistenza della muratura).

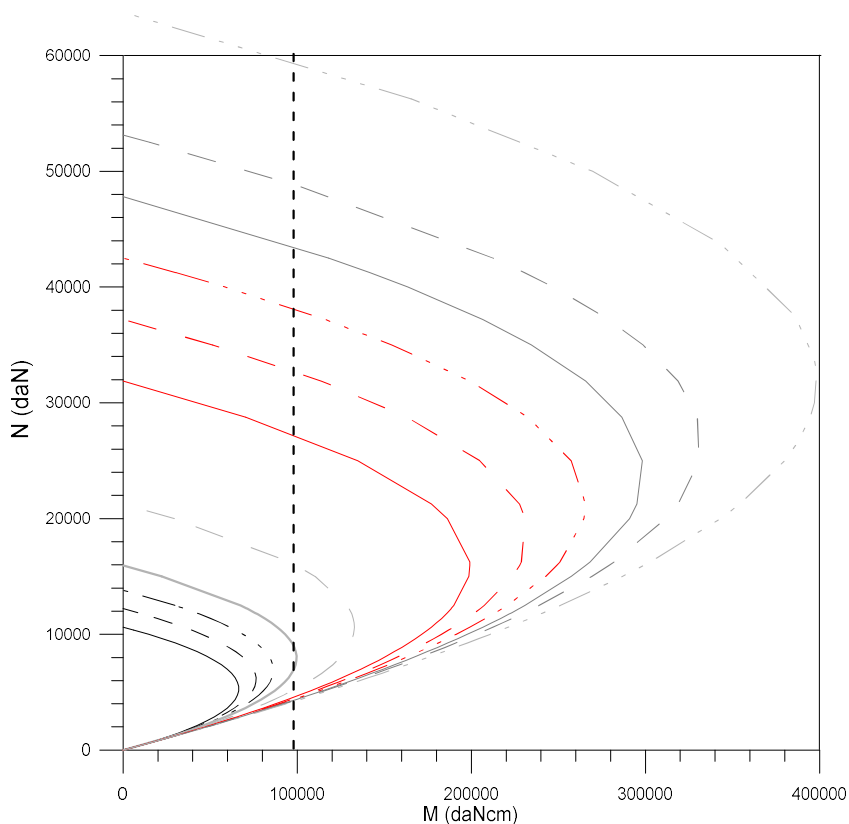
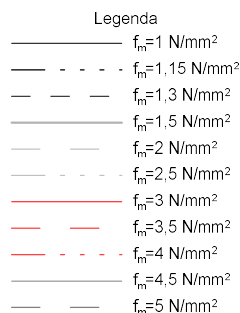


Fig.13. Domini di rottura per diversi valori di resistenza della muratura

6.2.2 Prova di taglio su muro 1

Il campione di muratura isolato nel muro 1 dell'edificio B2 è stato modificato nella geometria in maniera che la risposta fosse dominata da un meccanismo di taglio. In particolare le dimensioni (Fig.14) sono state modificate in maniera che il campione fosse alto 100 cm, largo 50 cm e spessore 25 cm.

La prova è stata dunque ripetuta utilizzando lo stesso set-up ed ottenendo un carico massimo di 10.2 T corrispondente ad un taglio di 5.1 T ed una tensione tangenziale $\tau=4.08$ daN/cm² (a questa tensione tangenziale è associato uno sforzo normale di 1600 daN, corrispondente a una tensione normale di 1.28 daN/cm² – questo si traduce in una resistenza in assenza di carichi verticali pari a $4.08 \cdot 0.4 \cdot 1.28 = 3.56$ daN/cm²).

