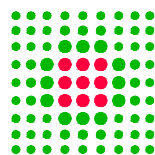


CONSEGNA	VERIFICA / VALIDAZIONE / APPROVAZIONE
DATA E PROT.	DATA E PROT.

SERVIZIO SANITARIO REGIONALE
EMILIA ROMAGNA

Azienda Unità Sanitaria Locale di Reggio Emilia

IRCCS Istituto in tecnologie avanzate e modelli assistenziali in oncologia

Dipartimento Tecnico - Area Tecnica Patrimoniale



TITOLO PROGETTO	<p>OSPEDALE DELLA COMUNITA' E CASA DELLA COMUNITÀ DI GUASTALLA (RE)</p>
-----------------	---

LIVELLO DI PROGETTAZIONE	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA
--------------------------	---

GRUPPO DI LAVORO	TIMBRI E FIRME	PROPRIETA'
Area Tecnica Patrimoniale AUSL Reggio Emilia		AZIENDA USL DI REGGIO EMILIA DIRETTORE GENERALE Dott.ssa Cristina Marchesi



DIPARTIMENTO TECNICO DIRETTORE	RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO	DIREZIONE LAVORI	N. PROGRES.		<div></div>	
Ing. Paolo Canepari	Ing. Monia Carubbi					
ELABORATO: RELAZIONE STRUTTURE			CODICE PROG.		ELAB. N.	
			SCALA		/	
DATA	PRATICA N.	REFERENTE AMMINISTRATIVO	AGGIORNAMENTI			
Gennaio 2022			1		3	
FILE	ARCHIVIO AUSL N.	COLLABORATORE/ESTENSORE	2		4	

TITOLO PROGETTO

FABBRICATO "PARALUPI FIORANI"
Largo Gramsci 3 - Guastalla (RE)
CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE PER LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE
FUNZIONALE E DISTRIBUTIVA PER INSERIMENTO CASA DELLA COMUNITÀ

LIVELLO DI PROGETTAZIONE

STUDIO DI FATTIBILITÀ

COMMITTENTE E PROPRIETÀ



ASP - Progetto Persona
 Piazza Mazzini 1,
 Guastalla (RE)

RESPONSABILE UNICO
 DEL PROCEDIMENTO
 Dott. Vincenzo Ferro

PROGETTISTA STRUTTURALE



studio ENARCO
 ingegneria architettura

Ing. Aldo Barbieri
 Studio Enarco,
 via del Rondone 1
 40122 Bologna (BO)



	REVISIONE	DATA
	R0	10/12/2021
ELABORATO:	CODICE PROG.	ELAB. N.
RELAZIONE STRUTTURE	SR	O1
DATA	SCALA	
10 Dicembre 2021		/

SOMMARIO

1. ASPETTI STRUTTURALI	2
1.1. Descrizione stato attuale	2
1.2. Descrizione delle verifiche e degli interventi svolti.....	11
1.3. Descrizione dei sondaggi ed indagini svolti	15
1.4. Indicazione dei livelli di sicurezza richiesti	28
1.5. Indicazione degli interventi previsti sulle strutture esistenti	30
1.6. Nuovi corpi di fabbrica	35
1.7. Analisi dei carichi allo stato attuale	36
1.8. Quadro normativo di riferimento	39
ELENCO ALLEGATI	40
ALLEGATO 1: REPORT INDAGINI ESEGUITE	40
ALLEGATO 2: RELAZIONE GEOLOGICA	40

1. ASPETTI STRUTTURALI

1.1. DESCRIZIONE STATO ATTUALE

Trattasi di un edificio costruito a partire dalla fine del XIX secolo e può essere suddiviso in più parti, un primo impianto, definito successivamente parte storica del 1890 circa ed ampliamenti più recenti risalente alla seconda metà del 1900. La suddetta suddivisione è tuttavia riferita solamente all'epoca di costruzione, in quanto le strutture delle varie porzioni appaiono ad oggi mutuamente collegate, costituendo di fatto un'unica unità strutturale o, per lo meno, un edificio definibile come "aggregato strutturale".



Figura 1 | Individuazione parti del fabbricato

In particolare, a seguito di sopralluoghi, sondaggi e analisi visive è stato possibile individuare 5 unità strutturali differenti, costruite come detto in epoche differenti ed anche con modalità costruttive parzialmente diverse. Le piante riportate in seguito individuano le suddette partizioni.

Come detto, l'unità US1 è la parte storica, mentre l'unità US2 è presumibilmente un primo ampliamento, collegato alla US1. Anche la US3 costituisce un ulteriore ampliamento, visibile anche dalla differente tipologia di facciate (e, come illustrato in seguito, anche dalla diversa tipologia di murature). Completano il fabbricato una scala esterna metallica (US4) e un'ulteriore ampliamento (US5) collegato all'US1.

PIANTA PIANO TERRA
STATO DI FATTO

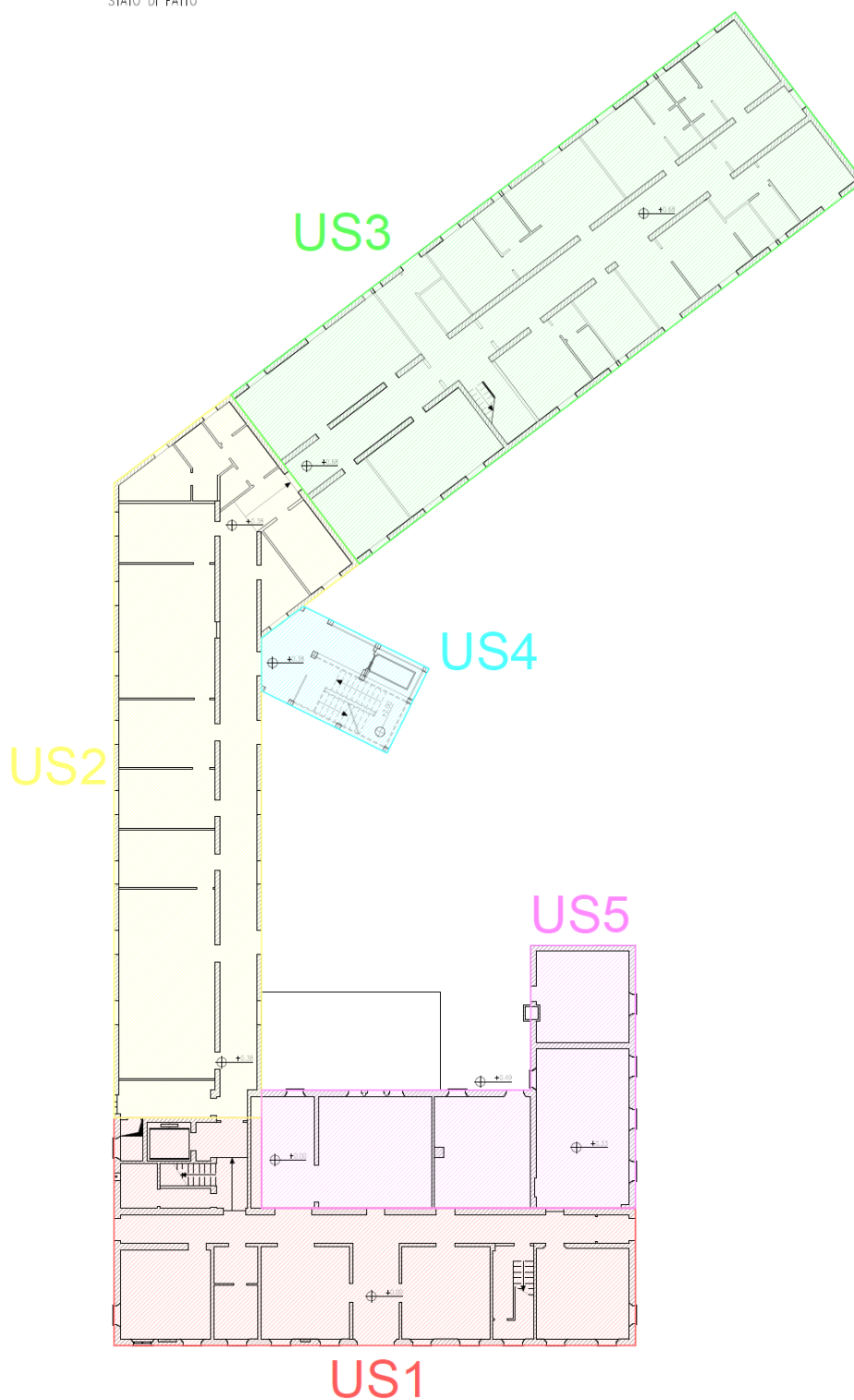


Figura 2 | Pianta Stato di Fatto Piano terra con indicazione differenti unità strutturali

PIANTA PIANO PRIMO
STATO DI FATTO

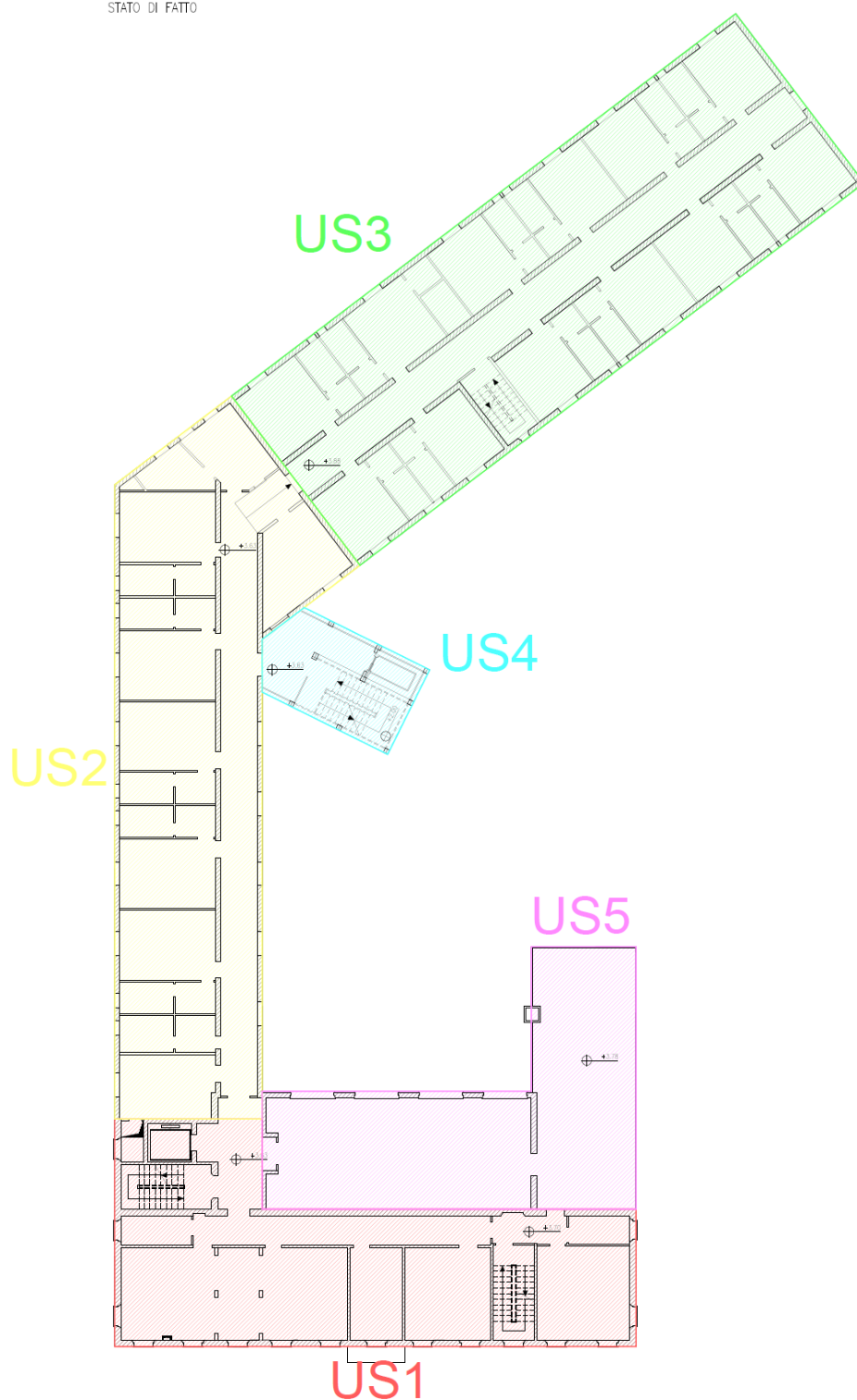


Figura 3 | Pianta Stato di Fatto Piano primo con indicazione differenti unità strutturali

