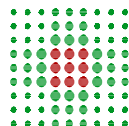


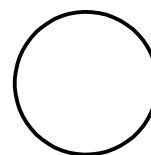
COMUNE DI BOLOGNA



SERVIZIO SANITARIO REGIONALE
EMILIA-ROMAGNA
Azienda Unità Sanitaria Locale di Bologna
Dipartimento Tecnico Patrimoniale

Istituto delle Scienze Neurologiche
Istituto di Ricovero e Cura a Carattere Scientifico

N° PROGR.



CONSEGNA

DATA E PROT.

VERIFICA/VALIDAZIONE/APPROVAZIONE

DATA E PROT.

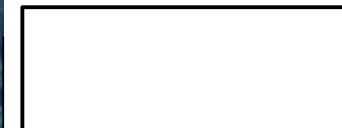
TIMBRI E FIRME DI ATTESTAZIONE DELLA VERIFICA/VALIDAZIONE

STUDIO DI FATTIBILITA'

OSPEDALE BELLARIA - PADIGLIONE C

RESTAURO CON MIGLIORAMENTO SISMICO

CUP E32C22000040001



PROPRIETA'

AZIENDA USL
DI BOLOGNA
DELEGATO CON DELIBERA
N. 263 del 12/07/2019

IL DIRETTORE DEL DIPARTIMENTO
TECNICO PATRIMONIALE
(Ing. Claudia Reggiani)

DIRETTORE GENERALE

Dott. Paolo Bordon

PROGETTO ARCHITETTONICO

Ing. Claudia Reggiani

PROGETTO STRUTTURALE

Ing. Roberto Ballardini

RESPONSABILE
UO Servizi di Supporto alla Gestione
Patrimoniale e alla Progettazione (SC)
Ing. Franco Emiliani

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI

Ing. Claudia Reggiani

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI

Ing. Claudia Reggiani

RESPONSABILE PROCEDIMENTO

Ing. Francesco Maria Francavilla

PRESIDIO: **OSPEDALE BELLARIA**

EDIFICIO: **PADIGLIONE C**

CODICE EDIFICIO

COLLABORATORE/ESTENSORE

PIANO:

DIREZIONE LAVORI

ELABORATO:

CODICE PROG.

ELAB. N.

ALLEGATO 2

SdF

ALL 2

RELAZIONE SPECIALISTICA STRUTTURALE

SOSTITUISCE IL N.

SOSTITUITO DAL N.

ARCHIVIO USL N.:

DATA:

FEBBRAIO 2022

SCALA:

REFERENTE AMMINISTRATIVO:

ARCHIVIO N.:

FILE:

MOD01 PsqB01 ADT
Rev. 5.1 del 26/10/2016

AGGIORNAMENTI

1

3

2

4

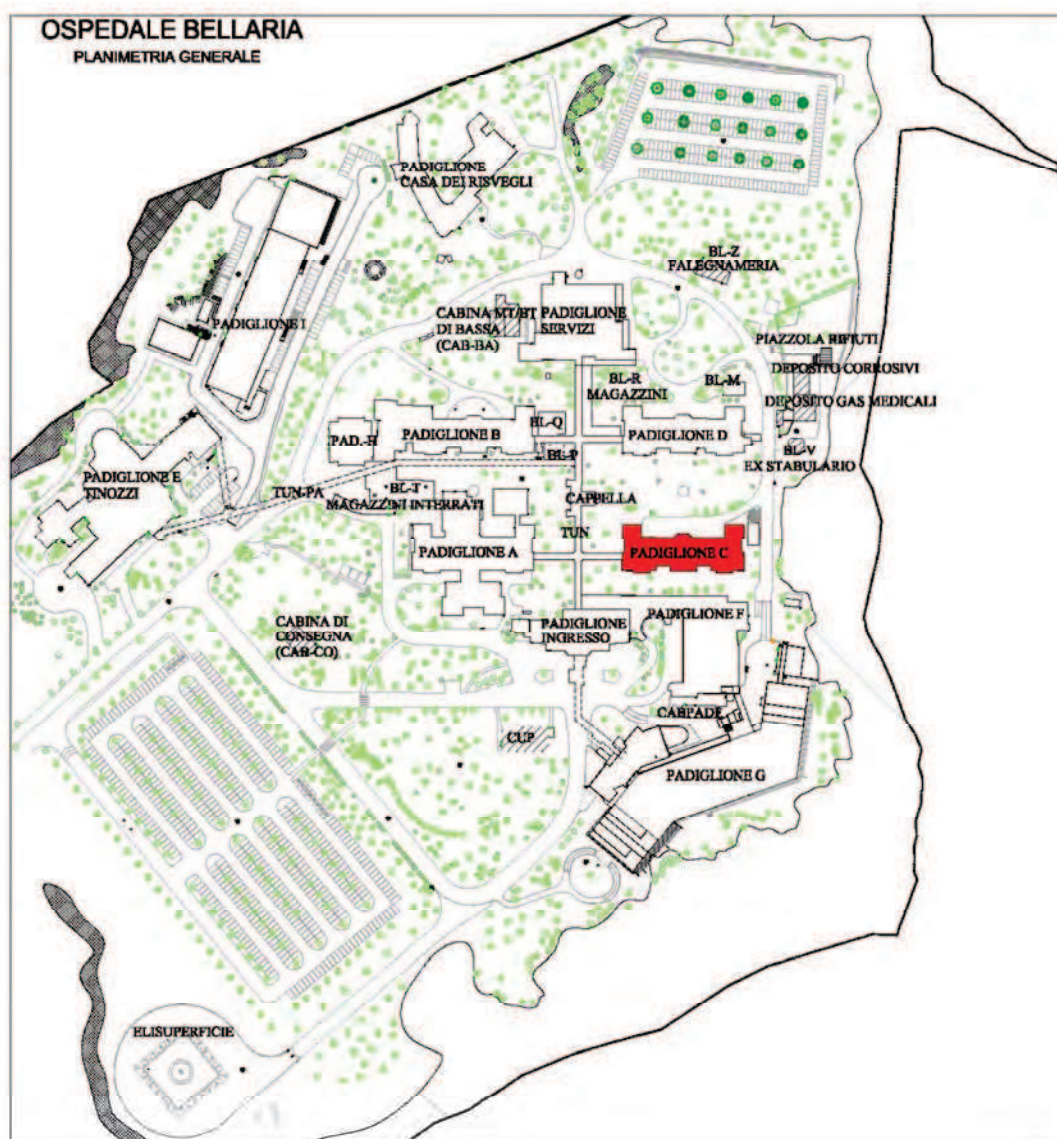
INDICE

1.	PREMESSA.....	2
1.1	Inquadramento generale	2
1.2	Individuazione del sito.....	3
1.3	Percorso progettuale	3
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3.	ANALISI STATO DI FATTO.....	8
3.1	Descrizione generale dell'opera – rilievo strutturale	8
3.2	Livelli di conoscenza e fattori di confidenza adottati	9
3.3	Caratterizzazione meccanica dei materiali esistenti	9
3.4	Azioni sulla costruzione.....	13
3.4.1	<i>Combinazioni delle azioni</i>	13
3.4.2	<i>Azioni nelle verifiche agli stati limite</i>	14
3.4.3	<i>Analisi dei carichi verticali</i>	15
3.4.4	<i>Azione della neve</i>	17
3.4.5	<i>Azione sismica</i>	17
3.5	Valutazione della sicurezza allo stato attuale.....	20
3.5.1	<i>Identificazione delle carenze strutturali</i>	20
3.5.2	<i>Analisi dei meccanismi di collasso</i>	23
3.6	CONCLUSIONI.....	36
4.	INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO	37
4.1	Risoluzione delle carenze strutturali alle azioni statiche.....	37
4.2	Risoluzione delle vulnerabilità locali	37
4.3	Annullamento dei fenomeni di martellamento.....	38
4.4	Analisi dei meccanismi di collasso globali	38
4.5	Conclusioni	40

1. PREMESSA

1.1 Inquadramento generale

Il complesso dell'Ospedale Bellaria "C.A. Pizzardi", sito in via Altura 3 a Bologna, è costituito da differenti fabbricati, alcuni risalenti all'epoca di edificazione (1928) ed alcuni più recenti. Oggetto del presente studio di fattibilità è il corpo denominato C, indicato nella planimetria sottostante.



Lo Studio di Fattibilità si pone l'obiettivo di migliorare sismicamente l'edificio e garantire il suo utilizzo per attività sanitarie "sensibili" ed in particolare per ospitare le degenze oggi dislocate in altri padiglioni.

Lo scopo dell'intervento quindi è duplice:

- a) incrementare la sicurezza nei confronti del sisma;
- b) rifunzionalizzare il padiglione e garantire maggiore efficienza ed efficacia all'attività sanitaria.

Con la realizzazione dell'intervento saranno garantiti i seguenti requisiti strutturali ed organizzativi:

- verrà mantenuto il pieno ed efficace collegamento funzionale con i restanti Padiglioni ed i relativi servizi con chiara distinzione tra percorsi per l'emergenza, percorsi pazienti-personale, e percorsi per i visitatori.
- A seguito dell'intervento verrà risolto il problema dell'interferenza strutturale (martellamento) con le passerelle in quota di collegamento.
- Il nuovo Lay Out delle attività sanitarie privilegerà l'accessibilità dell'utenza che dovrà usufruire delle prestazioni ambulatoriali ponendo tali funzioni al Piano Terra, direttamente accessibili dal camminamento che smista l'utenza dal Padiglione ingressi; allo stesso tempo pone le degenze ai piani superiori e gli studi medici al piano seminterrato, escludendo i nuovi reparti dal transito degli utenti esterni.
- La realizzazione dell'intervento non influirà sul corretto funzionamento delle altre attività presenti nel presidio per tutta la durata dei lavori, fino alla attivazione dei nuovi servizi.

Il Padiglione C è inoltre sottoposto a tutela ai sensi art. 13 D.Lgs 42/2004, in quanto Edificio di Interesse Storico Architettonico.

1.2 Individuazione del sito

UBICAZIONE

Via Altura 3 – Bologna (BO)

Coordinate geografiche: 44° 27' 49" N , 11° 23' 22"E

1.3 Percorso progettuale

Il percorso progettuale intrapreso parte dall'analisi della documentazione fornita dal Dipartimento Tecnico Patrimoniale dell'Ausl di Bologna, in particolare:

- Progetto strutturale originale del 1928 comprendente
 - o Disegni esecutivi degli orizzontamenti
 - o Relazione di Calcolo degli orizzontamenti

- Relazione di collaudo originale del 1928 per le opere in cemento armato
- Verifiche di secondo livello "PRESIDIO OSPEDALIERO C.A. PIZZARDI DI BELLARIA" (2012) a firma dell'ing. Madini Andrea (RTP Engi.co srl e Dott.ssa ing. Alessandra Marini)
- Verifiche in ambito statico da parte di Revisori non intervenuti nella valutazione dei livelli di sicurezza strutturale a firma dell'ing. Dallavalle Gilberto
- Relazione geologica per la caratterizzazione del sito per il Padiglione B (allegata in calce alla presente)

È stata intrapresa una campagna d'indagine atta a verificare sia la congruenza tra la documentazione raccolta e lo stato dei luoghi, sia l'individuazione di criticità locali non rilevate. Sono state svolte le seguenti indagini in sito:

- Indagine diretta e visiva degli elementi portanti a vista e di quelli nascosti a seguito di saggio diretto
L'analisi a vista ha confermato una muratura in mattoni pieni, con regolare ed orizzontale disposizione dei corsi, regolare sfalsamento dei giunti e buono stato di conservazione delle malte.
- Indagine diretta e visiva globale dell'edificio
Il sopralluogo ha confermato l'assenza di cordoli di piano e di catene atte ad assicurare un collegamento tra orizzontamenti e pareti e ha mostrato la presenza di un giunto non idoneo tra il fabbricato e il camminamento coperto tra i padiglioni.
- Indagine diretta e visiva del sistema fondale:
L'indagine eseguita ha mostrato che i muri interni sono fondati su trave in c.c.a. di sezione importante (60x150cm), collocate a profondità di circa 100cm dal piano campagna. Il sistema fondale osservato è ben strutturato e idoneo a trasmettere i carichi al terreno, si ritiene pertanto non debba essere oggetto di intervento.
- Indagine diretta e visiva del solaio di sottotetto e della copertura:
È stato svolto un sopralluogo nei locali di sottotetto, che ha permesso di mettere in luce sia la conformazione del solaio di calpestio che il solaio di copertura. È stato osservato che il solaio di copertura è stato oggetto di importante intervento di modifica della conformazione; infatti nello stato originario erano presenti due ampi terrazzi nelle zone di estremità del fabbricato (in tali zone il solaio di calpestio è in latero-cemento di geometria analoga a quella dei piani inferiori). Il coperto risulta essere di epoca moderna, databile nel periodo del 1992-1996, in sostituzione dell'originale coperto in legno; risulta realizzato con travi reticolari miste acciaio-cls tipo REP a sostegno di solaio latero-cemento; sul perimetro del fabbricato è stato inoltre realizzato cordolo in c.c.a..