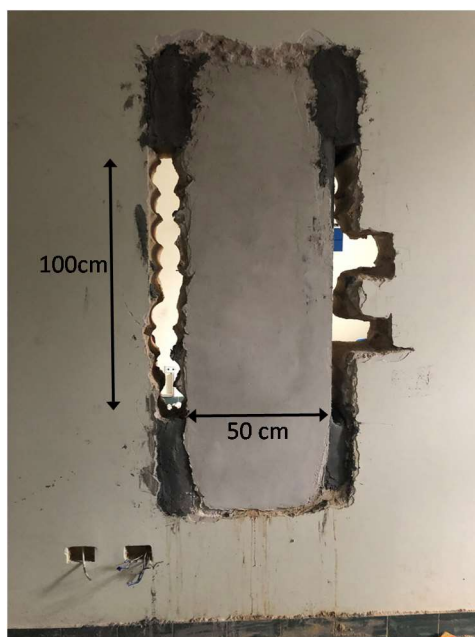


Fig.14. Campione su muro 1 per prova di taglio

6.2.3 Prova di taglio su muro 2

Al fine di valutare l'eventuale effetto delle dimensioni del campione, in questo caso il campione stesso è stato realizzato in maniera da avere larghezza di 75 cm, altezza di 150 cm e spessore di 25 cm.

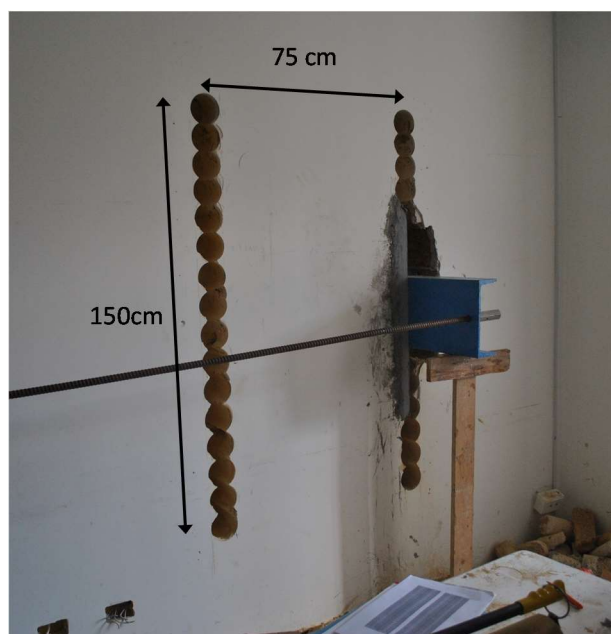


Fig.15. Campione testato a taglio su muro n.2



In questo caso il carico massimo ottenuto è di 14.1 T corrispondente ad un taglio di 7.05 T ed una tensione tangenziale di 3.76 daN/cm². A questa tensione tangenziale è associata una tensione normale prodotta dalla muratura sovrastante. In questo caso lo sforzo normale, nell'ipotesi di avere circa 7 m di muratura sovrastante e che tali muri non portano solai, è di 2100 daN, corrispondente a 1.12 daN/cm² – questo si traduce in una resistenza in assenza di carichi verticali, coerentemente con il modello previsto dal DM 2018, pari a $3.76 - 0.4 \times 1.12 = 3.31$ daN/cm²).

6.3 Definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura come da NTC 2018, del calcestruzzo e dell'acciaio per profilati metallici

La struttura dell'edificio, seppur prevalentemente in muratura, presenta degli elementi in cemento armato (per i dettagli si vedano le carpenterie allegate alla presente).

In accordo alla circolare alle NTC 2018 l'intervallo dei parametri meccanici per una muratura in conci squadri di calcarenite è quello di seguito specificato:

resistenza a compressione f:	20-32 daN/cm ²
resistenza a taglio in assenza di carichi verticali f_{v0} :	1-1.9 daN/cm ²
modulo elastico longitudinale E:	12000-16200 daN/cm ²
modulo elastico tangenziale G:	4000-5000 daN/cm ²

In presenza di un livello di conoscenza LC2 come quello che si intende raggiungere i valori di riferimento dei parametri meccanici sono quelli medi degli intervalli sopra specificati. Peraltro, tali valori vanno incrementati del coefficiente 1.6 (Tab. C8.5.2) in presenza di malta di buona qualità (quest'ultima è stata controllata con l'ausilio di una sonda Winsdor).

In definitiva i parametri meccanici di riferimento per l'analisi risultano come segue:

resistenza a compressione f:	41.6 daN/cm ²
resistenza a taglio in assenza di carichi verticali f_{v0} :	2.32 daN/cm ²
modulo elastico longitudinale E:	22560 daN/cm ²
modulo elastico tangenziale G:	7.200 daN/cm ²

I parametri di resistenza a compressione e taglio risultano in linea con i valori ottenuti sperimentalmente. Sono stati verificati in maniera estesa i dettagli costruttivi ed effettuato il rilievo geometrico e l'analisi storico critica, pertanto il livello di conoscenza raggiunto per la parte muraria della struttura è LC2. I valori sopra riportati vengono divisi in fase di calcolo per il fattore di



confidenza FC pari a 1.2 ed il coefficiente di parziale sicurezza $\gamma_m=2$. I limiti di spostamento fra testa e piede dei muri per effetto del taglio e della flessione sono quelli previsti dalla Circolare alle NTC 2018.