PIANTA PIANO SECONDO
STATO DI FATTO

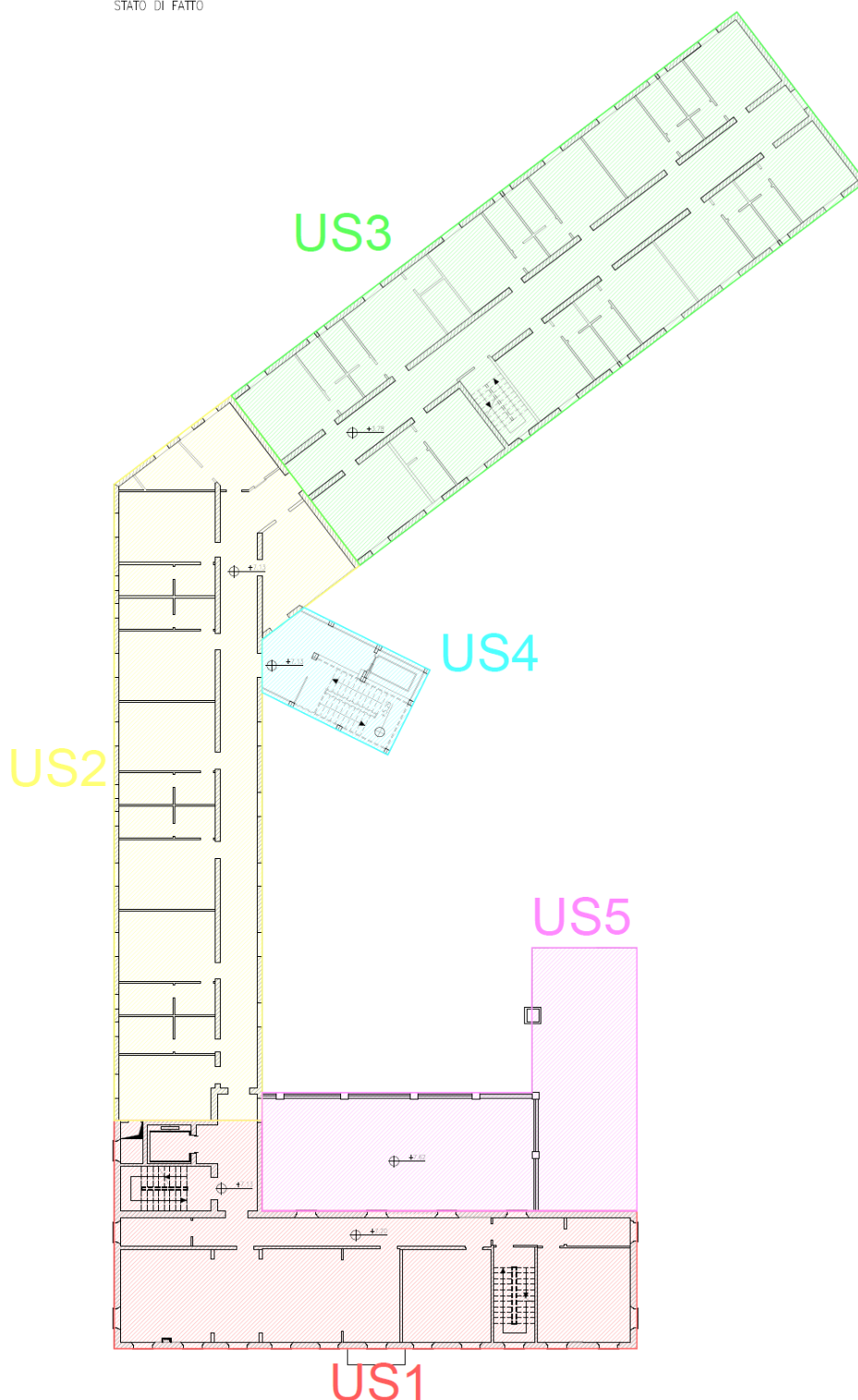


Figura 4 | Pianta Stato di Fatto Piano secondo con indicazione differenti unità strutturali

L'edificio storico US1 ha forma planimetrica rettangolare stretta e allungata con affaccio su Largo Gramsci. Le informazioni riportate in seguito sono frutto di un sopralluogo svolto e dell'analisi del materiale trasmesso dalla committenza.

SR.01 – RELAZIONE STRUTTURE

Le dimensioni in pianta dell'edificio sono di 28,10 m x 7,40 m, per un'altezza media del cornicione di gronda di circa 10,95 m (misurata in corrispondenza del marciapiede del portone d'ingresso), risultando composto da piano terra, primo piano, secondo piano, e sottotetto non praticabile. Al piano terra sono presenti l'androne d'ingresso ed il corridoio di distribuzione agli altri locali che si affacciano sul fronte principale ed ai corpi di fabbrica posti sul retro realizzati in epoca più recente; lo stesso schema distributivo si ripete al primo e secondo piano. Al sottotetto si accede solo con botola di servizio per manutenzioni, da una camera del secondo piano. Si riporta di seguito qualche fotografia della struttura appena citata.



Figura 5 | Prospetto Est (principale da Largo Gramsci) US1



Figura 6 | Prospetto Est-Sud US1



Figura 7 | Prospetto Est-Nord US1

La struttura portante è in muratura di laterizio piena in parte a “due teste” ed in parte a “una testa”. Al primo e secondo piano alcuni muri trasversali sono stati demoliti in epoche precedenti e sostituiti da travi per collegare più stanze. I solai sono eterogenei: sono presenti volte a botte in muratura e a padiglione, solai con volte in muratura su travi in legno o putrelle di ferro, solai in legno con travetti e pianelle in cotto; sono inoltre presenti recenti solai in putrelle e tavelloni o in laterocemento realizzati presumibilmente a seguito di interventi effettuati nel tempo come riportato nelle immagini che seguono.



Figura 8 | Documentazione fotografica di alcune tipologie di solaio US1

Le scale hanno struttura portante costituita da vela ad arco in mattoni. Il tetto a quattro falde è formato da una struttura in legno caratterizzata da capriate rompitratta che sorreggono una trave di colmo e due intermedie; travetti in direzione di falda e sovrastanti listelli che portano il manto di copertura (assenza di assito).



Figura 9 | Documentazione fotografica del tetto US1

La porzione più recente si compone di due parti (US2 e US3), la prima delle quali con andamento perpendicolare al fabbricato storico e collegata a questo, ed una seconda parte inclinata di circa 130° rispetto alla prima. Le strutture portanti verticali appaiono in muratura principalmente a due teste. Nella porzione US2 è stata rilevata la presenza di muri a 2 teste tra loro scollegate e con intercapedine d'aria di circa 2cm. I solai appaiono essere in laterocemento. La copertura è realizzata in parte mediante travetti prefabbricati tipo Varese, tavelle in laterizio e cordoli in c.a. ed in parte in laterocemento.



Figura 10 | Prospetto Ovest US2-US3



Figura 11 | Documentazione fotografica della copertura US2

Inoltre è presente una scala fuori sagoma (US4), realizzata con elementi metallici.



Figura 12| Scala fuori sagoma realizzata con elementi metallici US4

Infine è presente un ulteriore ampliamento (US5), realizzato in muratura analogamente a US2 e US3.



Figura 13| Ampliamento in muratura US5

Su tali corpi di fabbrica sono stati eseguiti indagini e sondaggi nel novembre 2021 per determinare tipologia e geometria degli elementi strutturali (muri e solai), come descritto in seguito. Per una più approfondita conoscenza delle strutture esistenti, tra cui le fondazioni di cui ad oggi non si hanno particolari indicazioni, si renderanno presumibilmente necessarie ulteriori campagne di indagini e sondaggi nelle successive fasi progettuali.

1.2. DESCRIZIONE DELLE VERIFICHE E DEGLI INTERVENTI SVOLTI

Dall'analisi della documentazione trasmessa agli scriventi e da quanto dichiarato dalla committenza, per il fabbricato in oggetto non sono state effettuate verifiche di vulnerabilità sismica globali o valutazione della sicurezza globali, se non limitatamente alla parte storica in relazione agli interventi descritti in seguito (per i quali è presente un progetto esecutivo a firma dell'ing. Carlo Artoni). Non risultano invece eseguite verifiche statiche né sulle strutture principali, né sui solai ed elementi secondari.

Pertanto ad oggi non sono ancora state valutate le accelerazioni massime sopportabili per l'intera unità strutturale relative allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV; ne consegue che per il complesso in esame non sono disponibili i fattori di sicurezza FS allo stato attuale, ovvero il rapporto fra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione (il suddetto fattore di sicurezza FS è il rapporto ξ_E definito al capitolo 8 delle NTC18). Non sono inoltre state valutate le possibili vulnerabilità del fabbricato, come ad esempio la disposizione non regolare in pianta, caratterizzata da parti tra loro inclinate planimetricamente e con conseguente rischi di martellamento e comportamento non uniforme in caso di sisma. Sulla base dell'esperienza dello scrivente alla luce dell'analisi della documentazione in possesso e dei risultati dei sondaggi eseguiti, è possibile affermare che l'intero complesso non può ritenersi adeguato rispetto alla resistenza sismica richiesta dalle normative. Tuttavia, come descritto successivamente, è solamente possibile rilevare che la sola parte storica (intesa come sottostruttura di un'unica unità strutturale) risulta avere un livello di sicurezza adeguato rispetto alla resistenza al sisma a seguito degli interventi realizzati nel 2018 e descritti di seguito.

In particolare, dal materiale trasmesso dalla committenza risulta che agli inizi degli anni 2000 è stato realizzato un progetto di riparazione con miglioramento sismico e di consolidamento dei solai, insieme ad alcune trasformazioni funzionali (modifiche interne) e adeguamento alle norme di prevenzione incendi (progetto Ing. Pecorini anno 2000 e variante anno 2003); tale progetto, che attualmente non è in possesso degli scriventi, è sicuramente stato eseguito in conformità alle normative tecniche strutturali vigenti all'epoca, superate dalle più recenti NTC di cui al DM 2018.

Inoltre, nel 2018 è stato realizzato un progetto di *“riparazione con rafforzamento locale a seguito dei sismi maggio 2012 alla parte storica del fabbricato Paralupi-Fiorani”* a firma dell'ing. Carlo Artoni. Tale intervento ha comportato per la sola parte storica della casa di riposo la realizzazione di interventi con l'obiettivo di ripristinare un'adeguata continuità strutturale tra i setti murari al fine di conferire all'edificio una sufficiente resistenza alle azioni orizzontali, soprattutto nei confronti dell'eliminazione delle carenze relative ai meccanismi locali. In particolare, l'intervento ha comportato l'esecuzione di:

- Alcuni interventi sulle murature con la tecnica del “scuci-cuci”;

- Messa in opera di catene metalliche (al livello del primo, secondo e terzo solaio dell'edificio) sia in direzione longitudinale, sia trasversale e inserimento di alcune travi HEB di contrasto;
- Messa in opera di capochiave, realizzati mediante elementi metallici opportunamente conformati e inglobati all'interno della muratura, atti a trasmettere il carico della catena ad una zona sufficientemente ampia di paramento murario.

Tali interventi sono attualmente visibili all'interno della parte storica del fabbricato.

Di seguito, si riportano prospetti, sezioni e fotografie del suddetto intervento.