Le indagini svolte hanno permesso di individuare importanti criticità a carico del solaio di copertura, in particolare la mancata connessione dei cordoli in c.c.a. alle murature sottostanti e la presenza di elementi fragili nella porzione di solaio di sottotetto non calpestabile.



Conformazione del solaio di sottotetto non calpestabile in travetti e tavelloni

Per quanto riguarda la caratterizzazione dei materiali strutturali, sono stati utilizzati i risultati delle prove effettuate per la redazione delle verifiche sismiche di secondo livello e rielaborati sulla base delle indicazioni della normativa attualmente vigente.

Si è proceduto alla implementazione di un modello di calcolo per l'analisi dello stato di fatto, che fosse rispondente a quanto osservato durante le operazioni di rilievo ed evidenziasse le criticità riscontrate sia per quanto riguarda le azioni gravitazionali di tipo statico che le azioni di tipo sismico. Si è ritenuto necessario ripercorrere l'analisi di vulnerabilità sismica sia per aggiornare i dati di input secondo la normativa vigente (NTC2018), sia per implementare valutazioni circa i fenomeni locali di risposta sismica.

L'analisi della struttura è stata condotta mediante analisi statica non lineare equivalente, anche detta "pushover" o analisi incrementale a collasso, che consiste nella valutazione del comportamento sismico della struttura ed in

particolare della capacità di spostamento allo stato limite ultimo, da confrontarsi con lo spostamento richiesto dal terremoto, valutato in termini spettrali. I risultati sono illustrati al capito 3 della presente relazione.

Alla luce dei risultati forniti dal modello di calcolo sono stati individuati gli interventi necessari al miglioramento sismico del fabbricato, la cui efficacia è stata valutata per mezzo di ulteriore modello di calcolo, i cui risultati sono illustrati al capitolo 4 della presente relazione.

Le scelte progettuali nascono dal contesto in cui si deve realizzare l'intervento e dalla tipologia di intervento edile che l'Azienda Usl prevede. Il Padiglione C è isolato su tutti i fronti a meno del camminamento coperto, e deve essere oggetto di una ristrutturazione completa atta a rifunzionalizzare le attività sanitarie. In considerazione di ciò, l'intervento strutturale può ricomprendere ogni tipologia di attività che si ritiene necessario, in quanto non produrrebbe interferenza con la normale attività sanitaria per il complesso ospedaliero. Il fabbricato è sottoposto a tutela da parte della Soprintendenza ai Beni Architettonici, pertanto gli interventi previsti devono essere rispondenti alle "Linee Guida per la riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale"

Con tali input, sono stati definiti gli interventi strutturali necessari secondo la seguente scala di importanza:

1. Soddisfacimento di tutte le verifiche statiche alle azioni non sismiche
2. Annullamento delle vulnerabilità locali, per impedire l'attivazione di meccanismi di collasso
3. Eliminazione di fenomeni di martellamento con il camminamento coperto, previo adeguamento del giunto strutturale
4. Consolidamento degli elementi strutturali, per innalzare il livello di sicurezza globale del fabbricato fino al raggiungimento del 60% del livello richiesto per le nuove costruzioni (par. 8.4.2 NTC2018)

Si è ritenuto che i primi interventi da eseguire siano quindi quelli di soddisfacimento delle verifiche di resistenza agli SLU di ciascun elemento strutturale e quelli volti ad impedire l'attivazione di meccanismi di collasso per azione sismica di progetto, infatti l'esito favorevole delle verifiche locali è presupposto per conseguire un comportamento d'insieme dell'edificio sotto azione sismica: le maggiori vulnerabilità in un edificio in muratura riguardano i fenomeni localizzati relativi a pareti investite da azioni ortogonali al loro piano di maggiore resistenza. Le verifiche globali sono basate sull'ipotesi che siano scongiurati tutti i meccanismi locali.

L'intervento strutturale si è configurato pertanto con i seguenti interventi

- 1) Rinforzo strutturale del solaio di piano terra e del solaio di sottotetto non portante con l'obiettivo di innalzare l'attuale livello di sicurezza alle azioni statiche

- 2) Adeguamento del giunto strutturale con il camminamento coperto
- 3) il consolidamento di tutti i solai latero-cemento, previa realizzazione di soletta superiore in c.c.a. con idonei ammorsamenti alle murature d'ambito, che realizzino un collegamento delle murature per impedire l'attivazione di meccanismi locali di ribaltamento
- 4) il ripristino della continuità dei paramenti murari attraverso interventi di scuci-cuci, in modo da incrementare la capacità resistente globale del fabbricato

La somma di tali interventi introdotti nel modello di calcolo globale agli elementi finiti ha permesso di quantificare l'incremento del livello di sicurezza conseguibile. Il livello di sicurezza alle azioni sismiche passa da $\zeta_E = 0,22$ a $\zeta_E = 0,667$, (incremento pari a $0.447 >> 0.1$) nel rispetto di quanto richiesto per gli edifici di classe d'uso IV.

Il miglioramento sismico conseguibile con gli interventi previsti è oltre il 60% di quanto richiesto per le nuove costruzioni.

Si è infine proceduto a verificare se introducendo ulteriori interventi di rinforzo delle murature, quali ad esempio la realizzazione di intonaci armati o la realizzazione di nuove pareti controventanti. Le analisi condotte in via semplificativa hanno mostrato che eventuali ulteriori interventi portano a incrementi marginali del livello di sicurezza globale, con impatto ben maggiore sia sulla tutela del bene architettonico in quanto non rispondenti al *principio di reversibilità* richiesto dalle "Linee Guida per la riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale", sia sulla funzionalità del fabbricato in ambito sanitario, oltre a modificare irreparabilmente l'impianto originario del fabbricato.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli delle strutture sono stati eseguiti in base alle seguenti disposizioni:

- Legge 5/11/1971 n° 1086: "Norme per le discipline delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica"
- D.M. 17/01/2018: "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Circ. 21/01/2019 n.7 "Istruzioni per l'applicazione dell' Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018"
- L.R. n.19/2008: "Norme per la riduzione del rischio sismico"
- DGR n. 2272/2016: "Atti di indirizzo della L.R. n.19/2008"

3. ANALISI STATO DI FATTO

3.1 Descrizione generale dell'opera – rilievo strutturale

Il corpo C fa parte del nucleo originario del complesso ospedaliero, è stato infatti realizzato nel 1928. Del progetto originario si conservano alcuni elaborati grafici riguardanti gli orizzontamenti in cemento armato e le relative relazioni di calcolo, nonché il certificato di collaudo statico.

Il fabbricato in esame ha sviluppo in pianta di 64 x 25 metri circa, ha forma di C e sviluppo in altezza di 4 piani, di cui 1 parzialmente interrato, per complessivi 18 metri di altezza. La struttura portante è in muratura di mattoni pieni e malta di calce, di spessore variabile con l'altezza del fabbricato (60cm al piano sotterraneo e 30cm al piano sottotetto); gli orizzontamenti del piano primo e del piano secondo sono in latero-cemento di altezza variabile in base alla luce del campo di solaio, mentre l'orizzontamento del piano terra è costituito da soletta in c.c.a. spessore 8cm appoggiata su travetti in c.c.a. di nervatura a sezione variabile, passo 180-160cm.

Il coperto risulta essere di epoca moderna, in sostituzione dell'originale coperto in legno; risulta realizzato con travi reticolari miste acciaio-clc tipo REP a sostegno di solaio latero-cemento; sul perimetro del fabbricato è stato inoltre realizzato cordolo in c.c.a.. L'intervento è databile nel periodo del 1992-1996.

Le fondazioni risultano essere superficiali e costituite da travi in c.c.a. di sostegno delle murature portanti.

Il fabbricato in esame è stato oggetto nel 2012 di ampia campagna d'indagine strutturale finalizzata all'emissione di "Verifica sismica di secondo livello per edifici strategici ai fini della Protezione Civile in caso di evento sismico". Nell'ambito di questo studio di fattibilità di intervento di miglioramento sismico sono state presi in esame i risultati delle indagini svolte, per determinare le caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti da impiegare nelle analisi strutturali condotte.

Nell'ambito della campagna d'indagine del 2012 sono stati eseguiti:

- Rilievi geometrici strutturali con la finalità di individuare gli elementi strutturali principali e secondari
- Indagini per il rilievo dei dettagli costruttivi a mezzo di saggi e controlli non distruttivi
- Rilievo materico con indagini distruttive e non distruttive utili a classificare le caratteristiche meccaniche dei vari materiali strutturali
- Prove di laboratorio per la caratterizzazione meccanica dei materiali

La committenza mette a disposizione la seguente documentazione:

- Progetto strutturale originale del 1928 comprendente

- Disegni esecutivi degli orizzontamenti
- Relazione di Calcolo degli orizzontamenti
- Relazione di collaudo originale del 1928 per le opere in cemento armato
- Verifiche di secondo livello "PRESIDIO OSPEDALIERO C.A. PIZZARDI DI BELLARIA" (2012) a firma dell'ing. Madini Andrea (RTP Engi.co srl e Dott.ssa ing. Alessandra Marini)
- Verifiche in ambito statico da parte di Revisori non intervenuti nella valutazione dei livelli di sicurezza strutturale a firma dell'ing. Dallavalle Gilberto

3.2 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza adottati

In relazione alla numero e alla tipologia di indagini eseguite nel 2012 sul fabbricato si adotta un Livello di conoscenza LC2, ai sensi par. 8.5.4 NTC2018, a cui corrisponde un fattore di confidenza FC = 1.2.

Sono state infatti effettuate:

- 7 prove con singolo e doppio martinetto piatto su pannelli murari per la determinazione della tensione di esercizio, resistenza a rottura e modulo elastico;
- 11 prove di taglio diretto sulla muratura (share test)
- 7 prelievi di elementi lapidei di muratura e 11 prove di compressione in laboratorio
- 4 indagini indiretti sui giunti di malta

3.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali esistenti

Si riportano i risultati più significativi delle indagini condotte sulla muratura, sia nel suo complesso che sui suoi componenti.