Per quanto riguarda il calcestruzzo si è fatto riferimento alle prove su carote effettuate da 4Emme S.p.A. ed alle norme tecniche all'epoca della costruzione ed in particolare al Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 10 gennaio 1907. I risultati delle prove della 4 Emme forniscono un valore medio delle resistenze cubiche (vedi la sezione di questa relazione dedicata alle precedenti indagini) di circa 155 daN/cm² mentre il valore minimo richiesto dalle norme dell'epoca è di 150 daN/cm². Bisogna sottolineare comunque che i due valori non sono direttamente confrontabili in quanto l'uno è una media mentre l'altro è un minimo, ma servono a capire quali erano le richieste all'epoca della costruzione. Ad ogni modo, ai fini della analisi, è stata prevista una resistenza cubica di 155 daN/cm² con un fattore di confidenza FC=1.2 ed un coefficiente di parziale sicurezza pari $\gamma_m=1.5$. Per quanto riguarda il legame costitutivo del materiale si è adottato il parabola-rettangolo con valore di deformazione al picco di resistenza pari al 2‰ ed un valore ultimo di deformazione pari al 5‰.

Per quanto riguarda le barre d'armatura (lisce) si è fatto riferimento al Decreto del 1907 sopra citato e quindi si è imposta una tensione di snervamento $f_y=3400$ daN/cm² associato ad un legame elastico perfettamente plastico con deformazione ultima pari al 10‰ e modulo elastico pari a 210000 daN/cm². Il fattore di confidenza FC è stato posto pari a 1.2 mentre il coefficiente di parziale sicurezza $\gamma_m=1.15$.

7. MODELLO DI CALCOLO

Effettuati gli opportuni sopralluoghi e prove, fissate le caratteristiche meccaniche e il livello delle azioni sismiche e di pericolosità sismica del sito, l'edificio B5 è stato modellato mediante l'utilizzo del software di calcolo VEM della STACEC. Nelle Figg.16-17 si possono osservare due viste del modello in cui le parti in muratura (vedi disegni delle strutture facenti parte del presente studio) sono state modellate facendo riferimento alle caratteristiche meccaniche ricavate come sopra specificato.

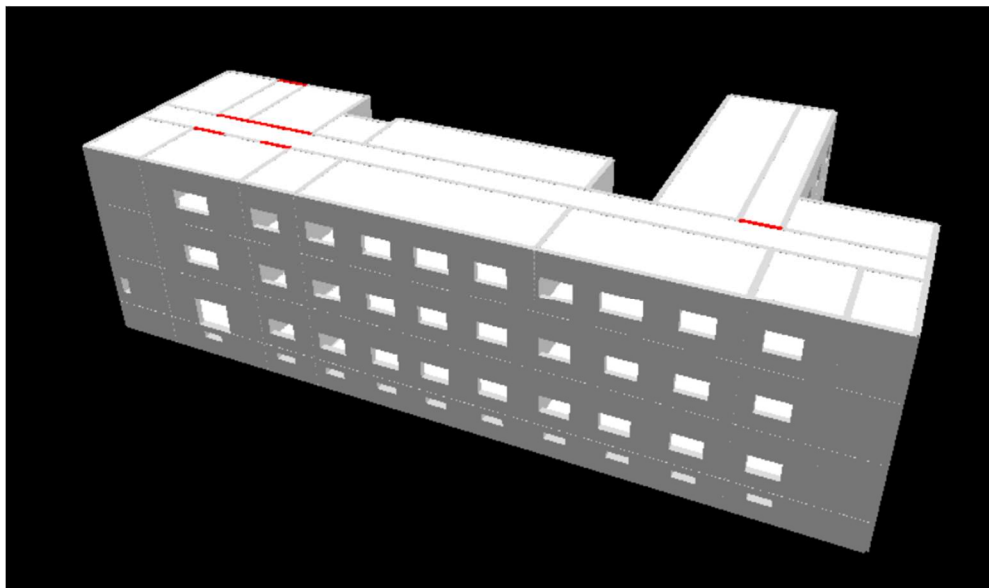


Fig.16. Modello strutturale edificio B5, fronte Est.