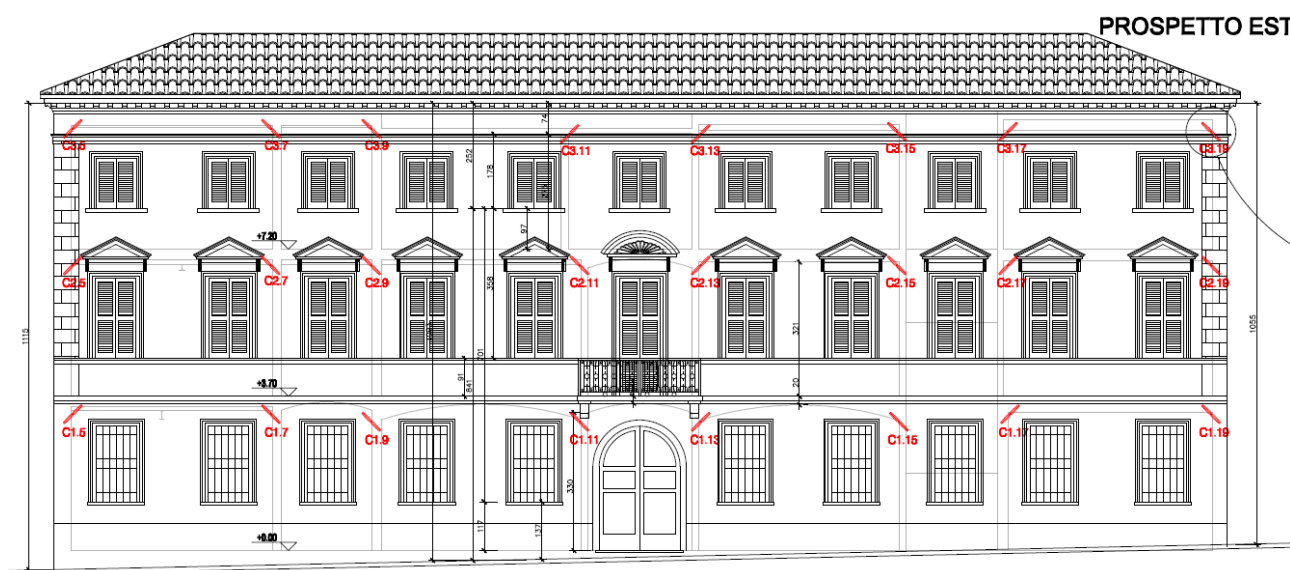


Figura 14 | Prospetto Est – Disposizione in prospetto dei capochiave



Figura 15 | Prospetto Nord (Sx) e Sud (Dx) – Disposizione in prospetto dei capochiave

SEZIONE A-A

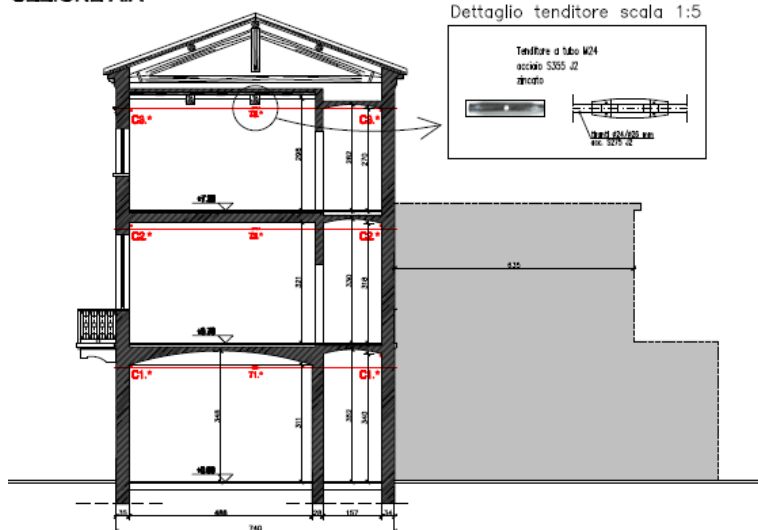


Figura 16 | Sezione A-A – Disposizione in prospettiva dei capochiave

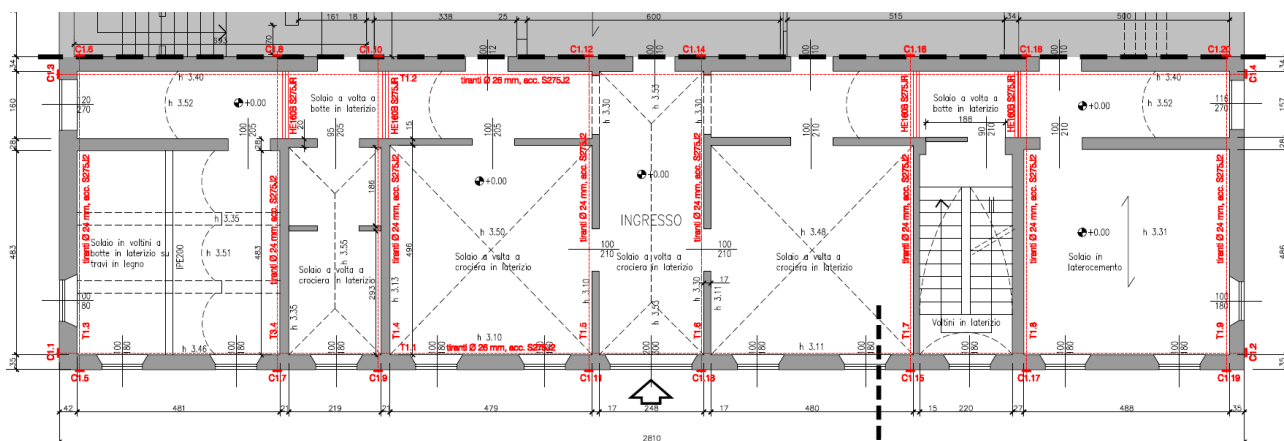


Figura 17 | Pianta piano Terra – Disposizione in pianta di catene

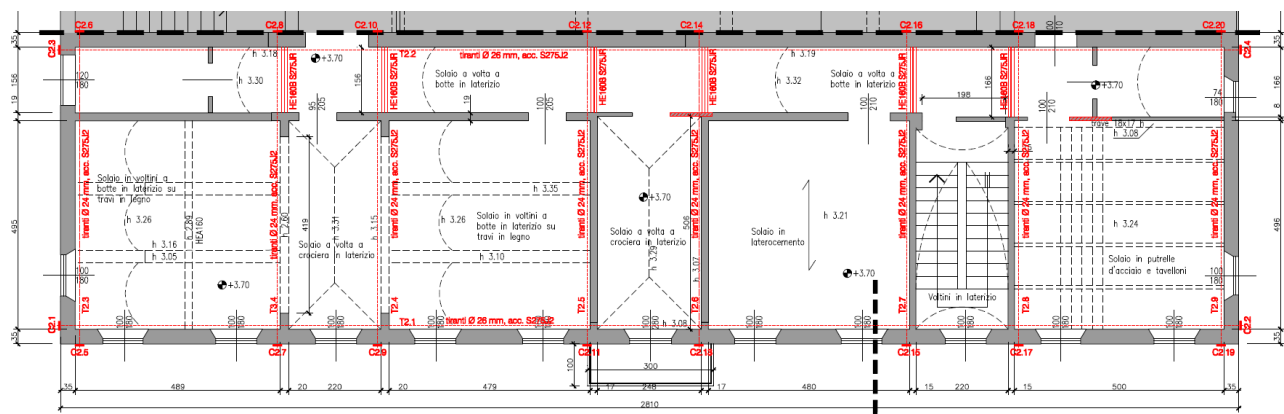


Figura 18 | Pianta piano Primo – Disposizione in pianta di catene

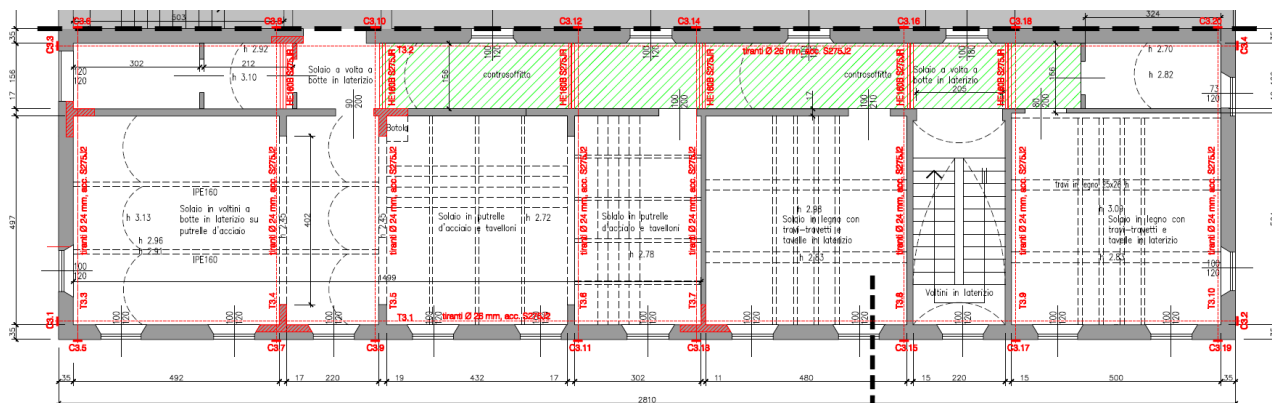


Figura 19 | Pianta piano Secondo – Disposizione in pianta di catene





Figura 20 | Fotografie di messa in opera di catene metalliche

In base a quanto dichiarato nella relazione di calcolo dell'ing. Artoni, relativa alla sola parte storica:

“Sulla base delle risultanze dei calcoli condotti sull'edificio nello stato attuale ed in quello di progetto (§2.8 della presente relazione), è possibile osservare come i livelli di sicurezza (coeff. α_e e α_u delle analisi di push-over) mostrano lievi incrementi dopo gli interventi in progetto. Risultano invece significativi gli incrementi di sicurezza raggiunti rispetto ai meccanismi locali delle facciate (vedere § 2.8.9). L'edificio a seguito degli interventi risulta avere un livello di sicurezza adeguato rispetto alla resistenza al sisma, sia nel suo complesso che per quanto riguarda i possibili meccanismi locali che vengono eliminati grazie alla messa in opera delle catene metalliche poste ai livelli dei tre solai.”

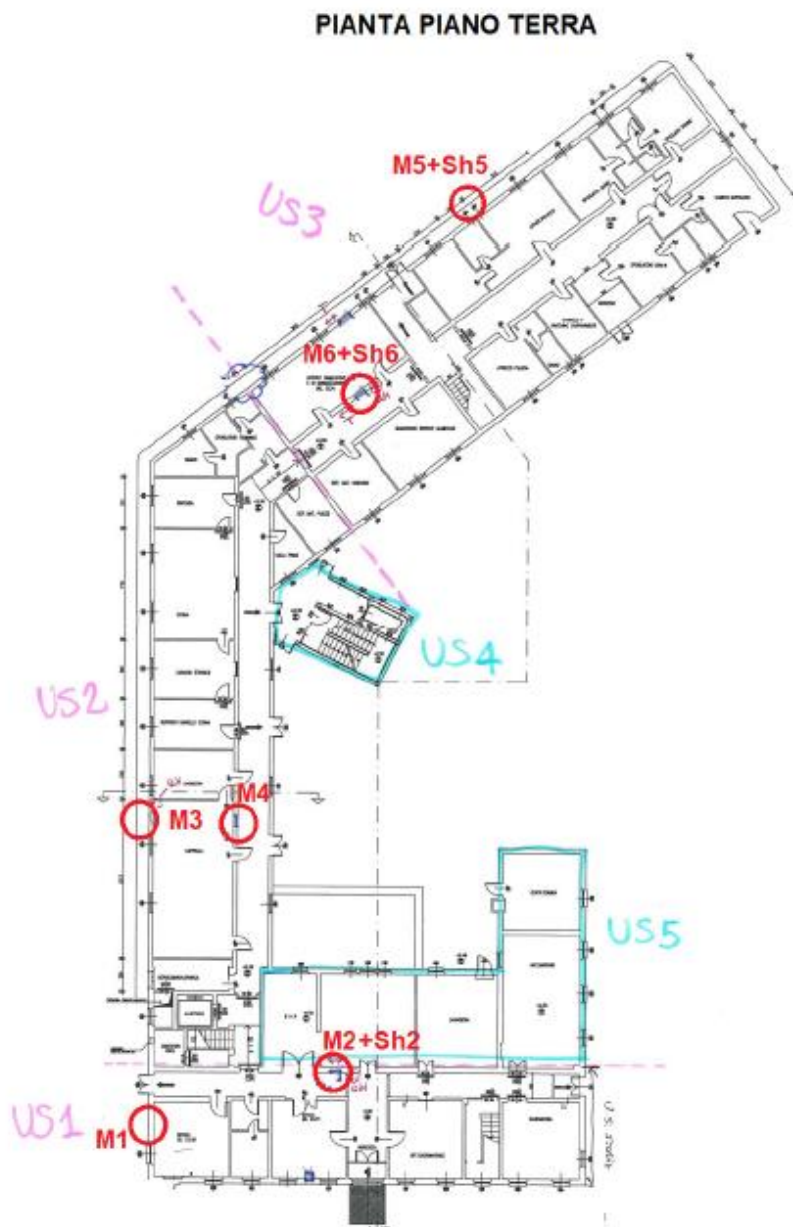
1.3. DESCRIZIONE DEI SONDAGGI ED INDAGINI SVOLTI

Per ottenere una migliore conoscenza del fabbricato e conseguentemente sviluppare un'ipotesi realistica di intervento di miglioramento sismico, considerata l'attuale assenza di specifiche verifiche sismiche e relativi fattori di sicurezza FS allo stato attuale, nel Novembre 2021 sono state eseguite ulteriori prove in sito per caratterizzare lo stabile in oggetto. Lo scopo di queste indagini è quello di individuare la tipologia e geometria delle murature portanti, la tipologia e geometria dei solai e stimare e valutare le caratteristiche deformative dei paramenti murari. Sono in particolare stati eseguiti sondaggi, rilievi e prove mediante l'uso di due martinetti piatti che delimitavano una porzione significativa di materiale sulla quale è stata eseguita una prova ciclica di compressione monoassiale. Infatti, incrementando gradualmente il livello di sollecitazione, è stato possibile stimare la resistenza a compressione mediante estrapolazione della curva deformazione-pressione.