Prove di penetrazione sui giunti di malta:

Elemento	Prove penetrometriche															Validità	P _d	f _m [MPa]	
	Valori														Media				
Padiglione A Piano terra - Parete perimetrale	533	550	630	670	674	733	760	780	821	835	898	914	927	1001	1140	791,1	SI	804,5	6,2
Padiglione D Piano terra - Parete perimetrale	678	741	754	778	803	825	854	855	901	921	963	986	986	1010	1303	890,5	SI	886,5	6,8
Padiglione Ingresso Piano terra - Parete perimetrale	514	577	642	634	701	755	764	799	841	931	936	974	988	1098	1123	821,8	SI	837,7	6,4
Padiglione Servizi Piano terra - Parete perimetrale	459	523	593	595	673	680	739	744	775	787	970	981	1057	1111	1756	829,5	SI	782,5	6,0

Resistenza a compressione f_m = 6 MPa

Prove di taglio dirette:

Studio di Ingegneria Roberto Ballardini Via Treves, 40 – 40135 Bologna Tel. 051-19984004 Fax 051-19984006 Email: studio@robertoballardini.it	Data: 24/03/2021	Pag. 9 / 40
---	---------------------	-------------

PROVA DI TAGLIO DIRETTO SU MURATURA (SHAVE-TEST)				
Prova	Identificazione	Tensione di rottura		Metodo
		[kg/cm ²]	[MPa]	
T1	Padiglione A - Piano terra - Parete perimetrale Muratura con mattoni e ricorsi di malta	10,0	0,98	B
T2	Padiglione B - Piano terra - Parete perimetrale. Muratura con mattoni e ricorsi di malta	10,1	0,99	B
T3	Padiglione C - Piano terra - Parete perimetrale. Muratura con mattoni e ricorsi di malta	10,6	1,04	B
T4	Padiglione D - Piano terra - Parete perimetrale. Muratura con mattoni forati e ricorsi di malta	8,7	0,86	B
T5	Padiglione Ingresso - Piano terra - Parete perimetrale. Muratura con mattoni e ricorsi di malta	7,4	0,72	B
T6	Padiglione Servizi - Piano terra - Parete perimetrale. Muratura con mattoni forati e ricorsi di malta	10,3	1,01	B
T7	Chiesa - Piano terra - Parete perimetrale Muratura con mattoni e ricorsi di malta	8,7	0,85	B

Tensione media di rottura 1.04 MPa

Prova di compressione sui mattoni:

RISULTATI PROVE DI RESISTENZA A COMPRESSIONE SU CAMPIONI DI LATERIZIO						
Sigla campione	Ubicazione	Dimensioni provino		Carico di rottura	Resistenza a compressione	
		Lato medio [mm]	Altezza media [mm]		[kg/cm ²]	[MPa]
PR1	Padiglione D - Piano terra Parete perimetrale - mattone pieno	55,0	59,0	33,43	113	11,1
		55,8	59,0	37,28	122	12,0
PR3	Padiglione A - Piano terra Parete perimetrale - mattone pieno	55,5	57,0	42,38	141	13,8
		55,6	57,0	45,42	150	14,7
PR4	Padiglione Ingresso - Piano terra Parete perimetrale - mattone pieno	55,3	58	41,25	138	13,5
		55,0	58	46,75	158	15,5

Resistenza a compressione: $f_m = 12 \text{ MPa}$

Prove con martinetto piatto per la determinazione del modulo elastic secante della muratura:

Studio di Ingegneria Roberto Ballardini Via Treves, 40 – 40135 Bologna Tel. 051-19984004 Fax 051-19984006 Email: studio@robertoballardini.it	Data: 24/03/2021	Pag. 10 / 40
---	---------------------	--------------

MODULO ELASTICO			
Prova	Identificazione	Modulo elastico secante	
		[kg/cm ²]	[MPa]
MD1	Padiglione A - Piano terra - Parete perimetrale Muratura con mattoni e ricorsi di malta	84674	8303,6
MD2	Padiglione B - Piano terra - Parete perimetrale Muratura con mattoni e ricorsi di malta	45745	4486,0
MD3	Padiglione C - Piano terra - Parete perimetrale Muratura con mattoni e ricorsi di malta	68721	6739,2
MD4	Padiglione D - Piano terra - Parete perimetrale Muratura con mattoni forati e ricorsi di malta	25842	2534,2
MD5	Padiglione Ingresso - Piano terra - Parete perimetrale Muratura con mattoni e ricorsi di malta	54950	5388,7
MD6	Padiglione Servizi - Piano terra - Parete perimetrale Muratura con mattoni forati e ricorsi di malta	91378	8961,1
MD7	Chiesa - Piano terra - Parete perimetrale Muratura con mattoni e ricorsi di malta	5902	578,7

Modulo elastico $E = 6739.2 \text{ MPa}$

Nelle analisi che seguiranno per la muratura esistente sono stati impiegati i valori da tabella C8.5.I delle NTC 2018 per le murature in mattoni pieni e malta di calce:

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

(*) Nella muratura a conci sbalzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{cm} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Tuttavia si ritiene che tali valori siano troppo cautelativi rispetto alla reale capacità resistente della muratura esistente, pertanto si introduce un fattore migliorativo che tenga conto della presenza di una malta di buone caratteristiche.

Al par. C8.5.3.1, in calce alla tabella C8.5.II, infatti si legge:

“Nel caso di muratura di mattoni si intende come “malta buona” una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0.35}$.”

Nel caso di queste murature si avrebbe un coefficiente migliorativo pari a: $f_m^{0.35} = 1.87$

tuttavia si preferisce applicare un **coefficiente migliorativo pari a 1.2**.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonaco armato (**)	Ristrutturazione armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{1/3}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

In conclusione per le murature esistenti vengono assunti i seguenti valori medi:

$$f_m = 4.14 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_0 = 0.108 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v0} = 0.24 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 1800 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 600 \text{ N/mm}^2$$

$$W = 18000 \text{ N/m}^3$$

3.4 Azioni sulla costruzione

3.4.1 Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche agli stati limite sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

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

Combinazione rara (SLE), impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione frequente (SLE), impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

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

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

	γ_{0j}	γ_{1j}	γ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0	0	0
Vento	0,6	0,2	0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0

3.4.2 Azioni nelle verifiche agli stati limite

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Studio di Ingegneria Roberto Ballardini Via Treves, 40 – 40135 Bologna Tel. 051-19984004 Fax 051-19984006 Email: studio@robertoballardini.it	Data: 24/03/2021	Pag. 14 / 40
---	---------------------	--------------

		Coeffic. g _F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	g _{G1}	0,9	1	1
	sfavorevoli		1,1	1,3	1
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	g _{G2}	0	0	0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
	sfavorevoli ma sicuri			1,3	
Carichi variabili	favorevoli	g _{Qi}	0	0	0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

3.4.3 Analisi dei carichi verticali

Riguardo ai carichi e ai sovraccarichi, si osserva che secondo la normativa attualmente vigente NTC2018, i carichi variabili per gli edifici ospedalieri a destinazione degenze ed ambulatori sono stati ridotti, passando ad una categoria. A e un valore di 200 kg/mq. Per tale motivo si è ritenuto più opportuno ripetere l'analisi di vulnerabilità dello stato attuale.

Per valutare la capacità portante dei solai e definire le masse sismiche sono stati considerati i seguenti carichi:

			NTC 2018	
Solaio Piano Terra	<u>Carichi Permanenti</u>	peso proprio solaio	190	kg/mq
		pavimento e sottofondo	80	kg/mq
		intonaco	50	kg/mq
		tramezze	80	kg/mq
		TOTALE PERMANENTI	400	kg/mq
	<u>Carichi Variabili</u>	Ospedali	200	kg/mq
Solaio Piano Tipo	<u>Carichi Permanenti</u>	peso proprio solaio	240	kg/mq
		pavimento e sottofondo	80	kg/mq
		intonaco	50	kg/mq
		tramezze	80	kg/mq
		TOTALE PERMANENTI	450	kg/mq
	<u>Carichi Variabili</u>	Ospedali	200	kg/mq
Solaio COPERTURA	<u>Carichi Permanenti</u>	peso proprio solaio	300	kg/mq
		manto di copertura tegole	50	kg/mq
		TOTALE PERMANENTI	350	kg/mq
	<u>Carichi Variabili</u>	Neve	120	kg/mq

Di seguito si riporta a titolo informativo l'aggiornamento dell'analisi dei carichi dal 1928 ad oggi, secondo le varie normative.

			PROGETTO ORIGINALE	NTC 2008	NTC 2018
			kg/mq		
Solaio Piano Terra	Carichi Permanenti	peso proprio solaio	190	190	190
		pavimento e sottofondo	80	80	80
		intonaco	25	50	50
		tramezze		60	80
	TOTALE PERMANENTI		295	380	400
	Carichi Variabili	Ospedali	250	300	200

Solaio Piano Tipo	Carichi Permanenti	peso proprio solaio	240	240	240
		pavimento e sottofondo	80	80	80
		intonaco		50	50
		tramezze		70	80
	TOTALE PERMANENTI		320	440	450
	Carichi Variabili	Ospedali	250	300	200

3.4.4 Azione della neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è stato valutato mediante:

$$q_s = m_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (3.3.7)$$

dove:

$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ (zona I - mediterranea, asl 200m)

$m_i = 0,8$ (copertura a due falde inclinazione copertura $0^\circ < \alpha < 30^\circ$)

$C_E = 1$ (topografia normale)

$C_t = 1$

quindi si ha:

$$q_s = m_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \times 1,5 \times 1,0 = 1,20 \text{ kN/mq}$$

3.4.5 Azione sismica

I parametri necessari all'inquadramento dell'opera e all'individuazione delle azioni agenti sulla struttura sono:

VITA NOMINALE V_N :

2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50 anni
---	---	---------

CLASSE D'USO C_u :

CLASSE IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti	$C_u = 2$
-----------	---	-----------

Studio di Ingegneria Roberto Ballardini Via Treves, 40 – 40135 Bologna Tel. 051-19984004 Fax 051-19984006 Email: studio@robertoballardini.it	Data: 24/03/2021	Pag. 17 / 40
---	---------------------	--------------

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA V_R :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \text{ anni}$$

3.4.5.1 Zona sismica:

L'intervento è ubicato in Via Altura 3 – Bologna (BO)

Coordinate geografiche: 44° 27' 49" N , 11° 23' 22"E

3.4.5.2 Pericolosità sismica

	SLO	SLD	SLV	SLC	
Tr	60	101	949	1950	periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica
ag	0.072	0.088	0.210	0.263	acc. orizzontale massima al suolo
Fo	2.481	2.473	2.435	2.451	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
Tc*	0.275	0.285	0.314	0.321	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Categoria di sottosuolo:

C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti
---	---

Condizioni topografiche:

T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$
----	---

3.4.5.3 Spettri di risposta in accelerazione

Spettri di progetto elastici:

Gli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali sono stati determinati secondo le seguenti espressioni:

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

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

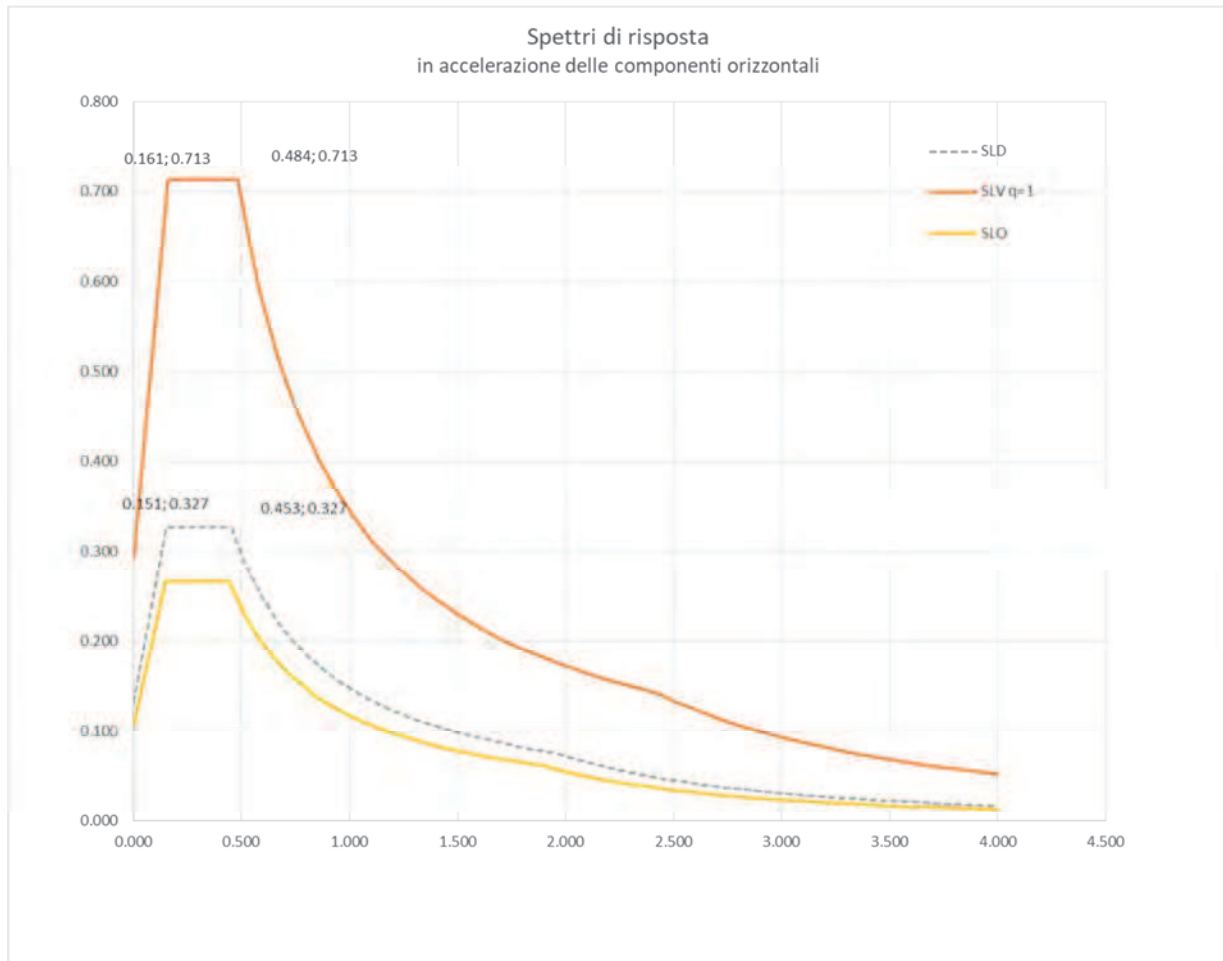
Studio di Ingegneria Roberto Ballardini Via Treves, 40 – 40135 Bologna Tel. 051-19984004 Fax 051-19984006 Email: studio@robertoballardini.it	Data: 24/03/2021	Pag. 18 / 40
---	---------------------	--------------

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \frac{T_c}{T}$$

$$T_c \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \frac{T_c T_D}{T^2}$$

$$T_D \leq T$$



3.5 Valutazione della sicurezza allo stato attuale

Al fine di valutazione quantitativamente l'entità delle azioni che gli elementi strutturali che compongono il fabbricato nello stato di fatto, è in grado di sostenere, si procede secondo tale sequenza:

- 1) Individuazione delle carenze strutturali caratterizzanti;
- 2) Implementazione modello di calcolo agli elementi finiti;
- 3) Individuazione dei principali meccanismi locali di collasso e relativi moltiplicatori di collasso;
- 4) Analisi di statica non lineare, con individuazione dei moltiplicatori critici di collasso;
- 5) Determinazione del livello di sicurezza attuale;

3.5.1 Identificazione delle carenze strutturali

Il fabbricato in esame ha conservato l'impianto originario costituito da paramenti murari di grosso spessore disposti nelle due direzioni. Gli ammorsamenti tra le murature sono stati rilevati essere in buono stato e di buona fattura, infatti tale circostanza è testimoniata dall'assenza di lesioni negli incroci di muro. Gli orizzontamenti risultano essere anch'essi in buono stato conservativo. Nel complesso il fabbricato possiede buone capacità resistenti alle azioni sismiche.

Si descrivono di seguito le principali carenze strutturali emerse dall'analisi della documentazione reperita e dei sopralluoghi svolti.

3.5.1.1 Solai di piano terra

Il solaio di piano terra è costituito da una soletta in c.c.a. monodirezionale, di spessore 8cm, armata solamente al lembo inferiore, appoggiata su travetti/nervature disposti a passo 160/180cm in base all'estensione del campo di solaio. In tale conformazione il collegamento tra gli orizzontamenti e le pareti murarie non è tale da offrire alcuna garanzia circa la resistenza alle azioni orizzontali.

Per i solai è possibile affermare che:

- 1) non sono in grado di svolgere la funzione di vincolo per la singola parete e quella di vincolo mutuo fra le diverse pareti che collegano al fine di evitare il ribaltamento delle pareti fuori dal piano;
- 2) non sono in grado di ridistribuire l'azione sismica tra le pareti.

Il primo aspetto risulta essenziale perché il rischio di ribaltamento fuori dal piano rappresenta la maggiore vulnerabilità dell'edificio in muratura. Ai fini della presente valutazione occorre prescindere da ogni capacità di

collegamento e distributiva dell'impalcato, con la conseguenza che le singole pareti sono da ritenersi libere di avere spostamenti orizzontali indipendenti le une dalle altre. Tale aspetto implica un esteso danneggiamento strutturale dei solai con conseguenze difficilmente prevedibili e che espone le pareti ortogonali al collasso fuori dal proprio piano.

Per la valutazione della sicurezza nei confronti delle azioni non-sismiche sono state condotte le verifiche agli SLU dei solai di piano, riscontrandone il soddisfacimento delle verifiche di resistenza sia a flessione che a taglio, ma con un livello di sicurezza troppo basso. Pertanto in fase di progetto si preferisce prevedere un intervento di consolidamento.

3.5.1.2 Solai di piano primo e secondo

I solai non possono essere considerati infinitamente rigidi nel proprio piano, infatti sebbene sia presente una soletta superiore, essa non è armata, ed inoltre non sono presenti i cordoli perimetrali in c.c.a. sulle murature d'ambito.

Il collegamento tra gli orizzontamenti e le pareti murarie non è tale da offrire alcuna garanzia circa la resistenza alle azioni orizzontali. Valgono le stesse considerazioni espresse per il solaio di piano terra.

Per la valutazione della sicurezza nei confronti delle azioni non-sismiche sono state condotte le verifiche agli SLU dei solai di piano, riscontrandone il soddisfacimento delle verifiche di resistenza sia a flessione che a taglio.

3.5.1.3 Solaio di sottotetto

Il rilievo dell'orizzontamento di sottotetto ha restituito due differenti tipologie:

- Solaio latero-cemento analogo a quelli di piano secondo, senza soletta superiore ripartitrice in c.c.a. né cordoli perimetrali in sommità alle pareti murarie;
- Solaio non portante costituito da travetti in acciaio a cui sono appesi tavelloni in laterizio intonacati.

Per il solaio latero-cemento valgono le considerazioni scritte al capitolo precedente.

Per il solaio non portante si riscontra importante carenza strutturale causata dalla presenza di elementi a comportamento fragile.

3.5.1.4 Copertura

Il coperto risulta essere di epoca moderna, in sostituzione dell'originale coperto in legno; è realizzato con travi reticolari miste acciaio-clt tipo REP a sostegno di solaio latero-cemento; sul perimetro del fabbricato è stato inoltre realizzato cordolo in c.c.a.. L'intervento è databile nel periodo del 1992-1996. Gli elementi strutturali che

costituiscono il coperto sono verificati alle azioni non sismiche. Il cordolo perimetrale in c.c.a. risulta essere appoggiato in testa alle murature ed in alcuni tratti è di altezza imponente (140cm circa). La presenza di tale elemento di massa considerevole in sommità al fabbricato genera, in caso di evento sismico, un'azione orizzontale importante, che in assenza di un collegamento tra il coperto e le murature d'ambito, non si trasmette a queste ultime, determinando una vulnerabilità significativa.

3.5.1.5 Strutture di fondazione

Durante le attività conoscitive del fabbricato si è ritenuto necessario effettuare un sondaggio a carico della fondazione al di sotto di una delle pareti murarie interne con l'intento di verificarne sia lo stato di conservazione che la conformazione. È emerso che le fondazioni sono di tipo diretto, costituite da travi in c.c.a. collocate ad una profondità di circa 150cm dal piano di campagna attuale. Lo stato di conservazione è buono.

L'orizzontamento di calpestio del piano sotterraneo è semplicemente costituito da una soletta appoggiata sul terreno, di spessore contenuto. Le criticità riscontrate in questo ambito riguardano l'assenza di un efficace ritegno contro le spinte del terreno e l'assenza di un orizzontamento rigido a livello del piano campagna che funga anche da collegamento tra le murature.

3.5.1.6 Giunto strutturale con il camminamento esterno

Il fabbricato in esame risulta essere isolato su tre fronti e in adiacenza al camminamento storico su un fronte. Il giunto presente non è adeguato agli spostamenti attesi per i due edifici, pertanto possono verificarsi fenomeni di martellamento, che in caso di evento sismico possono determinare il crollo parziale di uno dei due.



3.5.1.7 Rimaneggiamenti subiti nel corso della passata vita utile del fabbricato

Durante le attività conoscitive del fabbricato è emerso che nel corso degli anni, sono stati effettuati rimaneggiamenti sull'impianto originario del fabbricato, quali la realizzazione di tracce impiantistiche o la realizzazione di aperture non allineate e sprovviste di idonee cerchiature.

Su numerosi pannelli murari si è intervenuto per realizzare tracce impiantistiche, che hanno inficiato la continuità materica dei pannelli stessi, determinando una riduzione sensibile della loro capacità resistente alle azioni di tipo sismico. Tali carenze strutturali sono state implementate nel modello di calcolo, con l'intento di rendere una valutazione quanto più attinente possibile alla realtà.

3.5.2 Analisi dei meccanismi di collasso

La normativa vigente impone che la sicurezza della costruzione in muratura venga valutata sia nei confronti dei meccanismi locali, sia nei confronti dei meccanismi globali.

3.5.2.1 Modellazione locale – Analisi per macroelementi

L'assenza di collegamenti tra impalcati e maschi murari fa sì che questi ultimi si comportino come mensole a tutt'altezza. Ne discende che il comportamento di ciascun maschio murario è indipendente dal resto della struttura.

Vengono descritti di seguito i meccanismi di collasso locale che si sono ritenuti significativi analizzare per il caso di studio in esame. L'analisi di questi meccanismi si basa sulla trasformazione di una parte della costruzione (detto macroelemento) in un sistema labile (catena cinematica) attraverso l'individuazione di corpi rigidi in grado di ruotare o scorrere tra loro, definiti da piani di frattura ipotizzabili sulla base della scarsa resistenza a trazione della muratura.

Si assumono le seguenti ipotesi:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento fra i blocchi;
- resistenza infinita a compressione della muratura.

Ai blocchi che compongono la catena cinematica si applicano le seguenti forze:

- i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro;

- i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale);
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- eventuali forze esterne;
- eventuali forze interne.

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

3.5.2.1.1 Tipologie di meccanismo locale

a) RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE

Il meccanismo che comporta il ribaltamento semplice di parete è un meccanismo fuori piano che si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di parete rispetto ad assi orizzontali posti secondo la modalità mostrata nella figura sottostante.



Si caratterizza per l'assenza di vincolo in sommità e assenza di collegamento alle pareti ortogonali.

b) RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. E' il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di pareti sottostanti la copertura, secondo lo schema mostrato nella figura sottostante.



c) FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA A PIU' PIANI

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano. Le condizioni di vincolo della parete sono caratterizzate dalla carenza di collegamento alle pareti ortogonali e dal contemporaneo realizzarsi di un efficace trattenimento in testa alla parete. Le carenze e le vulnerabilità associate al meccanismo sono la snellezza eccessiva delle pareti, la presenza di spinte orizzontali localizzate come archi e volte, di orizzontamenti intermedi mal collegati o la realizzazione di pareti a sacco o paramenti mal collegati. L'avvenuta attivazione di tale meccanismo si manifesta attraverso spancamenti e fuori piombo della parete, lesioni orizzontali e verticali, sfilamento delle travi degli orizzontamenti intermedi.



d) RIBALTAMENTO DEL CANTONALE

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolate libere, rispetto a una cerniera posta alla base dello stesso. Meccanismi di questo tipo sono frequenti in edifici che presentano spinte concentrate in testa ai cantonali dovute in particolar modo ai carichi trasmessi dai puntoni dei tetti a padiglione. Si ipotizza che il ribaltamento avvenga nella direzione di spinta del puntone e che il cinematismo sia definito dalla rotazione del macroelemento individuato intorno ad un asse perpendicolare al piano verticale che forma un angolo di 45° con le pareti convergenti nell'angolata e passante per la cerniera suddetta.