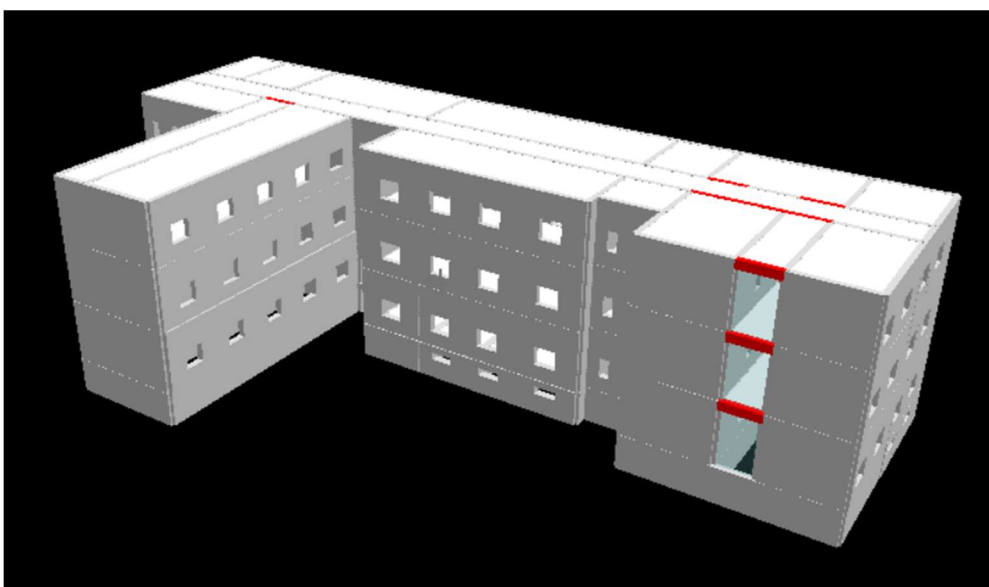


Fig.17. Modello strutturale edificio B5, fronte Ovest.

Il modello in questione è quello di un edificio considerato isolato per la difficoltà di valutare le azioni mutue con i volumi adiacenti (Fig. 18), di collegamento fra edificio B5 ed edificio B6 e fra B5 e B4.