Si riporta di seguito l'elenco delle prove effettuate:

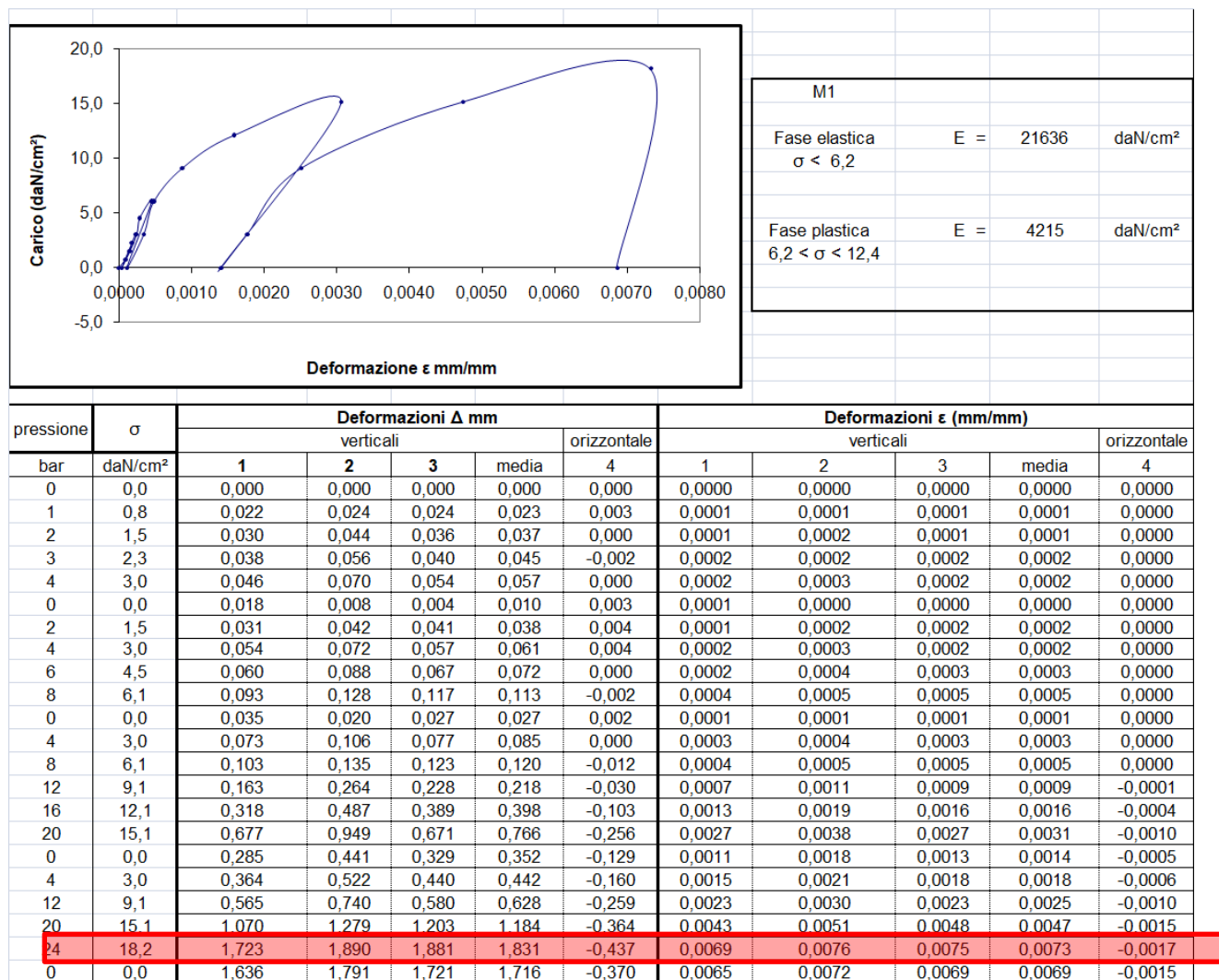
Tipologia di indagine	N rapporto di prova	Pg.
Prove con martinetti doppi M1	646/T/M del 22/11/2021	10
Prove con martinetti doppi M2	647/T/M del 22/11/2021	11
Prove con martinetti doppi M4	648/T/M del 22/11/2021	12
Prove con martinetti doppi M5	649/T/M del 22/11/2021	13
Prove con martinetti doppi M6	650/T/M del 22/11/2021	14
Prova a scorrimento (Shave Test) Sh2	651/T/M del 22/11/2021	15
Prova a scorrimento (Shave Test) Sh5	652/T/M del 22/11/2021	16
Prova a scorrimento (Shave Test) Sh6	653/T/M del 22/11/2021	17
Prova di compressione su MALTA PRELEVATA M2-M3-M6	654/T/M del 22/11/2021	18

Si specifica che le prove sono state eseguite solo al piano terra, ovvero sulle porzioni di muratura portante più sollecitate dai carichi verticali. Si mostra la loro posizione in pianta:



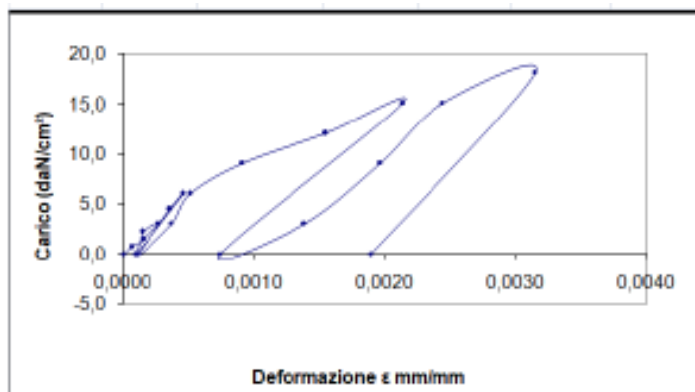
Si riportano di seguito i risultati ottenuti da tale prova:

▪ Prova con martinetto doppio M1



Il valore della resistenza massima di compressione (σ) nella muratura indagata è 18,2 daN/cm²

■ Prova con martinetto doppio M2

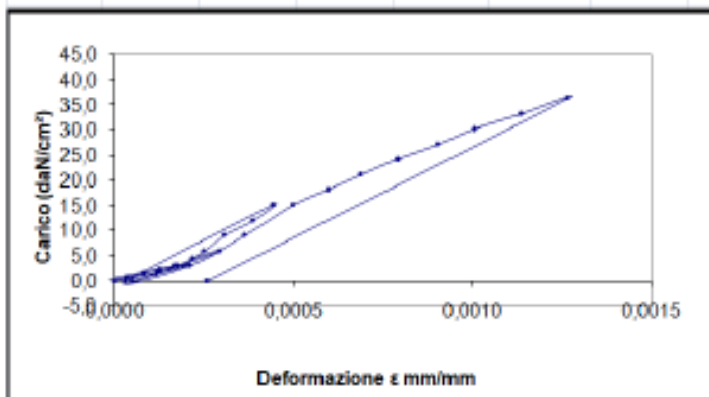


M2			
Fase elastica	E =	14688	daN/cm²
$\sigma < 6,2$			
Fase plastica	E =	4733	daN/cm²
$6,2 < \sigma < 12,4$			

pressione	σ	Deformazioni Δ mm						Deformazioni ϵ (mm/mm)					
		verticali					orizzontale	verticali					orizzontale
bar	daN/cm²	1	2	3	media	4		1	2	3	media	4	
0	0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
1	0,8	0,013	0,009	0,023	0,015	0,000		0,0001	0,0000	0,0001	0,0001	0,0000	
2	1,5	0,023	0,045	0,047	0,038	-0,001		0,0001	0,0002	0,0002	0,0002	0,0000	
3	2,3	0,038	0,067	0,001	0,035	0,000		0,0002	0,0003	0,0000	0,0001	0,0000	
4	3,0	0,056	0,078	0,070	0,068	0,000		0,0002	0,0003	0,0003	0,0003	0,0000	
0	0,0	0,018	0,021	0,027	0,022	0,003		0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000	
2	1,5	0,046	0,046	0,019	0,037	0,005		0,0002	0,0002	0,0001	0,0001	0,0000	
4	3,0	0,054	0,074	0,075	0,068	0,004		0,0002	0,0003	0,0003	0,0003	0,0000	
6	4,5	0,071	0,098	0,097	0,089	0,001		0,0003	0,0004	0,0004	0,0004	0,0000	
8	6,1	0,090	0,128	0,125	0,114	-0,003		0,0004	0,0005	0,0005	0,0005	0,0000	
0	0,0	0,023	0,031	0,028	0,027	0,003		0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000	
4	3,0	0,076	0,098	0,101	0,092	0,002		0,0003	0,0004	0,0004	0,0004	0,0000	
8	6,1	0,118	0,146	0,119	0,128	0,001		0,0005	0,0006	0,0005	0,0005	0,0000	
12	9,1	0,182	0,269	0,228	0,226	-0,011		0,0007	0,0011	0,0009	0,0009	0,0000	
16	12,1	0,312	0,438	0,409	0,386	-0,031		0,0012	0,0018	0,0016	0,0015	-0,0001	
20	15,1	0,431	0,591	0,576	0,533	-0,057		0,0017	0,0024	0,0023	0,0021	-0,0002	
0	0,0	0,154	0,209	0,192	0,185	-0,005		0,0006	0,0008	0,0008	0,0007	0,0000	
4	3,0	0,293	0,381	0,363	0,346	-0,012		0,0012	0,0015	0,0015	0,0014	0,0000	
12	9,1	0,413	0,521	0,536	0,490	-0,035		0,0017	0,0021	0,0021	0,0020	-0,0001	
20	15,1	0,506	0,676	0,649	0,610	-0,075		0,0020	0,0027	0,0026	0,0024	-0,0003	
24	18,2	0,650	0,863	0,845	0,786	-0,100		0,0026	0,0035	0,0034	0,0031	-0,0004	
0	0,0	0,388	0,510	0,519	0,472	-0,044		0,0016	0,0020	0,0021	0,0019	-0,0002	

Il valore della resistenza massima di compressione (σ) nella muratura indagata è 18,2 daN/cm²