3.5.2.1.2 Criteri di verifica dei meccanismi locali

Verifica semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare)

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

in cui a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento, mentre il fattore di struttura q è assunto pari a 2.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è

amplificata rispetto a quella del suolo. La verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

dove si deve tenere conto che lo spettro di risposta è riferito alla probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento. La verifica è pertanto soddisfatta se:

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right)$$

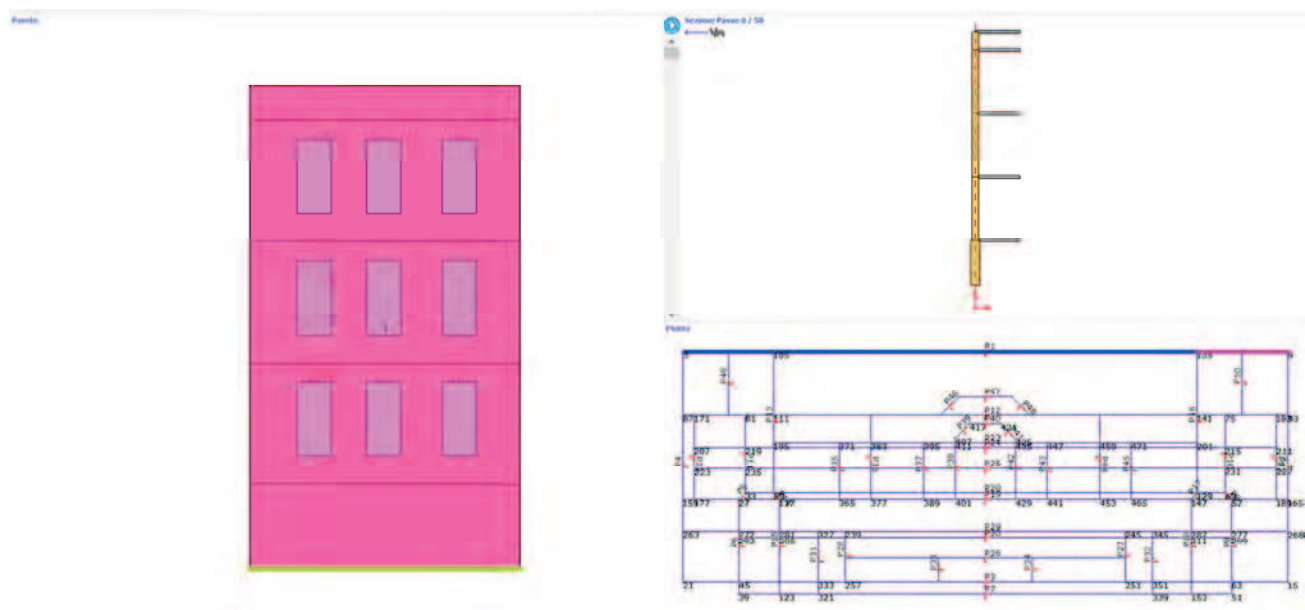
3.5.2.1.3 Risultati delle verifiche dei meccanismi locali

Dal momento che l'analisi dell'edificio non ha portato alla luce la presenza di lesioni sugli elementi murari, sono stati assunti 3 macroelementi che si ritiene possano riassumere con buona approssimazione il comportamento della costruzione soggetta ad azioni fuori dal piano.

MACROELEMENTO 1

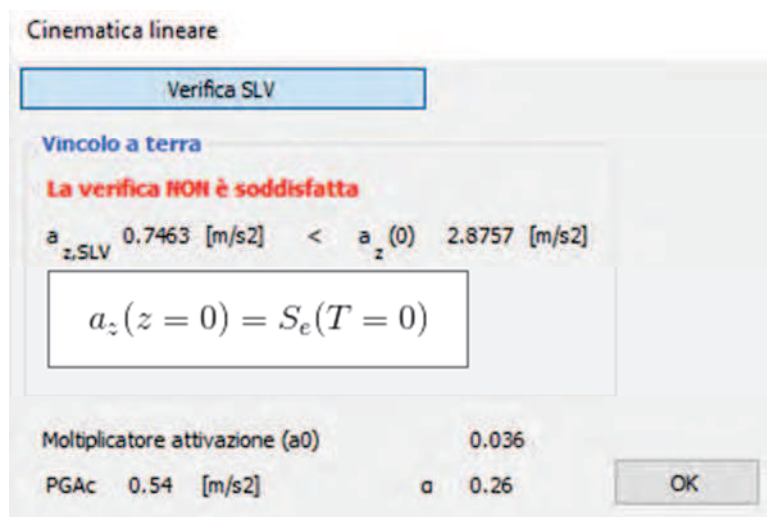
Di seguito viene analizzato il macroelemento 1 assunto in corrispondenza del PROSPETTO SUD

Il meccanismo consiste nel RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE secondo una rotazione attorno ad una cerniera cilindrica posta alla base di essa a livello del piano terra. Vengono qui di seguito indicati il macro elemento e la sua posizione in pianta, sezione e prospetto:



ANALISI CINEMATICA LINEARE

Il software di calcolo 3muri procede all'analisi cinematica lineare del meccanismo selezionato e restituisce i seguenti risultati:



Il rapporto capacità/domanda in termini di accelerazioni è:

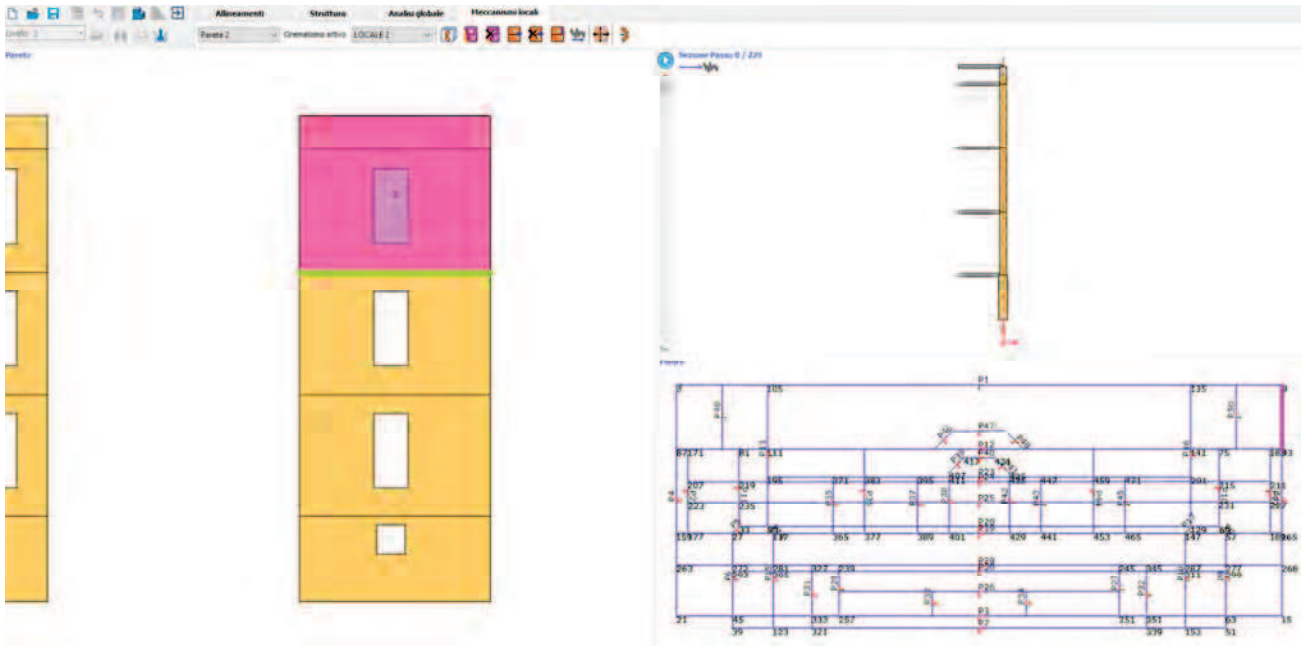
$$R = 0.26 < 1$$

NON VERIFICATO

MACROELEMENTO 2

Di seguito viene analizzato il macroelemento 2 assunto in corrispondenza del PROSPETTO EST

Il meccanismo consiste nel RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA secondo una rotazione attorno ad una cerniera cilindrica posta alla base di essa a livello del piano primo. Vengono qui di seguito indicati il macro elemento e la sua posizione in pianta, sezione e prospetto:



ANALISI CINEMATICA LINEARE

Il software di calcolo 3muri procede all'analisi cinematica lineare del meccanismo selezionato e restituisce i seguenti risultati:

Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra
La verifica NON è soddisfatta
 $a_{z,SLV} \ 1.4261 \ [m/s^2] < a_z(0) \ 2.8757 \ [m/s^2]$

$$a_z(z=0) = S_e(T=0)$$

Vincolo in quota
La verifica NON è soddisfatta
 $a_{z,SLV} \ 1.4261 \ [m/s^2] < a_z(z) \ 6.4797 \ [m/s^2]$

$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004 \xi^2}$$

Moltiplicatore attivazione (a_0) 0.075
 PGAc 0.45 [m/s²] α 0.22

OK ?

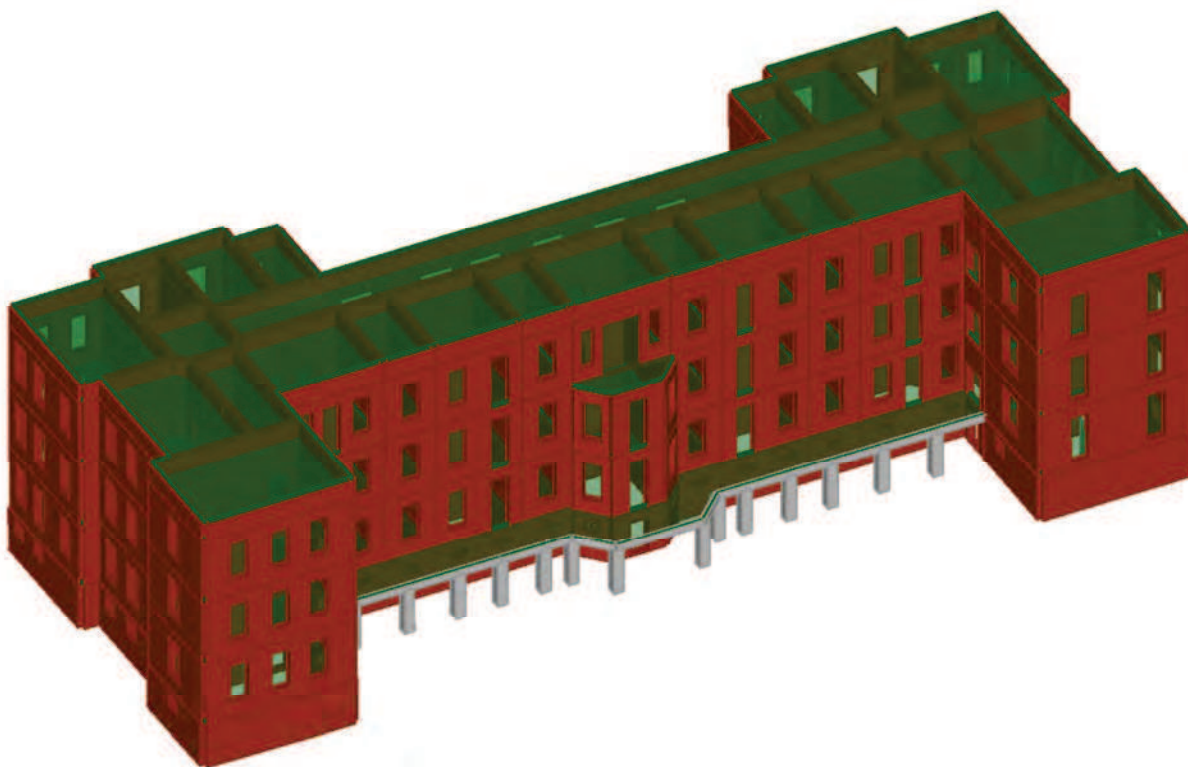
Il rapporto capacità/domanda in termini di accelerazioni è:

$$R = 0.22 < 1$$

NON VERIFICATO

3.5.2.2 Modellazione globale – Meccanismi d'insieme

Per la modellazione globale dell'edificio si è scelto di utilizzare il programma di calcolo non lineare "3Muri", che permette di considerare la deformabilità dei solai di piano così da considerare una distribuzione sismica realistica dei vari setti murari.