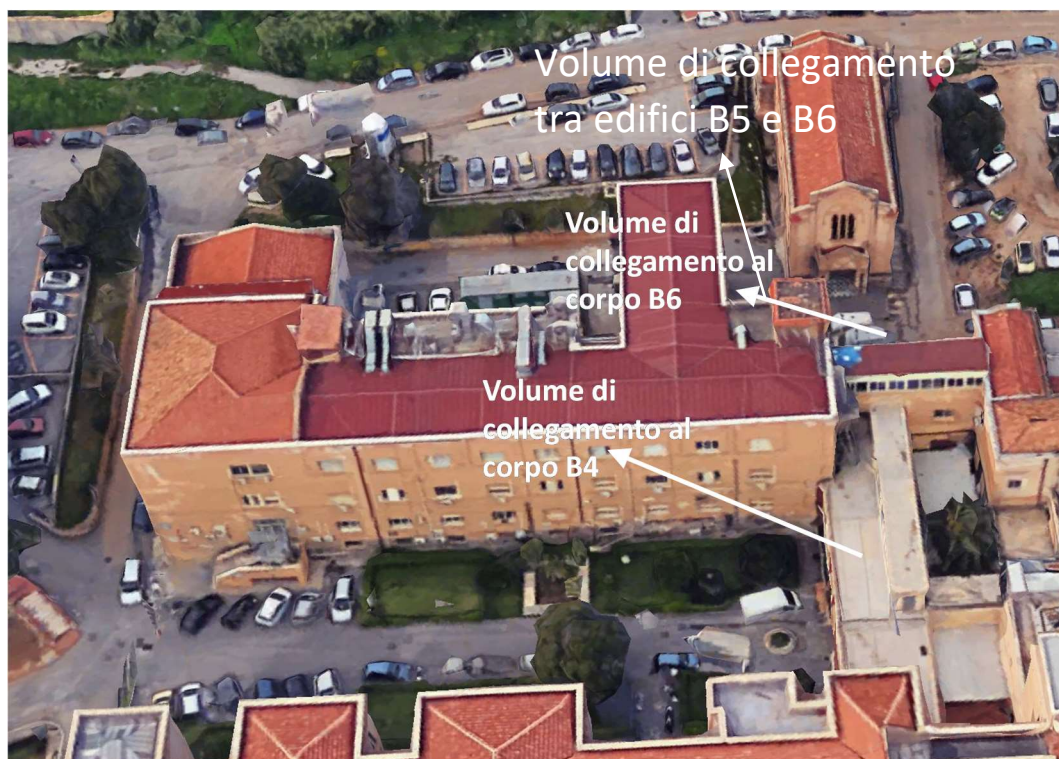


Fig.18. Vista dell'edificio B5 con particolare del volume di collegamento all'edificio B6.

E' stata eseguita una verifica globale attraverso una analisi statica equivalente che ha messo in evidenza quanto riportato nella tabella seguente contenente per ogni combinazione di carico adottata il rapporto tra capacità e domanda (allo Stato Limite di Collasso) in termini di accelerazione al suolo di picco.

Cond.	S_t	S_s	A_{gCLC}	A_{gDLC}	PGA_{CLC}	PGA_{DLC}	$\alpha_{PGA,C}$
Cond_X_1(+); E(+); S2(+)	1.00	1.11	0.2615	0.2920	0.2897	0.3235	0.8955
Cond_X_1(+); E(+); S2(-)	1.00	1.11	0.3095	0.2920	0.3429	0.3235	1.0599
Cond_X_1(+); E(-); S2(+)	1.00	1.11	0.2615	0.2920	0.2897	0.3235	0.8955
Cond_X_1(+); E(-); S2(-)	1.00	1.11	0.3090	0.2920	0.3424	0.3235	1.0582
Cond_X_1(-); E(+); S2(+)	1.00	1.11	0.3125	0.2920	0.3463	0.3235	1.0702
Cond_X_1(-); E(+); S2(-)	1.00	1.11	0.3105	0.2920	0.3440	0.3235	1.0634
Cond_X_1(-); E(-); S2(+)	1.00	1.11	0.3125	0.2920	0.3463	0.3235	1.0702
Cond_X_1(-); E(-); S2(-)	1.00	1.11	0.3100	0.2920	0.3435	0.3235	1.0616
Cond_X_2(+); E(+); S2(+)	1.00	1.11	0.2775	0.2920	0.3075	0.3235	0.9503
Cond_X_2(+); E(+); S2(-)	1.00	1.11	0.3260	0.2920	0.3612	0.3235	1.1164
Cond_X_2(+); E(-); S2(+)	1.00	1.11	0.2765	0.2920	0.3064	0.3235	0.9469