■ Prova con martinetto doppio M4

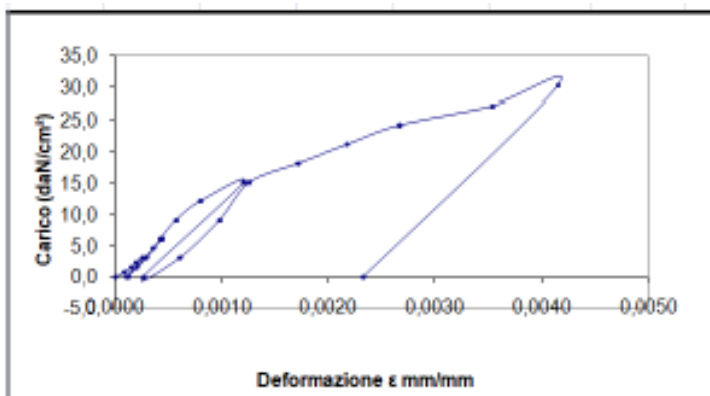


M4			
Fase elastica $\sigma < 27$	E =	29504	daN/cm²
Fase plastica	E =	NR	daN/cm²

pressione bar	σ daN/cm²	Deformazioni Δ mm					Deformazioni ϵ (mm/mm)				
		verticali				orizzontale	verticali				orizzontale
		1	2	3	media		1	2	3	media	
0	0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
1	0,8	0,007	0,012	0,008	0,009	0,001	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	1,5	0,008	0,025	0,026	0,020	0,000	0,0000	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000
3	2,3	0,020	0,035	0,039	0,031	-0,003	0,0001	0,0001	0,0002	0,0001	0,0000
4	3,0	0,034	0,049	0,044	0,042	-0,004	0,0001	0,0002	0,0002	0,0002	0,0000
0	0,0	-0,010	-0,006	-0,012	-0,009	0,005	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	1,5	0,026	0,037	0,024	0,029	0,003	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000
4	3,0	0,038	0,062	0,046	0,049	0,002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0000
6	4,5	0,042	0,070	0,052	0,055	0,000	0,0002	0,0003	0,0002	0,0002	0,0000
8	6,1	0,066	0,076	0,077	0,073	-0,002	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0000
0	0,0	0,008	0,014	0,014	0,012	0,017	0,0000	0,0001	0,0001	0,0000	0,0001
4	3,0	0,038	0,049	0,046	0,044	0,021	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0001
8	6,1	0,060	0,067	0,060	0,062	0,019	0,0002	0,0003	0,0002	0,0002	0,0001
12	9,1	0,074	0,079	0,077	0,077	0,015	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0001
16	12,1	0,088	0,111	0,091	0,097	0,004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0000
20	15,1	0,104	0,129	0,099	0,111	0,009	0,0004	0,0005	0,0004	0,0004	0,0000
0	0,0	0,004	0,010	0,010	0,008	0,003	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
4	3,0	0,049	0,059	0,049	0,052	-0,010	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0000
12	9,1	0,088	0,096	0,089	0,091	0,016	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0001
20	15,1	0,108	0,110	0,126	0,125	0,008	0,0004	0,0006	0,0005	0,0005	0,0000
24	18,2	0,138	0,165	0,144	0,149	0,015	0,0006	0,0007	0,0006	0,0006	0,0001
28	21,2	0,156	0,192	0,167	0,172	0,013	0,0006	0,0008	0,0007	0,0007	0,0001
32	24,2	0,181	0,220	0,192	0,198	0,015	0,0007	0,0009	0,0008	0,0008	0,0001
36	27,3	0,206	0,246	0,226	0,226	0,013	0,0008	0,0010	0,0009	0,0009	0,0001
40	30,3	0,228	0,277	0,248	0,251	0,013	0,0009	0,0011	0,0010	0,0010	0,0001
44	33,3	0,260	0,309	0,282	0,284	0,010	0,0010	0,0012	0,0011	0,0011	0,0000
48	36,3	0,297	0,343	0,309	0,316	0,008	0,0012	0,0014	0,0012	0,0013	0,0000
0	0,0	0,076	0,062	0,055	0,064	0,015	0,0003	0,0002	0,0002	0,0003	0,0001

Il valore della resistenza massima di compressione (σ) nella muratura indagata è 36,3 daN/cm²

■ Prova con martinetto doppio M5

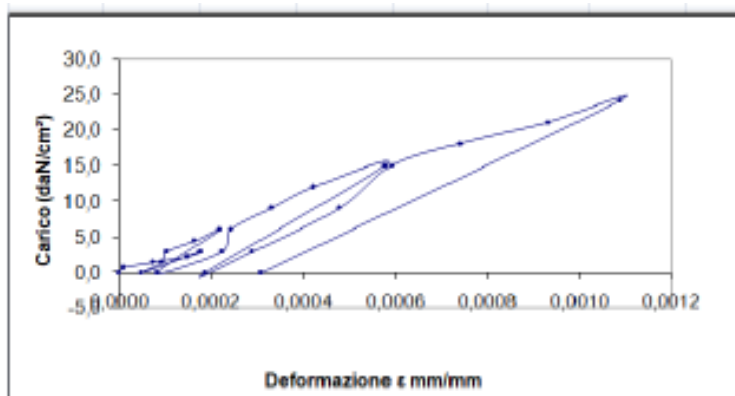


M5			
Fase elastica $\sigma < 15$	E =	15288	daN/cm²
Fase plastica $15 < \sigma < 27$	E =	4982	daN/cm²

pressione bar	σ daN/cm²	Deformazioni Δ mm					Deformazioni ϵ (mm/mm)				
		verticali				orizzontale	verticali				orizzontale
		1	2	3	media	4	1	2	3	media	4
0	0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
1	0,8	0,021	0,022	0,018	0,020	0,001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000
2	1,5	0,039	0,037	0,031	0,036	0,006	0,0002	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000
3	2,3	0,045	0,052	0,048	0,048	0,006	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0000
4	3,0	0,060	0,065	0,065	0,063	0,005	0,0002	0,0003	0,0003	0,0003	0,0000
0	0,0	0,030	0,025	0,025	0,027	0,016	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
2	1,5	0,044	0,054	0,050	0,049	0,019	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0001
4	3,0	0,062	0,076	0,069	0,069	0,014	0,0002	0,0003	0,0003	0,0003	0,0001
6	4,5	0,080	0,105	0,081	0,089	0,007	0,0003	0,0004	0,0003	0,0004	0,0000
8	6,1	0,093	0,122	0,113	0,109	0,008	0,0004	0,0005	0,0005	0,0004	0,0000
0	0,0	0,042	0,027	0,018	0,029	0,009	0,0002	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000
0	0,0	0,041	0,021	0,023	0,028	0,018	0,0002	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
4	3,0	0,064	0,081	0,074	0,073	0,015	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0001
8	6,1	0,092	0,117	0,107	0,105	0,005	0,0004	0,0005	0,0004	0,0004	0,0000
12	9,1	0,106	0,163	0,155	0,141	0,002	0,0004	0,0007	0,0006	0,0006	0,0000
16	12,1	0,151	0,222	0,220	0,198	-0,015	0,0006	0,0009	0,0009	0,0008	-0,0001
20	15,1	0,206	0,340	0,351	0,299	-0,043	0,0008	0,0014	0,0014	0,0012	-0,0002
0	0,0	0,050	0,063	0,063	0,065	0,009	0,0002	0,0003	0,0003	0,0003	0,0000
4	3,0	0,102	0,171	0,177	0,150	-0,001	0,0004	0,0007	0,0007	0,0006	0,0000
12	9,1	0,161	0,281	0,288	0,243	-0,027	0,0006	0,0011	0,0012	0,0010	-0,0001
20	15,1	0,213	0,359	0,367	0,313	-0,039	0,0009	0,0014	0,0015	0,0013	-0,0002
24	18,2	0,277	0,475	0,526	0,426	-0,063	0,0011	0,0019	0,0021	0,0017	-0,0003
28	21,2	0,344	0,592	0,694	0,543	-0,101	0,0014	0,0024	0,0028	0,0022	-0,0004
32	24,2	0,412	0,721	0,863	0,665	-0,131	0,0016	0,0029	0,0035	0,0027	-0,0005
36	27,3	0,534	0,939	1,173	0,882	-0,187	0,0021	0,0038	0,0047	0,0035	-0,0007
40	30,3	0,618	1,101	1,387	1,035	-0,249	0,0025	0,0044	0,0055	0,0041	-0,0010
0	0,0	0,618	0,461	0,663	0,581	-0,057	0,0025	0,0018	0,0027	0,0023	-0,0002

Il valore della resistenza massima di compressione (σ) nella muratura indagata è 30,3 daN/cm²

■ Prova con martinetto doppio M6



M6			
Fase elastica	E =	34162	daN/cm²
$\sigma < 15$			
Fase plastica	E =	NR	daN/cm²

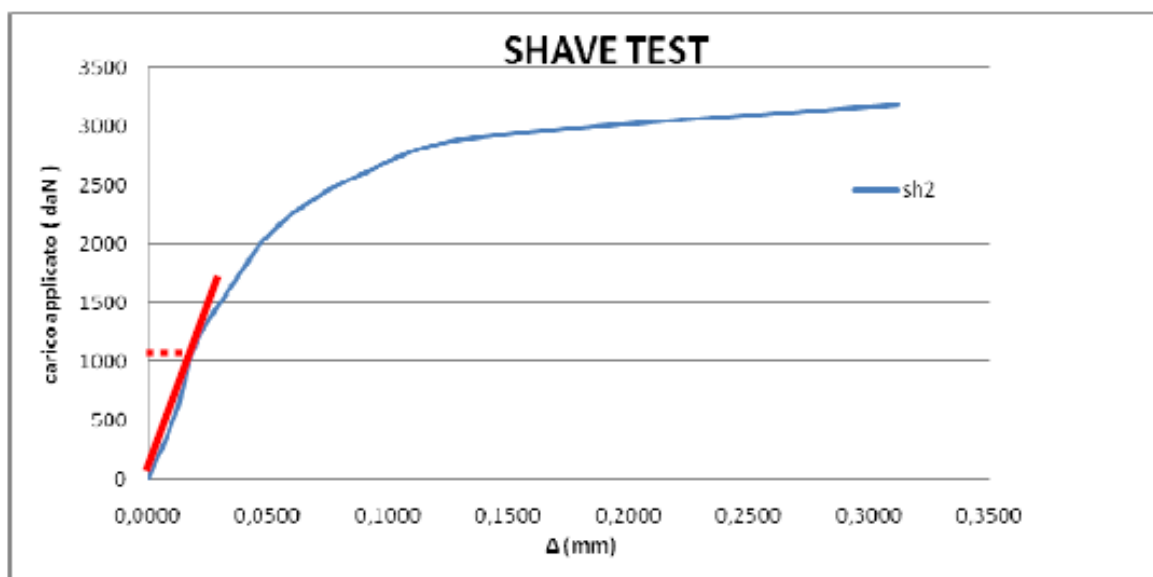
pressione	σ	Deformazioni Δ mm					Deformazioni ϵ (mm/mm)				
		verticali				orizzontale	verticali				orizzontale
bar	daN/cm²	1	2	3	media	4	1	2	3	media	4
0	0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
1	0,8	0,003	0,002	0,003	0,003	-0,001	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	1,5	0,014	0,035	0,005	0,018	-0,005	0,0001	0,0001	0,0000	0,0001	0,0000
3	2,3	0,050	0,046	0,015	0,037	-0,001	0,0002	0,0002	0,0001	0,0001	0,0000
4	3,0	0,049	0,063	0,020	0,044	-0,001	0,0002	0,0003	0,0001	0,0002	0,0000
0	0,0	0,011	0,022	0,002	0,012	0,001	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000
2	1,5	0,023	0,031	0,015	0,023	0,001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000
4	3,0	0,027	0,033	0,017	0,026	0,007	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000
6	4,5	0,041	0,047	0,035	0,041	0,007	0,0002	0,0002	0,0001	0,0002	0,0000
8	6,1	0,045	0,073	0,045	0,054	0,005	0,0002	0,0003	0,0002	0,0002	0,0000
0	0,0	0,019	0,033	0,009	0,020	0,009	0,0001	0,0001	0,0000	0,0001	0,0000
4	3,0	0,053	0,065	0,049	0,056	0,005	0,0002	0,0003	0,0002	0,0002	0,0000
8	6,1	0,053	0,078	0,050	0,060	0,005	0,0002	0,0003	0,0002	0,0002	0,0000
12	9,1	0,067	0,115	0,065	0,082	-0,003	0,0003	0,0005	0,0003	0,0003	0,0000
16	12,1	0,095	0,129	0,093	0,106	-0,005	0,0004	0,0005	0,0004	0,0004	0,0000
20	15,1	0,122	0,173	0,138	0,144	-0,015	0,0005	0,0007	0,0006	0,0006	-0,0001
0	0,0	0,038	0,071	0,029	0,046	0,008	0,0002	0,0003	0,0001	0,0002	0,0000
4	3,0	0,059	0,095	0,063	0,072	0,003	0,0002	0,0004	0,0003	0,0003	0,0000
12	9,1	0,092	0,158	0,108	0,119	0,001	0,0004	0,0006	0,0004	0,0005	0,0000
20	15,1	0,117	0,186	0,141	0,148	-0,011	0,0005	0,0007	0,0006	0,0006	0,0000
24	18,2	0,144	0,232	0,178	0,185	-0,013	0,0006	0,0009	0,0007	0,0007	-0,0001
28	21,2	0,192	0,285	0,221	0,233	-0,019	0,0008	0,0011	0,0009	0,0009	-0,0001
32	24,2	0,225	0,325	0,265	0,272	-0,022	0,0009	0,0013	0,0011	0,0011	-0,0001
0	0,0	0,078	0,081	0,071	0,077	0,007	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0000