Vista 3D del modello: prospetto sul fronte posteriore

L'analisi della struttura è stata condotta mediante analisi statica non lineare equivalente, anche detta "pushover" o analisi incrementale a collasso, che consiste nella valutazione del comportamento sismico della struttura ed in particolare della capacità di spostamento allo stato limite ultimo, da confrontarsi con lo spostamento richiesto dal terremoto, valutato in termini spettrali. Grazie a questa metodologia di analisi, si applicano alla struttura particolari

distribuzioni di forze statiche orizzontali fino al raggiungimento della condizione non lineare ed infine al collasso. Il risultato dell'analisi sarà rappresentato da una curva taglio alla base – spostamento (di un punto ritenuto significativo del comportamento globale) che permetterà di caratterizzare il sistema sismico resistente. Tali curve intendono rappresentare l'involuppo dei cicli di isteresi prodotti durante la simulazione del sisma e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post elastico della struttura, in cui la capacità viene confrontata con la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

L'analisi pushover viene svolta valutando la risposta della struttura in esame sottoposta a due sistemi di forze:

1. un sistema di forze verticali, associate ai carichi gravitazionali quali pesi propri e sovraccarichi (permanenti o accidentali);
2. un sistema di forze orizzontali distribuite ad ogni livello della costruzione che, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le masse, vengono tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura, fino al collasso della stessa.

Tali forze vengono applicate all'altezza dei solai di piano, secondo due distinte distribuzioni:

- forze proporzionale alle masse;
- forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare.

La scelta di considerare questa distribuzione delle forze laterali viene fatta per ricreare in modo realistico la distribuzione delle forze d'inerzia presenti durante il sisma. Infatti dai risultati di analisi dinamiche non-lineari si è visto che distribuzioni di forze proporzionali al primo modo colgono meglio la risposta dinamica fin tanto che la struttura rimane in campo elastico, mentre quando si raggiungono grandi deformazioni, la risposta può essere meglio rappresentata da distribuzioni di forze proporzionali alle masse. Le forze statiche orizzontali vengono opportunamente spostate rispetto ai baricentri di massa dei solai per tener conto dei valori di eccentricità accidentale, che si assumono pari, per ciascuna direzione di applicazione dell'azione sismica e per ciascun piano a $\pm 5\%$ della dimensione massima dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica, come quanto indicato nelle NTC (§ 7.2.6).

Il numero di analisi statiche non lineari effettuate, considerando l'eccentricità, corrisponde a $16/2 = 8$ versi di carico, dovendo assumere 2 direzioni per 2 eccentricità per 2 distribuzioni di forze sismiche. Il numero delle prove salirebbe a 24 se si considerasse anche nulla l'eccentricità. L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi prosegue

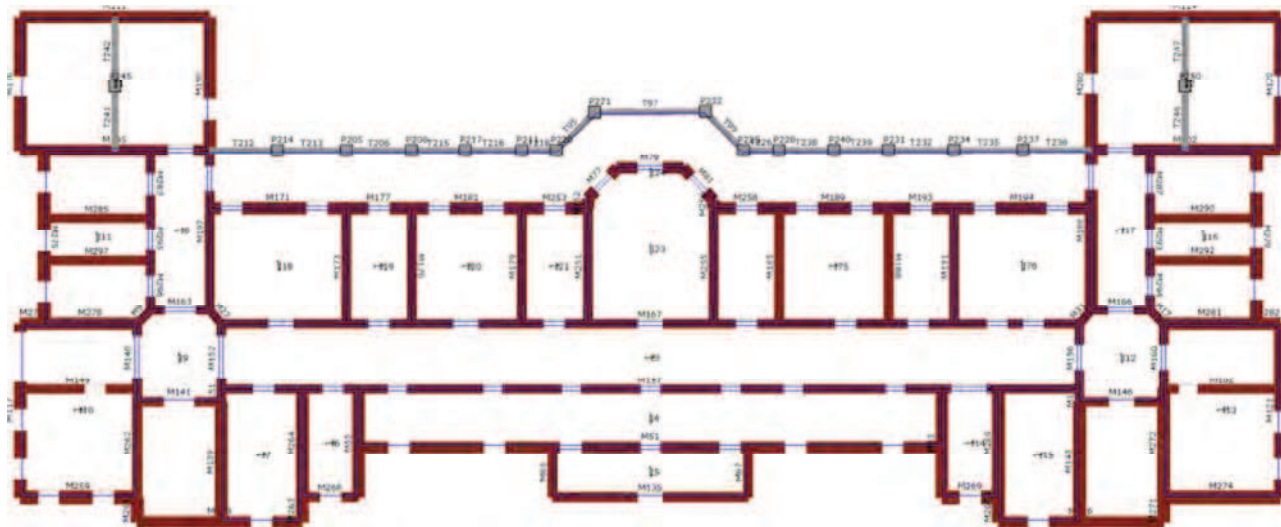
fino a che non si verifica il decadimento del 20% del valore di picco di taglio. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato dalla determinata distribuzione di forze. Tale valore di spostamento costituisce il valore ultimo di spostamento offerto dall'edificio al sisma. Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio all'ultimo livello, detto nodo di controllo. La normativa richiede il tracciamento di tale curva di capacità bi-lineare di un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una prima retta che passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta dovrà essere parallela all'asse degli spostamenti in maniera tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente. La determinazione della curva di capacità del sistema reale così definita permette di passare alla bilatera associata al sistema equivalente, nota la quale, viene identificato il periodo del sistema equivalente ad un grado di libertà, il cui comportamento permette di individuare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati in normativa, per lo SLU e lo SLD. La modellazione dell'edificio è stata realizzata mediante l'utilizzo di pareti cui si attribuisce il ruolo di elementi resistenti, nei riguardi sia dei carichi verticali sia orizzontali. Agli orizzontamenti invece si riconosce il ruolo di riportare i carichi verticali agenti sugli stessi alle pareti e di ripartire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza in quanto viene trascurato il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano.

La modellazione dell'edificio è stata realizzata mediante l'utilizzo di pareti cui si attribuisce il ruolo di elementi resistenti, nei riguardi sia dei carichi verticali sia orizzontali. Agli orizzontamenti invece si riconosce il ruolo di riportare i carichi verticali agenti sugli stessi alle pareti e di ripartire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza in quanto viene trascurato il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano.

Il programma di calcolo crea automaticamente la "mesh" in cui vengono determinate le porzioni di muratura, maschi murari e fasce di piano, in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento, e che vengono discretizzate in macroelementi finiti bidimensionali a due nodi con 3 gradi di libertà per nodo (due spostamenti nel piano e una rotazione attorno all'asse y) e 2 gradi di libertà aggiuntivi per nodo. Le rimanenti porzioni di parete vengono considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi. Pur coinvolgendo elementi di superficie, il comportamento dei macroelementi può essere reso equivalente ad una

serie di elementi lineari che collegati tra loro creano uno schema a telaio equivalente che consente di ben rappresentare il comportamento delle strutture in muratura.

La definizione della geometria del modello è stata eseguita sulla base delle piante dell'edificio elaborate in Autocad e importate nel programma di calcolo 3Muri in formato dxf, rispecchiando la geometria reale della struttura.



Livello piano sotterraneo

Il calcolo della struttura viene eseguito automaticamente impostando alcuni parametri di calcolo quali la direzione del sisma (+X,+Y,-X,-Y) da prendere in esame, la distribuzione delle forze sismiche (proporzionale alle masse o al primo modo di vibrare) e la scelta del nodo di controllo. La definizione di un nodo di controllo è obbligatoria per effettuare il calcolo e si è deciso di effettuare la scelta in corrispondenza dell'ultimo livello della struttura. In questo modo la curva di capacità è stata tracciata in base allo spostamento del solo nodo di controllo. Un ulteriore parametro da abilitare per il calcolo delle analisi è l'eccentricità accidentale del centro di massa rispetto al centro delle rigidità, calcolate in modo automatico secondo le prescrizioni normative e pari per ciascun piano a $\pm 5\%$ della dimensione massima dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Secondo le indicazioni da normativa, viene eseguita la seguente verifica:

- Stato Limite Ultimo – Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

$$D_{max} \leq D_u$$

Avendo indicato con:

D_{max} lo spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico;
 D_u lo spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva pushover di un valore pari al 20% di quello massimo, con la condizione che il valore di $q^* < 3$, dove q^* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente (limitazione in duttilità del sistema).

- Stato Limite di Esercizio – Stato Limite di Danno (SLD):

$$D_{max}^{SLD} \leq D_d$$

Sono stati adottati i parametri non fessurati della muratura, in quanto al momento dell'analisi l'edificio non presenta crepe e fessure. I solai sono stati modellati come non adeguatamente ammortati nelle pareti.






3.5.2.3 Verifiche

A partire da geometria ed oggetti strutturali inseriti, vengono ricavati i dati per l'analisi secondo il modello 3Muri, cioè il telaio equivalente. Il risultato di questa analisi è la presentazione di una mesh che schematizza maschi e fasce. Il passo successivo riguarda l'analisi non lineare che consiste nell'aumentare in modo monotono i carichi e ricavare lo spostamento orizzontale della struttura. Superando un valore convenzionale di spostamento, calcolato automaticamente, si considera la struttura collassata e si può costruire la curva Forza orizzontale – Spostamento orizzontale, che rappresenta la “Curva di capacità offerta”, cioè il comportamento della struttura al variare dei carichi orizzontali (questa curva è indipendente dal terremoto, essendo una caratteristica intrinseca della struttura, funzione solo di geometria e di resistenza del materiale).

Il programma prevede 24 condizioni di carico e quindi 24 pushover per tener conto del sisma secondo X ed Y nei due versi e delle eccentricità accidentali. In questa fase viene eseguito il calcolo con la normativa scelta. La distribuzione delle forze sismiche è proporzionale alle masse o al primo modo di vibrare. La curva di capacità portante può essere tracciata riferendosi allo spostamento di uno specifico nodo di controllo o allo spostamento medio di piano.

La tabella seguente riporta la lista delle analisi riassuntiva dei risultati effettuati dal programma: l'edificio risulta verificato se per tutte le direzioni il coefficiente α_u risulta >1 .

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	a SLV	a SLD
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0.00	2.99	5.18	2.39	1.13	0.98	1.253	0.899
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0.00	3.93	4.73	3.30	1.67	0.90	0.908	0.572
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0.00	3.13	5.17	2.39	1.20	0.90	1.254	0.776
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0.00	4.01	4.35	3.32	1.72	0.90	0.905	0.553
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0.00	3.29	5.17	2.36	1.22	0.90	1.272	0.763
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0.00	4.04	3.90	3.34	1.67	0.80	0.898	0.524
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0.00	2.95	5.10	2.14	1.03	0.90	1.405	0.870
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0.00	3.82	5.10	2.78	1.53	0.90	1.078	0.629
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	126.83	2.92	5.03	2.43	1.10	0.80	1.235	0.766
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-126.83	3.10	5.18	2.42	1.19	0.90	1.240	0.789
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	126.83	3.81	4.50	3.34	1.61	0.96	0.898	0.644
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-126.83	4.02	4.73	3.31	1.72	0.90	0.907	0.552
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	126.83	3.04	5.10	2.40	1.16	1.00	1.249	0.897
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-126.83	3.18	5.17	2.38	1.23	0.90	1.260	0.755
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	126.83	3.92	4.35	3.31	1.67	0.90	0.905	0.574
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-126.83	4.09	4.72	3.30	1.76	1.10	0.910	0.653
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	316.33	2.71	2.55	2.36	0.93	0.70	0.951	0.797
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-316.33	3.74	6.15	2.53	1.48	1.00	1.187	0.708
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	316.33	3.61	2.17	3.22	1.44	0.70	0.640	0.547
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-316.33	4.64	3.97	3.53	2.00	1.00	0.850	0.528
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	316.33	2.54	0.98	2.16	0.82	0.70	0.512	0.853
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-316.33	3.45	5.55	2.28	1.31	1.00	1.314	0.784
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	316.33	3.32	1.50	2.65	1.26	0.80	0.523	0.688
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-316.33	4.38	5.48	3.05	1.85	1.10	0.983	0.629

Legenda colori	
	Verificato
	Non verificato
	Mancato decadimento
	Non converge a p.p.
	Analisi più gravosa

Come si può vedere alcune delle analisi svolte per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risultano soddisfatte.