Cond_X_2(+); E(-); S2(-)	1.00	1.11	0.3270	0.2920	0.3623	0.3235	1.1199
Cond_X_2(-); E(+); S2(+)	1.00	1.11	0.3285	0.2920	0.3640	0.3235	1.1250
Cond_X_2(-); E(+); S2(-)	1.00	1.11	0.1930	0.2920	0.2138	0.3235	0.6610
Cond_X_2(-); E(-); S2(+)	1.00	1.11	0.3285	0.2920	0.3640	0.3235	1.1250
Cond_X_2(-); E(-); S2(-)	1.00	1.11	0.1930	0.2920	0.2138	0.3235	0.6610
Cond_Y_1(+); E(+); S2(+)	1.00	1.11	0.2485	0.2920	0.2753	0.3235	0.8510
Cond_Y_1(+); E(+); S2(-)	1.00	1.11	0.2455	0.2920	0.2720	0.3235	0.8408
Cond_Y_1(+); E(-); S2(+)	1.00	1.11	0.2475	0.2920	0.2742	0.3235	0.8476
Cond_Y_1(+); E(-); S2(-)	1.00	1.11	0.2475	0.2920	0.2742	0.3235	0.8476
Cond_Y_1(-); E(+); S2(+)	1.00	1.11	0.2430	0.2920	0.2692	0.3235	0.8322
Cond_Y_1(-); E(+); S2(-)	1.00	1.11	0.2435	0.2920	0.2698	0.3235	0.8339
Cond_Y_1(-); E(-); S2(+)	1.00	1.11	0.2450	0.2920	0.2715	0.3235	0.8390
Cond_Y_1(-); E(-); S2(-)	1.00	1.11	0.2430	0.2920	0.2692	0.3235	0.8322
Cond_Y_2(+); E(+); S2(+)	1.00	1.11	0.1820	0.2920	0.2017	0.3235	0.6233
Cond_Y_2(+); E(+); S2(-)	1.00	1.11	0.2035	0.2920	0.2255	0.3235	0.6969
Cond_Y_2(+); E(-); S2(+)	1.00	1.11	0.1795	0.2920	0.1989	0.3235	0.6147
Cond_Y_2(+); E(-); S2(-)	1.00	1.11	0.1800	0.2920	0.1994	0.3235	0.6164
Cond_Y_2(-); E(+); S2(+)	1.00	1.11	0.1780	0.2920	0.1972	0.3235	0.6096
Cond_Y_2(-); E(+); S2(-)	1.00	1.11	0.1780	0.2920	0.1972	0.3235	0.6096
Cond_Y_2(-); E(-); S2(+)	1.00	1.11	0.2710	0.2920	0.3003	0.3235	0.9281
Cond_Y_2(-); E(-); S2(-)	1.00	1.11	0.1750	0.2920	0.1939	0.3235	0.60 *

* valore minimo.

Nella tabella in questione i simboli hanno il seguente significato:

S_t : fattore di amplificazione topografica.

S_s : fattore di suolo.

Ag_{CLC} : capacità in termini di accelerazione di picco su suolo rigido.

Ag_{DLC} : accelerazione di di picco su suolo rigido allo SLC .

PGA_{CLC} : capacità in termini di accelerazione di picco al suolo ($PGA_{CLC} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{CLC}$).

PGA_{DLC} : accelerazione di picco al suolo allo SLC ($PGA_{DLC} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{DLC}$).

$\alpha_{PGA,C}$: indicatore di rischio in termini di accelerazione (PGA_{CLC} / PGA_{DLC}).

Cond_X_1(+); E(+); S2(+): Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly); Sisma seconda direzione (+)



Cond_X_1(+); E(+); S2(-) : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_X_1(+); E(-); S2(+) : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_X_1(+); E(-); S2(-) : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_X_1(-); E(+); S2(+) : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_X_1(-); E(+); S2(-) : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_X_1(-); E(-); S2(+) : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_X_1(-); E(-); S2(-) : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_X_2(+); E(+); S2(+) : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_X_2(+); E(+); S2(-) : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_X_2(+); E(-); S2(+) : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_X_2(+); E(-); S2(-) : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_X_2(-); E(+); S2(+) : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_X_2(-); E(+); S2(-) : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_X_2(-); E(-); S2(+) : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_X_2(-); E(-); S2(-) : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_Y_1(+); E(+); S2(+) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_Y_1(+); E(+); S2(-) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_Y_1(+); E(-); S2(+) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)



Cond_Y_1(+); E(-); S2(-) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_Y_1(-); E(+); S2(+) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_Y_1(-); E(+); S2(-) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_Y_1(-); E(-); S2(+) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_Y_1(-); E(-); S2(-) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_Y_2(+); E(+); S2(+) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_Y_2(+); E(+); S2(-) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_Y_2(+); E(-); S2(+) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_Y_2(+); E(-); S2(-) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_Y_2(-); E(+); S2(+) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_Y_2(-); E(+); S2(-) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Cond_Y_2(-); E(-); S2(+) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (+)

Cond_Y_2(-); E(-); S2(-) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly);
Sisma seconda direzione (-)

Dall'analisi effettuata emerge che l'indicatore di rischio più basso è

$$\alpha_{PGA,C} = 0.60$$

Le risposte del sistema associate a tale indicatore sono quelle riportate nella Fig.19 seguente.