Il valore della resistenza massima di compressione (σ) nella muratura indagata è 24,2 daN/cm²

Vengono, inoltre, di seguito riportati i risultati in termini di rottura per taglio, ovvero viene riportata la massima sollecitazione di taglio che può sopportare la muratura indagata. Si può assumere T_{su} come resistenza sperimentale di taglio della porzione di setto murario indagato nelle condizioni reali di muratura ai carichi verticali della porzione soprastante. La rottura si evidenzia con il valore della forza di innesco dello scorrimento del mattone in direzione parallela ai corsi di malta nel punto in cui la curva devia dal tratto (pseudo-) elastico, di cui si considera la tangente. Considerando L e B le dimensioni del laterizio oggetto di prova, t_{su} risulta essere:

○ Prova a scorrimento (Shave Test) SH 2

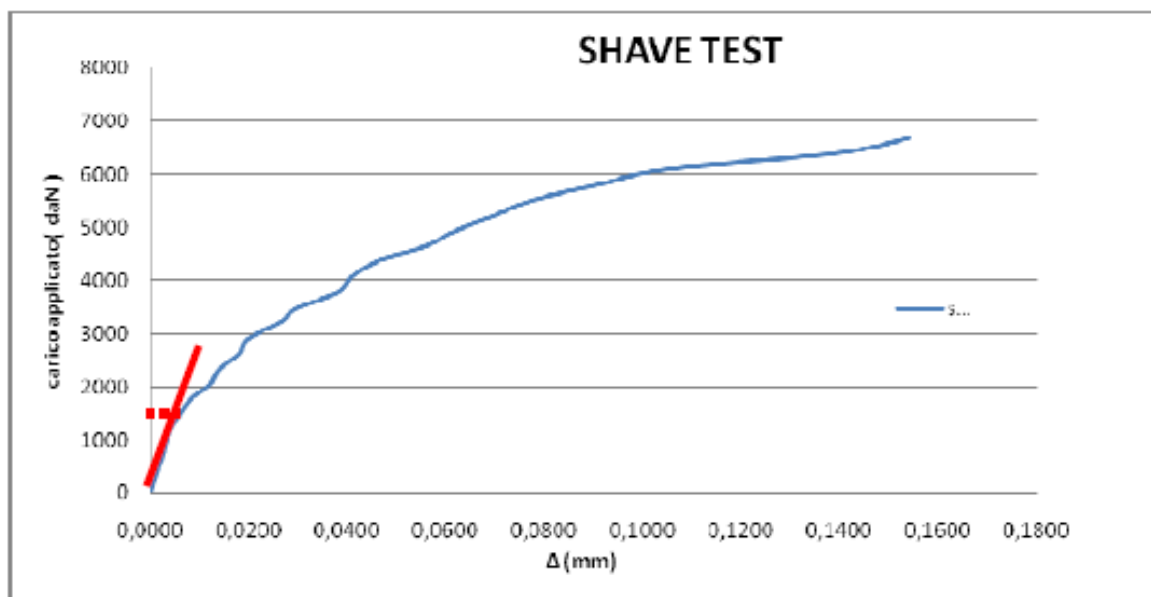
L	295	mm
B	145	mm
h	50	mm
Tsu	1100	daN
tsu	1,29	daN/cm ²



Il valore della resistenza massima di taglio nella muratura indagata è 1,29 daN/cm²

○ Prova a scorrimento (Shave Test) SH 5

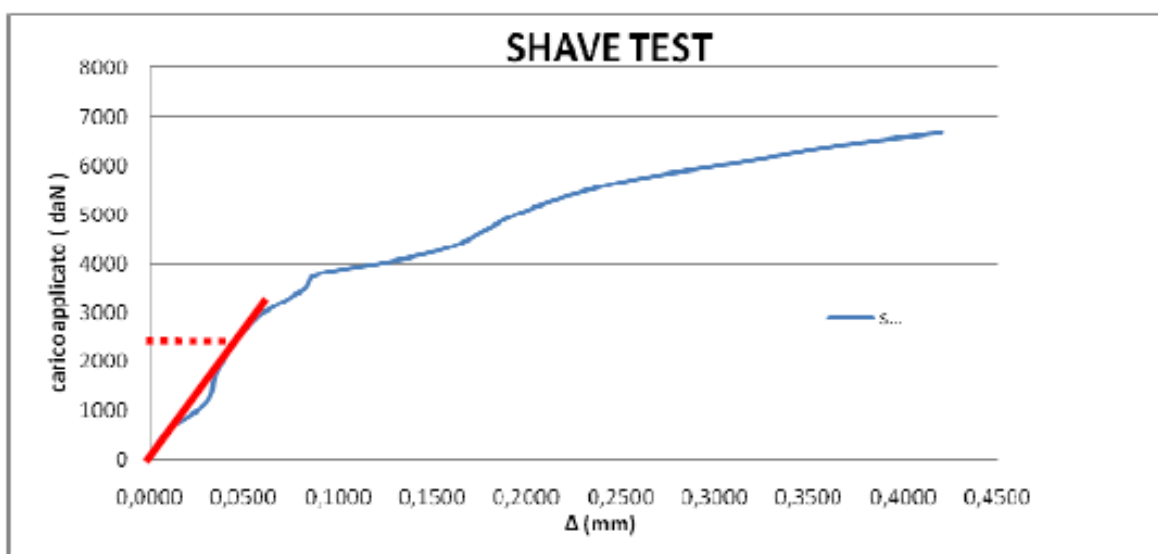
L	280	mm
B	130	mm
h	60	mm
Tsu	1500	daN
tsu	2,06	daN/cm ²



Il valore della resistenza massima di taglio nella muratura indagata è 2,06 daN/cm²

○ Prova a scorrimento (Shave Test) SH 6

L	280	mm
B	130	mm
h	60	mm
Tsu	2500	daN
tsu	3,70	daN/cm ²



Il valore della resistenza massima di taglio nella muratura indagata è 3,70 daN/cm²

Infine è stata eseguita una prova di resistenza a compressione sui provini di forma regolare prelevati in situ per la caratterizzazione meccanica della malta, si riportano di seguito i risultati ottenuti:

Prelievo Provino MALTA	lunghezza	larghezza	altezza	peso	rottura	massa volumica	resistenza compressione
	cm	cm	cm	g	kg	kg/m ³	N/mm ²
M2	1,68	1,47	1,08	3,5	10	1312	0,4
M3	2,20	1,62	1,62	15,5	152	2685	4,2
M6	2,31	1,51	1,54	15,0	246	2792	6,9

Per una maggior completezza espositiva dei risultati appena citati si può far riferimento all'Allegato 01

Sono stati analizzati contestualmente anche gli aspetti e le problematiche di natura geologica, sismica e geotecnica dei terreni presenti presso l'area del Padiglione Paralupi. Le fasi di indagine e di analisi dell'assetto idrogeologico, sismico e geotecnico del sito di interesse, sono state condotte sulla base di prove in situ consistite in:

- esecuzione di n. 1 prova penetrometrica statica meccanica CPTM, eseguita in data 11 novembre 2021,
- esecuzione di n. 1 prova sismica passiva diretta con metodologia HVSR, eseguita in data 11 novembre 2021,
- esecuzione di n. 1 prova sismica attiva diretta con metodologia M.A.S.W., eseguita in data 11 Novembre 2021.

Le indagini ed i rilievi effettuati hanno permesso di determinare il tipo di comportamento dei terreni presenti in sito inferiormente al presunto piano di fondazione. Al di sotto di uno strato limoso di riporto con inerti, dello spessore di 60 cm si trovano sedimenti a tessitura fine, di natura limoso argillosa sino alla profondità di 0,70 metri, seguiti da sedimenti a tessitura fine di natura argilloso limosa sino alla profondità di 3,40 metri. A seguire si trovano sedimenti fini di natura limoso argillosa sino alla profondità di 5,40 metri, al disotto dei quali si trova uno strato di sedimenti fini di natura argilloso limosa sino alla profondità di 7,80 metri. Inferiormente sono presenti sedimenti a tessitura fine di natura limoso argillosa con livelli di limo sabbioso sino alla profondità di 11,80. A seguire si rinvenivano sedimenti a tessitura moderatamente fine di natura limoso sabbiosa sino alla profondità di 13,00 metri, a cui si passa a sedimenti di natura argilloso limosa sino alla profondità di 15,20 metri. A seguire sono presenti sedimenti sabbiosi.

Un fattore di rischio può essere ritenuto l'accumulo eccessivo delle acque meteoriche, che può portare ad un decadimento delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni, diminuendone la capacità portante ed aumentandone la compressibilità. L'area di intervento non risulta essere depressa rispetto ai terreni circostanti o di forma chiusa, il che non rende difficoltoso il drenaggio superficiale; ad ogni modo, in seguito alla realizzazione dell'intervento edilizio si deve garantire per questo l'allontanamento delle acque superficiali meteoriche.

Per quanto riguarda la presenza della falda nei terreni superficiali, il rilievo effettuato al momento delle indagini ha permesso di stabilire un livello di falda a -4,00 metri da p.c.

Dalla prova sismica effettuata si è stabilito che la successione lito-stratigrafica dei primi 30 metri sotto il piano di fondazione rientra nella Categoria C ai sensi del par. 3.2.2 delle NTC18. Le caratteristiche morfologiche – topografiche permettono di attribuire il sito in Categoria topografica T1 ai sensi del par. 3.2.2 delle NTC18. Per quanto concerne la pericolosità sismica del sito si è potuto stabilire che l'area è interessata da una fascia sismogenica con magnitudo di riferimento di $M_I = 6.14^\circ$ della scala Richter. Dall'Analisi di Risposta Sismica Locale si deduce che lo spettro derivante da approccio semplificato da NTC di cat. C, per lo stato limite SLV sovrastima leggermente lo spettro ottenuto da RSL ed è a favore di sicurezza per i periodi inferiore a $T < 0.7$ sec, mentre per periodi $T > 0.7$ sec e $T < 2.0$ sec lo spettro da NTC sottostima di un poco le accelerazioni ottenute da Risposta Sismica Locale. Dall'Analisi di

Risposta Sismica Locale deriva che l'accelerazione massima attesa in superficie risulta essere $a_{g_{max}} = 0,124g$.

Dalle verifiche del potenziale alla liquefazione mediante procedure semplificate per prove penetrometriche CPTU, si è stimato che con i parametri della sismicità di riferimento, l'Indice del Potenziale di Liquefazione indica un "Rischio Nullo" ($LPI = 0.00$).

Per una maggior completezza espositiva dei risultati appena citati si può far riferimento all'Allegato 02

1.4. INDICAZIONE DEI LIVELLI DI SICUREZZA RICHIESTI

Nella configurazione di progetto il fabbricato dovrà ospitare in parte un Ospedale di Comunità ed in parte una Casa della Comunità, pertanto saranno realizzati principalmente ambulatori, studi medici e degenze.