L'edificio nel complesso risulta essere in grado di sopportare un'azione sismica inferiore a quella di progetto, in quanto l'indicatore del rischio di collasso risulta <1 e più precisamente pari a:

$$a_{SLV} = 0,512.$$

3.6 CONCLUSIONI

Sulla base dei risultati ottenuti è possibile concludere che:

- 1) l'assenza di collegamenti tra solai e pareti murarie favorisce l'attivazione dei meccanismi locali (ribaltamento pareti fuori dal piano), nei confronti dei quali l'edificio risulta significativamente vulnerabile. Il minimo coefficiente ζ_E risulta essere pari a

$$\zeta_E = 0,22 \text{ limitatamente ad un possibile ribaltamento monolitico di parete}$$

- 2) Gli orizzontamenti di piano non risultano verificati nei confronti dei carichi verticali di tipo statico;
- 3) nei confronti dei meccanismi globali (che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari nel loro piano) l'edificio risulta essere non in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC2018 secondo il grado di sicurezza richiesto dalle stesse. Il minimo coefficiente ζ_E risulta essere pari a

$$\zeta_E = 0,512$$

Il livello di sicurezza associato alla porzione di fabbricato in esame, quantificabile con 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 è pari a:

$$\zeta_E = 0,22$$

4. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO

L'intervento che si propone si configura come "Intervento di miglioramento sismico" ai sensi del par. 8.4.2 delle NTC2018, infatti la serie di azioni che saranno intraprese consentono di ottenere un incremento del livello di sicurezza sismica maggiore di 0.447 e valori di $\zeta_E = 0.667 > 0.6$. In particolare il dimensionamento degli interventi previsti è orientato ad ottenere una sicurezza sismica intorno al 70%, sicuramente superiore al 60%.

Si rimanda agli elaborati grafici strutturali in ALLEGATO 3, per una chiara lettura di ciascun intervento.

4.1 Risoluzione delle carenze strutturali alle azioni statiche

Si prevede la demolizione del solaio di sottotetto e la sua ricostruzione in carpenteria metallica e lamiera grecata collaborante, dimensionata in modo da realizzare un calpestio utilizzabile almeno per la sola manutenzione (50kg/mq di carico variabile).

Si prevede il rinforzo del solaio di piano terra attraverso la posa di travi in acciaio a ridurre la luce delle solette in c.c.a. esistenti, in modo da ridurre il carico agente su di essa e sulle nervature, innalzando l'attuale livello di sicurezza.

4.2 Risoluzione delle vulnerabilità locali

Le vulnerabilità locali si ritengono annullate grazie all'introduzione di connessioni tra gli orizzontamenti di piano e le murature d'ambito. Queste connessioni tutelano il comportamento scatolare dell'edificio ed impediscono meccanismi di collasso fuori dal piano delle murature perimetrali. Queste connessioni si esplicano attraverso la realizzazione di una soletta in calcestruzzo alleggerito a γ 1600 kg/mc, armata nelle due direzioni e con tasselli di collegamento alle murature d'ambito. Queste solette vengono realizzate senza aggravio dei carichi statici attualmente presenti, infatti la soletta viene realizzata in sostituzione degli attuali massetti.

A livello del solaio di copertura si rende necessario prevedere un intervento di collegamento dei cordoli in c.c.a. alle sottostanti murature in modo che l'orizzontamento di copertura traferisca le azioni orizzontali di tipo sismico alle murature. Tale connessione si intende realizzata posando piastre in acciaio disposte con andamento diagonale e tassellate sia alla muratura che ai cordoli in c.c.a..

4.3 Annullamento dei fenomeni di martellamento

I fenomeni di martellamento nel fabbricato analizzato si esplicano esclusivamente con il camminamento coperto per la presenza di un giunto non adeguato alle attuali richieste normative. Il camminamento risulta essere costituito da pareti in c.c.a. che partono dalla fondazione fino alla soletta monodirezionale in c.c.a. di calpestio del piano terra, in elevazione è formato da doppi pilastri in c.c.a. che sostengono il solaio di calpestio del piano primo, anch'esso in soletta monodirezionale in c.c.a..

Gli spostamenti allo stato limite di salvaguardia vita richiesti per il fabbricato in esame sono:

$$D_{max} = 3.09 \text{ cm}$$

Pertanto il giunto sismico dovrà essere adeguato in modo da garantire il movimento di entrambe i fabbricati senza interazione tra di loro. Tale adeguamento non comporta modifiche sostanziali alla conformazione architettonica del camminamento ed avrà dimensioni contenute. L'intervento pensato prevede per gli orizzontamenti il semplice taglio del solaio in soletta in c.c.a. a distanza idonea, mentre per gli elementi in elevazione, la separazione dell'ultima colonna doppia.

4.4 Analisi dei meccanismi di collasso globali

Per la modellazione globale dell'edificio si è aggiornato il modello di calcolo agli elementi finite introducendo gli interventi migliorativi descritti e si è proceduto all'analisi static non lineare in analogi a quanto fatto per analizzare lo stato di fatto.

La tabella seguente riporta la lista delle analisi riassuntiva dei risultati effettuati dal programma: l'edificio risulta verificato se per tutte le direzioni il coefficiente α_u risulta >1 .

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	α SLV	α SLD
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0.00	2.76	4.65	2.53	1.02	0.75	1.184	0.791
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0.00	3.49	3.64	3.42	1.44	0.75	0.876	0.579
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0.00	2.84	4.12	2.46	1.06	0.80	1.220	0.802
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0.00	3.63	2.96	3.43	1.51	0.80	0.828	0.578
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0.00	2.59	2.77	2.33	0.88	0.65	1.058	0.775
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0.00	3.33	2.25	3.02	1.30	0.70	0.712	0.603
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0.00	2.40	2.81	2.16	0.77	0.60	1.135	0.779
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0.00	3.09	3.71	2.65	1.16	0.70	1.133	0.657
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	126.83	2.70	4.61	2.55	0.99	0.70	1.177	0.764
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-126.83	2.81	4.69	2.52	1.05	0.83	1.189	0.854
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	126.83	3.44	3.56	3.43	1.41	0.79	0.874	0.627
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-126.83	3.69	3.56	3.37	1.54	0.75	0.889	0.528
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	126.83	2.82	3.71	2.46	1.05	0.75	1.217	0.760
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-126.83	2.96	4.27	2.44	1.12	0.85	1.229	0.799
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	126.83	3.53	2.96	3.46	1.46	0.75	0.852	0.569
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-126.83	3.69	3.00	3.43	1.54	0.80	0.826	0.564
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	316.33	2.35	1.91	2.32	0.77	0.55	0.852	0.760
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-316.33	2.77	2.66	2.51	0.99	0.70	0.967	0.770
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	316.33	3.03	1.87	2.99	1.15	0.60	0.667	0.600
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-316.33	3.50	2.62	3.20	1.40	0.75	0.774	0.602
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	316.33	2.25	1.50	2.17	0.70	0.55	0.742	0.794
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-316.33	2.63	3.34	2.29	0.90	0.65	1.221	0.753
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	316.33	2.86	1.88	2.65	1.05	0.60	0.707	0.637
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-316.33	3.37	3.75	2.91	1.32	0.70	1.032	0.587

Legenda colori	
	Verificato
	Non verificato
	Mancato decadimento
	Non converge a p.p.
	Analisi più gravosa

Come si può vedere alcune delle analisi svolte per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risultano soddisfatte.

L'edificio nel complesso risulta essere in grado di sopportare un'azione sismica inferiore a quella di progetto, in quanto l'indicatore del rischio di collasso risulta <1 e più precisamente pari a:

$$\alpha_{SLV} = 0,667.$$

4.5 Conclusioni

Alla luce dei calcoli illustrati è possibile concludere che gli interventi progettati permettono di conseguire un evidente miglioramento sismico della struttura tale per cui:

- 1) Nei confronti dei meccanismi locali, viene considerevolmente aumentata la resistenza della struttura nei confronti dei meccanismi di ribaltamento fuori dal piano. Il minimo coefficiente ζ_E risulta essere superiore a 1.
- 2) Nei confronti dei meccanismi globali, la struttura è modellabile sulla base dell'ipotesi reale di solai collegati alle pareti verticali e risulta non essere in grado di sopportare le azioni sismiche di progetto che si utilizzerebbero nel progetto di una nuova costruzione. Il livello di sicurezza associato alla porzione di fabbricato in esame, è quantificabile in : $\zeta_E = 0,667$

Il miglioramento sismico conseguito è superiore al valore minimo previsto dalla normativa vigente e quantificabile in un incremento di 0.447.

Ing. Roberto Ballardini

Indagine sismica su suolo di fondazione per un centrale di refrigerazione

Località:

Via Altura, c/o Ospedale Bellaria
Bologna

Committente: S.T.I.A. Studio Tecnico di Ingegneria Applicata s.r.l.

Indagini e interpretazione a cura di:



dr. Geol. Silvia Castellaro
Via Asseggiano 234/A, 30174 Venezia
tel. 051 19985570, cell. 347 1856892

Data esecuzione indagini: 22/03/2010

INDICE

INDICE	2
PREMESSA.....	3
STRUMENTAZIONE IMPIEGATA	4
DEFINIZIONI.....	4
UBICAZIONE DELLE MISURE E ACQUISIZIONE DEI DATI.....	4
MASW e ReMi.....	6
MISURE IN CAMPO LIBERO A STAZIONE SINGOLA	8
PROCEDURA DI ANALISI DATI PER STAZIONI SINGOLE H/V	8
MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA DI SITO	12
CONCLUSIONI	16

PREMESSA

Sul terreno sul quale è prevista la costruzione di una centrale di refrigerazione presso l'Ospedale Bellaria (via Altura, Bologna) è stata condotta un'indagine sismica attiva e passiva, a stazione singola e multicanale, consistente in:

- 1) una prova attiva MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves, Park *et al.*, 1999, *Geophys.*, 64, 800-808),
- 2) una prova passiva ReMi (Refraction Microtremor, Louie, 2001, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 91, 347-364),
- 3) 3 acquisizioni del microtremore ambientale a stazione singola.

Le indagini effettuate permettono rispettivamente, nell'ordine in cui sono elencate sopra:

- a. di stimare la velocità delle onde di taglio (V_s) dei terreni a partire dalla velocità delle onde di superficie (Rayleigh nel caso del presente studio). La velocità delle onde di taglio è legata alla rigidità μ dei terreni tramite la formula: $\mu = \rho V_s^2$, dove ρ è la densità. Poiché la densità dei suoli varia relativamente poco con la profondità (almeno nelle prime decine di metri), dalla formula si evince che i valori di V_s sono i primi indicatori della rigidità di un terreno,
- b. di misurare le frequenze di risonanza dei terreni e, tramite opportuna inversione vincolata, di ricostruire una stratigrafia sismica,

Le prove 1) e 2) permettono la ricostruzione di una stratigrafia sismica monodimensionale (1D) 'media' sotto la sezione indagata mentre la prova 3) dà una risposta maggiormente locale rispetto alla verticale di misura (sono indicativamente visibili riflettori/variazioni di dimensioni maggiori di λ , secondo la legge $\lambda f = V$, dove λ è la lunghezza d'onda esplorante e f la frequenza dell'onda esplorante il sottosuolo).