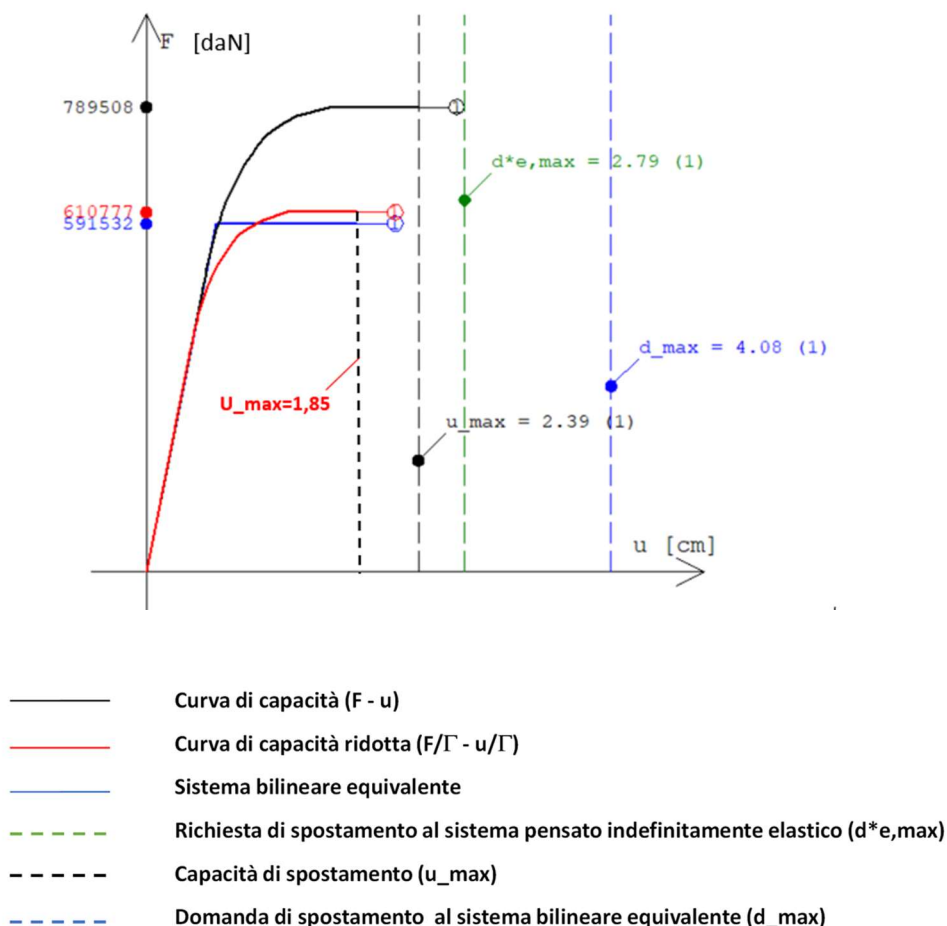


Fig.19. Curve di capacità associate all'indicatore di rischio più basso e confronto con richiesta.

8. INDICAZIONI NORMATIVE

Coerentemente con l'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al Decreto 17 gennaio 2018, par. 8.3, la valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L'incremento del livello di sicurezza



si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione;
- danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidezza;
- ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4 ;
- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

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



Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

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

Coerentemente con l'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al Decreto 17 gennaio 2018, par. 8.4.2, laddove vengono effettuati interventi di miglioramento per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV, cui gli edifici in questione appartengono, il valore di ζ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, **deve essere comunque non minore di 0,6**.

9. CONCLUSIONI ED INTERVENTI

Il fattore di rischio $\alpha_{PGA,C} = 0.60$ è direttamente confrontabile con il parametro ζ_E sopra menzionato.

Si osserva che il fattore di rischio è equivalente al minimo richiesto per il parametro ζ_E nel caso di intervento di miglioramento su edifici di classe III o IV.

I risultati ottenuti sono basati sull'aver trascurato il degrado superficiale da cui sono interessati gli elementi strutturali in c.a. per attivazione della ossidazione delle barre d'armatura e il degrado da cui sono interessati gli elementi metallici in generale. La conferma di tale risultato è dunque basata su la esecuzione di una diffusa campagna di interventi di manutenzione agli elementi sopra menzionati.



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PALERMO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

Direttore: Prof. Ing. Giovanni Perrone

Il Responsabile della Convenzione

Prof. Ing. Liborio Cavaleri