Ai sensi della D.G.R. n.1661/2009 della Regione Emilia-Romagna le strutture sanitarie con presenza di degenze ricadono tra le *"Categorie di edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso"*, ed in particolare ricadono al punto B2.1.7 della delibera stessa. Tale classificazione può trovare riscontro nella Classe d'Uso III di cui alle NTC18 (par 2.4.2). Tale interpretazione è anche fornita dal Comitato Tecnico Scientifico della Regione, come indicato nel parere CTS n. 90, sedute CTS n. 36 e 37, 11 dicembre 2014 e 12 febbraio 2015: *"le categorie di costruzioni contemplate nella D.G.R. n.1661/2009 trovano un generale riscontro nelle Classi d'Uso previste dalle NTC-2008; non si esclude, tuttavia, la possibilità di opere elencate nell'Allegato B alla D.G.R. ma appartenenti a classi diverse dalla III, così come di opere elencate nell'Allegato A ma appartenenti a classi diverse dalla IV"*

Si evidenzia altresì che la Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.) specifica al paragrafo C2.4.2 che *"In ordine al corretto inquadramento delle opere di ingegneria civile nelle classi d'uso III e IV, fatto salvo quanto esplicitamente indicato nel testo del § 2.4.2 delle NTC nel merito di strade, ferrovie e dighe, si richiama quanto specificato nel Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003. Più in particolare, detto Decreto individua, tra le opere di competenza statale, gli edifici che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso e, che quindi, sono compresi nella classe III, in quanto costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi e gli edifici e le opere infrastrutturali, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, che risultano compresi nella classe IV, in quanto costruzioni con importanti funzioni pubbliche o strategiche, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità."* Detto Decreto n. 3685 in particolare definisce all'elenco A dell'Allegato 1 le opere che possono assimilarsi alla classe IV e all'elenco B le opere che possono assimilarsi alla Classe d'Uso III.

Tanto premesso, in accordo con la committenza si assume che il fabbricato *"Casa di Riposo Paralupi-Fiorani"* in cui saranno presenti solo ambulatori e degenze ricada in Classe d'Uso III di cui alle NTC18 (par. 2.4.2). Di conseguenza l'intervento richiesto sarà quello di miglioramento sismico ai sensi del par. 8.4.2 delle NTC18: in particolare il valore di ξ_E attuale, a seguito degli interventi di miglioramento, dovrà essere incrementato di un valore non minore di 0,1. Si specifica inoltre che, essendo presenti parti di fabbricato con vincoli per la tutela storico-architettonica, saranno valide anche le indicazioni riportate nella Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 Febbraio 2011 – *"Valutazione e riduzione*

del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008” ed in particolare “che spesso è opportuno accettare consapevolmente un livello di rischio sismico più elevato rispetto a quello delle strutture ordinarie, piuttosto che intervenire in modo contrario ai criteri di conservazione del patrimonio culturale” e nella NTC 2018, nelle quali si afferma che il valore minimo del fattore di sicurezza ($FS=\xi_E$) può essere oggetto di diversa valutazione in specifiche situazioni relative ai beni culturali, come quelli in oggetto. Pertanto, nel corso delle successive fasi di progettazione, nel momento in cui si richieda la necessità di realizzare interventi più invasivi che vadano contro ai criteri di conservazione del patrimonio culturale, potranno essere valutati con la committenza i fattori di sicurezza da utilizzare.

1.5. INDICAZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI SULLE STRUTTURE ESISTENTI

Alla luce dell'analisi della documentazione in possesso dello scrivente, dei rilievi e sondaggi eseguiti e delle possibili vulnerabilità riscontrate e riscontrabili, di seguito si descrivono gli interventi strutturali previsti al fine di garantire il miglioramento sismico definito in precedenza.

La scelta delle tecniche di intervento, in accordo con la succitata Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 Febbraio 2011, è stata valutata *“dando la preferenza a quelle meno invasive e maggiormente compatibili con i criteri della conservazione, tenendo conto dei requisiti di sicurezza e durabilità”*. Inoltre *“gli interventi dovranno, per quanto possibile, rispettare la concezione e le tecniche originarie della struttura, nonché le trasformazioni significative avvenute nel corso della storia del manufatto”*.

La strategia che si intende seguire è pertanto l'inserimento di nuovi elementi, compatibili con quelli precedentemente esistenti, con i quali realizzare un adeguato collegamento fra le pareti. Come esposto nell'Allegato B – *“L'analisi strutturale delle costruzioni storiche in muratura” della succitata Direttiva del 9 Feb. 2011, infatti, “la risposta sismica di una struttura in muratura non dipende unicamente dal materiale impiegato, ma anche da diversi aspetti tecnologici, ed in particolare dai collegamenti tra gli elementi strutturali”. “Le pareti possono essere considerate come elementi strutturali bidimensionali, che per la scarsa resistenza a trazione della muratura presentano una risposta molto diversa ad azioni orizzontali nel piano e fuori piano. La qualità della risposta globale è funzione sia del corretto dimensionamento delle pareti sia della capacità del sistema di trasferire le azioni tra gli elementi (connessioni tra pareti verticali; connessione dei solai alle pareti).”*

Per ottenere un tale risultato si avrà come obiettivo l'inserimento di presidi sismici, secondo quanto indicato dalla succitata direttiva, che vadano a migliorare il comportamento d'insieme del fabbricato.

Gli interventi previsti saranno organizzati e previsti in differenti e conseguenti stralci e fasi esecutive, in modo tale da ottenere un intervento complessivo che possa garantire il miglioramento sismico richiesto per tutte le unità strutturali del fabbricato. I singoli stralci e fasi esecutivi garantiranno in ogni caso il miglioramento sismico relativamente alle porzioni su cui si andrà progressivamente ad intervenire.

Di seguito si riportano le fasi previste nel presente studio di fattibilità:

1. creazione giunto strutturale tra US1 e US2 e tra US2 e US4 e interventi di miglioramento sismico su US2, US3 e US4. Realizzazione del nuovo corpo di fabbrica US7 (montalettighe);
2. realizzazione di interventi sull'US1 ed in particolare in copertura (per inserimento di capriate lignee in porzioni dove attualmente non sono presenti) e nelle murature portanti (per rinforzo localizzato di porzioni che hanno mostrato possibili vulnerabilità negli ultimi sondaggi eseguiti);
3. realizzazione del nuovo corpo di fabbrica US6 (ingresso/attesa).

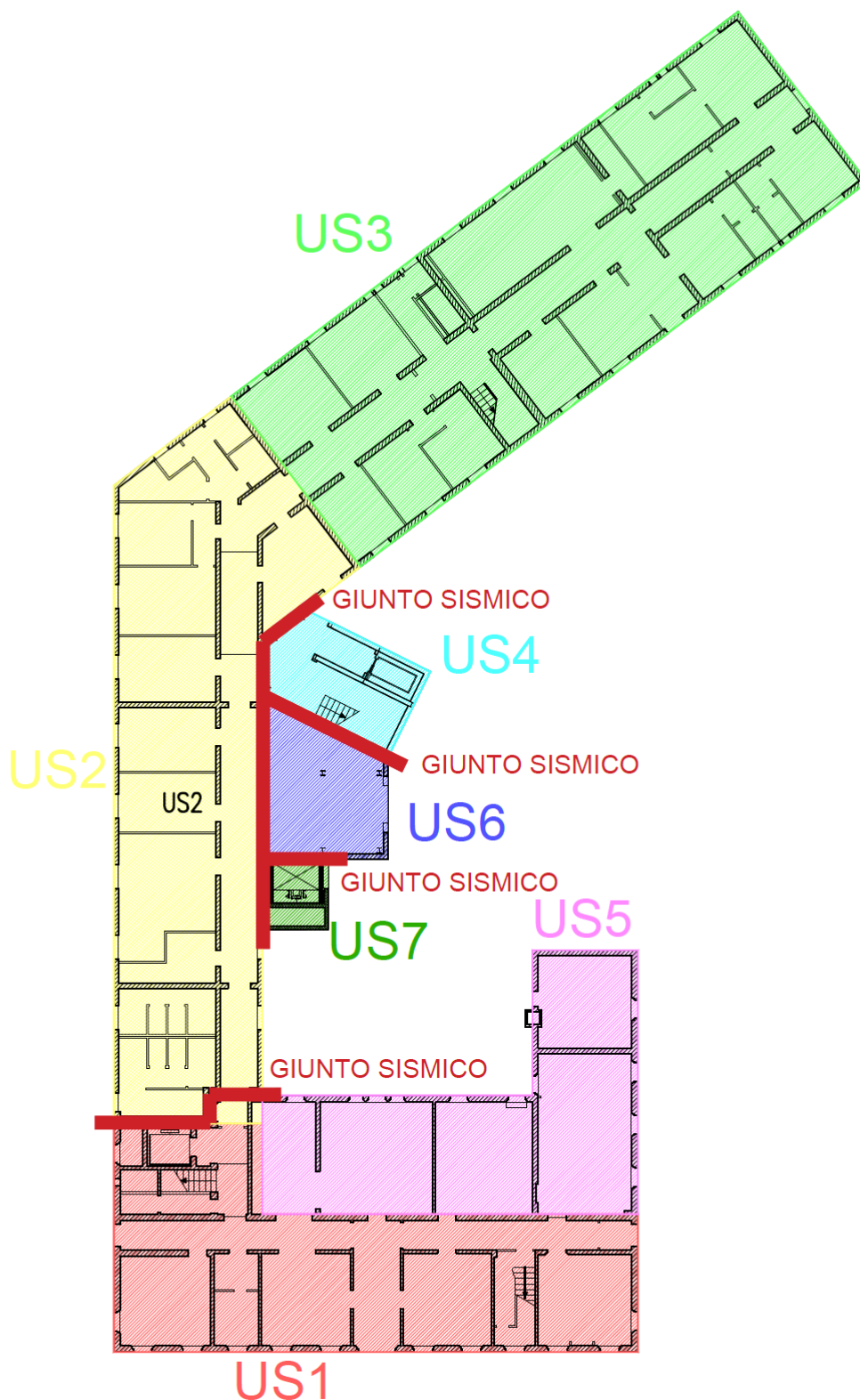


Figura 21 | Divisione Unità Strutturali

Di seguito si riportano gli interventi previsti nel primo stralcio realizzativo per US2, US3 e US4 al fine di ottenere il miglioramento sismico per tali unità strutturali aumentando il fattore di sicurezza come richiesto da normativa:

- Realizzazione di nuovo giunto strutturale tra US1 e US2: Intervento necessario per evitare i rischi di martellamento e comportamento non uniforme in caso di sisma dovuto alla non regolarità in pianta ed alla differente tipologia realizzativa ed epoca di costruzione. L'intervento prevede il taglio dei solai e delle pareti, il ripristino dell'appoggio dei solai interrotti mediante la realizzazione di una nuova parete in muratura a tutti i piani posta su una propria fondazione e con cordoli di piano. Il passaggio tra US1 e US2 viene garantito da aperture nella suddetta parete con adeguate architravature. Nell'immagine precedente è riportato in modo schematico la posizione di tale giunto;
- Realizzazione di nuovo giunto strutturale tra US2 e US4: Intervento necessario per evitare i rischi di martellamento e comportamento non uniforme in caso di sisma dovuto alla non regolarità in pianta ed alla differente tipologia realizzativa ed epoca di costruzione. L'intervento prevede il taglio dei solai e l'inserimento della struttura in carpenteria metallica a sostegno dei solai interrotti. Nell'immagine precedente è riportato in modo schematico la posizione di tale giunto;
- Inserimento di catene metalliche trasversali in corrispondenza del solaio tra piano secondo e sottotetto: presidio per contrastare le azioni sismiche che potrebbero portare a meccanismi di collasso locali quali il ribaltamento delle facciate, conferendo inoltre un comportamento scatolare al fabbricato;
- Consolidamento delle murature dell'US2: le indagini eseguite hanno mostrato per i muri esterni dell'US2 la presenza di due paramenti accostati, ma non adiacenti, di muratura portante, separati da un'intercapedine di circa 2cm. Si prevede il consolidamento di tale muri mediante un sistema composito costituito da placcaggio esterno in fibra di basalto e acciaio inox AISI 304 su malta tipo Geomalta F antisismico della Kerakoll (o equivalente) in primo e secondo strato, montate fresco su fresco, e l'inserimento di diatoni in tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato per il collegamento tra i due paramenti. L'intercapedine interna tra le due pareti verrà saturata iniezioni di malta tipo Geocalce FL Antisismico marca Kerakoll (o equivalente). L'intervento ha la finalità di migliorare la coesione fra gli elementi che costituiscono la muratura e conferirgli migliore resistenza a taglio e presso-flessione, nonché comportamento monolitico;
- Rinforzo dei solai e realizzazione di soletta superiore in c.a. collegata alle murature: intervento necessario per migliorare la resistenza alle azioni statiche e per ottenere un piano rigido il quale permette di ripartire le azioni fra le pareti in base alla loro rigidità ed alla posizione in pianta, migliorando i meccanismi di collasso nel piano. L'intervento verrà realizzato mediante

l'inserimento di una soletta collaborante all'estradosso dei solai, efficacemente collegata a travetti di solai e muri portanti;

- Realizzazione di pareti in muratura trasversali per controventamento: intervento necessario a garantire il comportamento scatolare del fabbricato, migliorando il comportamento globale ed aumentando la resistenza nella direzione trasversale dell'US2 e US3. Le nuove pareti in muratura portante di spessore a due teste sono previste a tutti i livelli da piano terra fin sotto il coperto, disposte trasversalmente per collegare le pareti esterne longitudinali e creare un adeguato irrigidimento ai fini del miglioramento sismico. L'intervento comprende anche la relativa fondazione alla base (piano terra) e l'adattamento dei solai di piano alla presenza della nuova parete portante con cordoli di piano;
- Inserimento di controventi nell'US4: intervento necessario per aumentare la resistenza e rigidezza della scala esterna per ottenere il miglioramento sismico richiesto, anche a seguito della creazione dei suddetti giunti strutturali;
- Interventi su pareti interne: interventi da eseguire sulle pareti portanti interne nei fabbricati US2 e US3 sia per la realizzazione di nuove aperture, con l'inserimento di consolidamenti locali di pareti a ripristinare la rigidezza e resistenza della parete originaria, sia per lo spostamento di aperture già esistenti;
- Interventi sugli architravi esterni: nelle pareti esterne del fabbricato US2 si prevede di sostituire gli architravi esistenti, aventi un appoggio limitato sulla muratura portante, con nuovi architravi con maggior appoggio sulle pareti, allo scopo di rinforzare le parti di parete indebolite dalla presenza della apertura e ripartire in modo migliore i carichi, limitando le concentrazioni di tensione;
- Consolidamento della muratura attraverso la tecnica del cucì e scucì nelle porzioni di muratura in cui si renderà eventualmente necessario a seguito di rimozione dell'intonaco, come riportato al §6.3.6 della succitata Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 Febbraio 2011 *"è finalizzato al ripristino della continuità muraria lungo le linee di fessurazione ed al risanamento di porzioni di muratura gravemente deteriorate. Si consiglia di utilizzare materiali simili a quelli originari per forma, dimensioni, rigidezza e resistenza, collegando i nuovi elementi alla muratura esistente con adeguate ammorsature nel piano del paramento murario e se possibile anche trasversalmente al paramento stesso, in modo da conseguire la massima omogeneità e monoliticità della parete riparata"*.

Di seguito si riportano invece gli interventi previsti nel secondo stralcio realizzativo per US1 al fine di garantire l'eliminazione di alcune vulnerabilità riscontrate durante i sondaggi e rilievi eseguiti nel corso del presente studio di fattibilità:

- inserimento di N. 2 capriate al piano sottotetto, in analogia a quelle già esistenti, per consentire la rimozione di tre colonne esistenti in muratura che attualmente sostengono le travi in legno di

SR.01 – RELAZIONE STRUTTURE

colmo e mezzacasa del coperto esistente e appoggiano in falso sul solaio sottostante. L'intervento è concepito allo scopo di uniformare il comportamento della struttura del coperto (che nelle adiacenti porzioni presenta capriate lignee) e rimuovere carichi in falso sul solaio;

- ripristino di porzioni di muratura ammalorata mediante rinforzo e/o la realizzazione di muratura in corrispondenza di cavedi esistenti (da eliminare) nelle pareti portanti allo scopo di rimuovere elementi che possano indebolire la struttura muraria portante ai fini sismici e ne confront dei carichi verticali.

1.6. NUOVI CORPI DI FABBRICA

Il progetto prevede la realizzazione di una nuova area esterna che si svilupperà su tutti e tre i piani fuori terra.

Per tale intervento si prevede un avanzamento per stralci realizzando dapprima una struttura in calcestruzzo armato per l'installazione di un ascensore monta lettighe (US7) e in un secondo momento la realizzazione di un corpo caratterizzato da struttura in acciaio che fungerà da nuova area di accesso/attesa (US6).

Tutte le nuove strutture saranno giuntate sismicamente tra loro e anche rispetto al fabbricato esistente, sia per evitare irregolarità in pianta ed effetti di martellamento, sia in considerazione della realizzazione che avverrà in momenti e fasi differenti.

Il monta-lettighe ed il cavedio impianti adiacente (US7) avranno una struttura in elevazione in cls, caratterizzata da pareti e traversi di collegamento in corrispondenza delle aperture.

Il nuovo corpo accesso/attesa (US6), da realizzare in una successiva fase, avrà strutture principali costituite in carpenteria metallica (travi e pilastri) e orizzontamenti di piano realizzati con solette in c.a. gettate su lamiera grecata.

Il sistema fondale sarà realizzato per entrambi i corpi di fabbrica di nuova realizzazione mediante platea in c.a. innestata eventualmente su pali, necessari per coinvolgere gli strati più profondi del terreno (anche in considerazione degli strati superficiali poco consistenti) e garantire un sistema di fondazione più efficace, evitando possibili cedimenti differenziali con le strutture esistenti.

Inoltre, il giunto sismico sarà esteso anche alla scala esterna tuttora esistente al fine di separare i due blocchi e migliorarne la risposta alle sollecitazioni sismiche.

1.7. ANALISI DEI CARICHI ALLO STATO ATTUALE

Si riportano di seguito le analisi dei carichi relative ai soli solai indagati di cui è stato possibile ricavare le stratigrafie. Nelle successive fasi progettuali dovranno essere eseguiti rilievi più approfonditi per determinare in modo più preciso i carichi e sovraccarichi agenti su tutti gli orizzontamenti. Si rileva altresì che il rilievo dettagliato dei pacchetti e dei solai può permettere di utilizzare coefficienti di sicurezza dei carichi γ_G ridotti, come consentito dal paragrafo 8.5.5 delle NTC. Tale riduzione è ovviamente utilizzabile con riferimento alle verifiche statiche da condurre allo Stato Limite Ultimo (SLU), come previsto dal paragrafo 8.3 delle NTC18.

Solaio in elevazione calpestio piani primo e secondo US2 (sondaggi S1 e S3):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio latero-cemento (16cm)	1,80	kN/m ²

Totale carichi permanenti strutturali:	$q_{G1} =$	1,80	kN/m²
--	------------------------------	-------------	-------------------------

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Pavimentazione	0,20	kN/m ²
massetto	1,00	kN/m ²
intonaco	0,20	kN/m ²
tramezzi	0,80	kN/m ²

Totale carichi permanenti non strutturali:	$q_{G2} =$	2,20	kN/m²
--	------------------------------	-------------	-------------------------

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Cat. A-camere degenza)*	$q_k =$	2,00	kN/m²

Totale carichi	$q_{tot} =$	6,00	kN/m²
-----------------------	-------------------------------	-------------	-------------------------

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17-01-18, punto 2.5.2):

$$\Psi_{0j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,5 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,3$$

Nota *: per aree di accesso utilizzare $q_k = 5,00$ kN/m² (categoria C3) e relativi coefficienti Ψ . Per altre aree suscettibili di affollamento o con specifici sovraccarichi utilizzare i relativi sovraccarichi accidentali come da tab. 3.1.II NTC18 e e relativi coefficienti Ψ come da tab. 2.5.I NTC18.

Solaio in elevazione calpestio piano primo e secondo US3 (sondaggi S2 e S4):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio latero-cemento (12cm)	1,60	kN/m ²
---	------	-------------------

Totale carichi permanenti strutturali:	$q_{G1} =$	1,60	kN/m²
--	------------------------------	-------------	-------------------------

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Pavimentazione	0,40	kN/m ²
massetto	1,00	kN/m ²
intonaco	0,20	kN/m ²
tramezzi	0,80	kN/m ²

Totale carichi permanenti non strutturali:	$q_{G2} =$	2,40	kN/m²
--	------------------------------	-------------	-------------------------

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Cat. A-camere degenza)*	$q_k =$	2,00	kN/m²
---	---------------------------	-------------	-------------------------

Totale carichi	$q_{tot} =$	6,00	kN/m²
-----------------------	-------------------------------	-------------	-------------------------

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17-01-18, punto 2.5.2):

$$\Psi_{0j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,5 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,3$$

Nota *: per aree di accesso utilizzare $q_k = 5,00$ kN/m² (categoria C3) e relativi coefficienti Ψ . Per altre aree suscettibili di affollamento o con specifici sovraccarichi utilizzare i relativi sovraccarichi accidentali come da tab. 3.1.II NTC18 e e relativi coefficienti Ψ come da tab. 2.5.I NTC18.

Solaio in elevazione calpestio sottotetto US1 (sondaggio S5):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio travetti IPE120 ($i=1,65m$)	0,10	kN/m ²
--	------	-------------------

Totale carichi permanenti strutturali:	$q_{G1} =$	0,10	kN/m²
--	------------------------------	-------------	-------------------------

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

tabelle sp. 6cm	0,50	kN/m ²
massetto	1,60	kN/m ²
intonaco	0,20	kN/m ²
isolante	0,10	kN/m ²

Totale carichi permanenti non strutturali:	$q_{G2} =$	2,40	kN/m²
--	------------------------------	-------------	-------------------------

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Cat. H-manutenzione)	$q_k =$	0,50	kN/m²
--	---------------------------	-------------	-------------------------

Totale carichi	$q_{tot} =$	3,00	kN/m²
-----------------------	-------------------------------	-------------	-------------------------

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17-01-18, punto 2.5.2):

$$\Psi_{0j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$

Solaio in elevazione calpestio sottotetto US1 (sondaggio S6):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio travi e travetti legno	0,50	kN/m ²
-------------------------------------	------	-------------------

Totale carichi permanenti strutturali:	$q_{G1} =$	0,50	kN/m²
--	------------------------------	-------------	-------------------------

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

mattoni	0,90	kN/m ²
massetto	1,00	kN/m ²
intonaco	0,20	kN/m ²
cannucciato	0,20	kN/m ²

Totale carichi permanenti non strutturali:	$q_{G2} =$	2,30	kN/m²
--	------------------------------	-------------	-------------------------

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Cat. H-manutenzione)	$q_k =$	0,50	kN/m²
--	---------------------------	-------------	-------------------------

Totale carichi	$q_{tot} =$	3,30	kN/m²
-----------------------	-------------------------------	-------------	-------------------------

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17-01-18, punto 2.5.2):

$$\Psi_{0j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$

1.8. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

- **Legge 5 novembre 1971 n° 1086** - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge 2 febbraio 1974 n° 64** – Provvedimenti per la costruzione con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380** – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia e s.m.i..
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 – **Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni** (pubblicato sul supplemento ordinario alla G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018 – Serie generale).
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 21 Gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. – **Istruzioni per l'applicazione delle «Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.** (pubblicata sul supplemento ordinario n.5 alla G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019 – Serie generale).
- **Classificazione sismica** dei Comuni italiani: ALLEGATO A all'Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 (G.U. 08.05.2003, n. 105) – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **DIRETTIVA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 9 febbraio 2011** Valutazione e 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 (GU n. 47 del 26-2-2011 - Suppl. Ordinario n.54).
- **Ordinanza P.C.M. 3 maggio 2005, n. 3431 (G.U. 10.05.2005, n.85)** – Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- Quadro normativo della Regione Emilia-Romagna in materia di norme per la riduzione del rischio sismico e dei relativi procedimenti amministrativi.

ELENCO ALLEGATI

ALLEGATO 1: REPORT INDAGINI ESEGUITE

ALLEGATO 2: RELAZIONE GEOLOGICA