Le indagini sono state eseguite in ottemperanza alle Norme Tecniche sulle Costruzioni (2008).

STRUMENTAZIONE IMPIEGATA

Per la sismica in array: si è impiegato un array digitale (*SoilSpy Rosina*, Micromed spa), collegato a geofoni verticali a frequenza propria di 4.5 Hz. La digitalizzazione del segnale avviene direttamente sui geofoni, il che elimina la possibilità di fenomeni di cross-talk lungo il cavo, migliorando il rapporto segnale-rumore. Le acquisizioni sono state condotte a frequenza di campionamento di 512 Hz.

Per la sismica passiva a stazione singola: le misure di microtremore ambientale sono state effettuate per mezzo di un tromografo digitale portatile progettato specificamente per l'acquisizione del rumore sismico. Lo strumento (*Tromino*[®], Micromed spa) è dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) ortogonali. I dati di microtremore ambientale, amplificati e digitalizzati a 24 bit equivalenti, sono stati acquisiti per 15-20 min in ciascun sito alla frequenza di campionamento di 128 Hz.

DEFINIZIONI

Il tipo di stratigrafia che le tecniche sismiche possono restituire si basa sul concetto di *contrasto di impedenza*. Per *strato* si intende cioè un'unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto di impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

UBICAZIONE DELLE MISURE E ACQUISIZIONE DEI DATI

Sismica in array: è stata dispiegata una serie di 8 geofoni, posti a distanza reciproca di 5.3 m lungo l'allineamento indicato in

Figura 1.

Le prove MASW e ReMi hanno sfruttato lo stesso allineamento di geofoni. Gli stendimenti sono stati dispiegati su superficie piana e la validità dell'assunto di sottosuolo a strati piani e paralleli alla base delle tecniche in array impiegate è stata verificata effettuando due registrazioni H/V in testa e in coda allo stendimento (TR1 e TR5).

Per la prova MASW si è energizzato in testa e in coda allo stendimento, ad una distanza di circa 3 m dall'ultimo geofono. La sorgente è costituita dalla caduta di un grave (salto dell'operatore). L'acquisizione è durata 2 secondi a partire dall'istante di superamento di soglia al geofono trigger.

Per ogni punto sono state effettuate 3 energizzazioni a titolo di confronto. Non si è volontariamente usato il segnale mediato (*stack*) per l'analisi.

Per la prova ReMi si è acquisito il microtremore sismico ambientale per 3 min consecutivi.

Sismica a stazione singola: le prove a stazione singola, denominate TR1, TR2, TR3 sono state ubicate come in

Figura 1. Tutti i siti risultano collocati su terreno naturale.

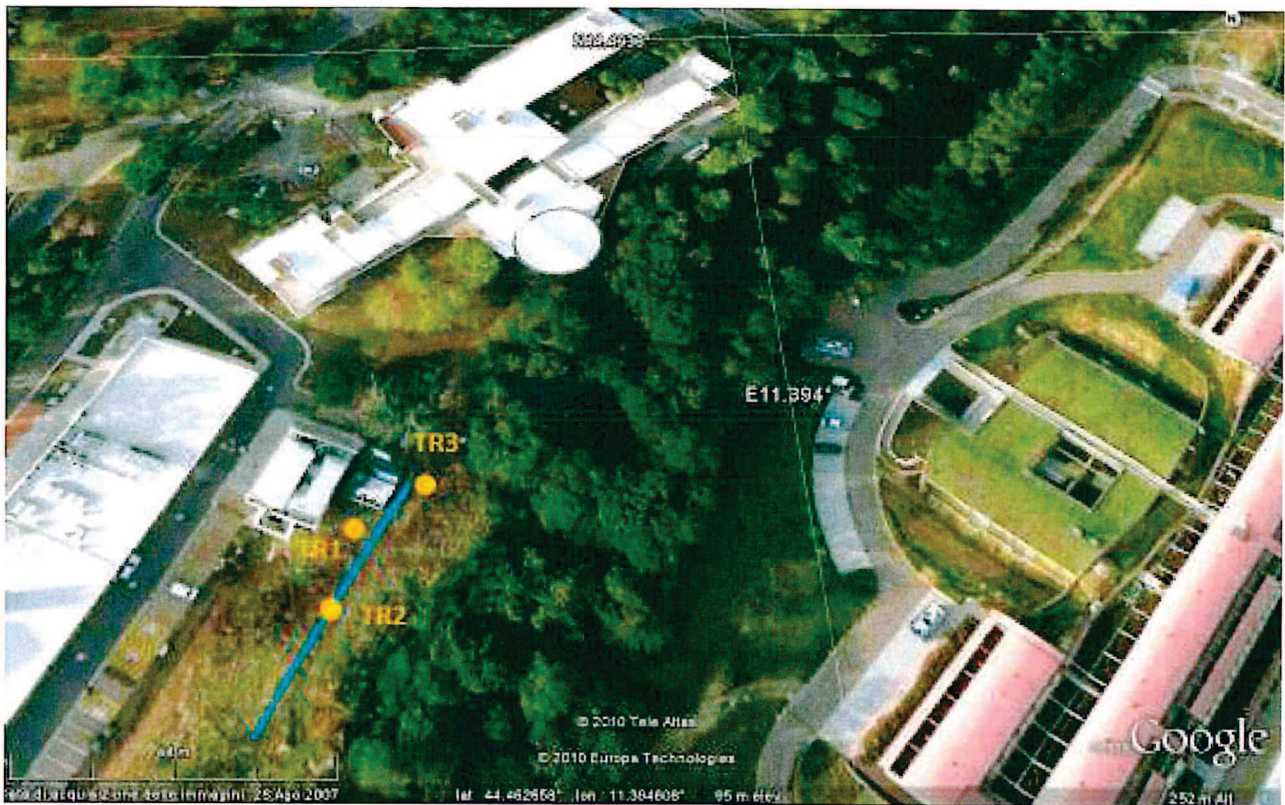


Figura 1. Ubicazione delle prove a stazione singola (cerchi gialli) e in array (linea azzurra). Foto da GoogleTM.

MASW e ReMi

Le due tecniche vengono presentate insieme stanti le similitudini di processing dei dati e dei risultati che possono fornire.

Le serie temporali multicanale ottenute da entrambe le tecniche sono state elaborate nel dominio frequenza-velocità di fase (slant-stack, e trasformata di Fourier) al fine di discriminare l'energia associata alle onde di Rayleigh. Nel caso della prova ReMi passiva l'analisi è stata effettuata su segmenti di 10 s di durata e tra tutti i segmenti si sono selezionati quelli che mostravano le velocità di fase minori.

Le curve di dispersione ottenute sono rappresentate in Figura 2 e Figura 3 dal grafico a contouring. Si osserva una segmentazione in diversi modi.

La curva di dispersione teorica che meglio approssima la curva sperimentale è rappresentata in azzurro in Figura 2 (primi 3 modi) ed è stata ottenuta per il modello di sottosuolo illustrato in Figura 6.

A partire dalla già citata legge fisica $\lambda f = V$ (ove λ è la lunghezza d'onda, f la frequenza e V la velocità) e considerato che la capacità di penetrazione nel sottosuolo di questi metodi in array è all'incirca $\lambda / 2$, si ottiene che in questo caso lo stendimento può dare informazioni fino a $260 \text{ m/s} / 4 \text{ Hz} / 2 \approx 30 \text{ m}$. La restante parte del modello di sottosuolo sarà derivata dal fit congiunto di prova H/V e prove in array.

Si ricorda che con questa tecnica si ottiene una stratigrafia *media* sotto l'intero stendimento e che localmente i valori differiscono da quelli citati.

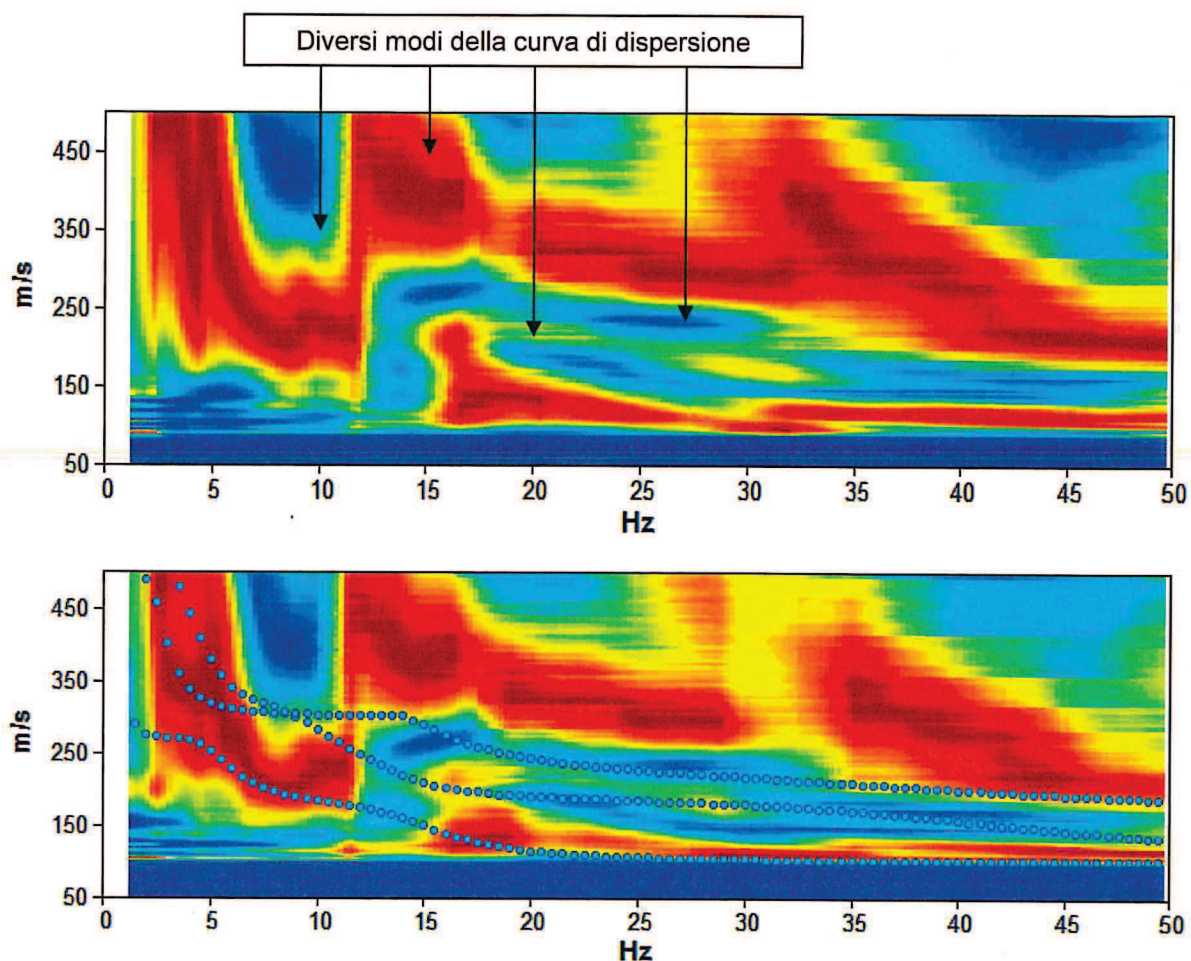


Figura 2. *Grafico a contour:* spettri di velocità di fase dell'onda di Rayleigh per lo stendimento MASW. Il limite inferiore della leggibilità di questa prova MASW è 4 Hz, che corrispondono a circa 30 m di profondità. *Linee azzurre:* primi 3 modi della curva di dispersione teorica per il modello di sottosuolo proposto per il sito. Il modello di sottosuolo è derivato dal fit congiunto delle prove in array e delle prove H/V.

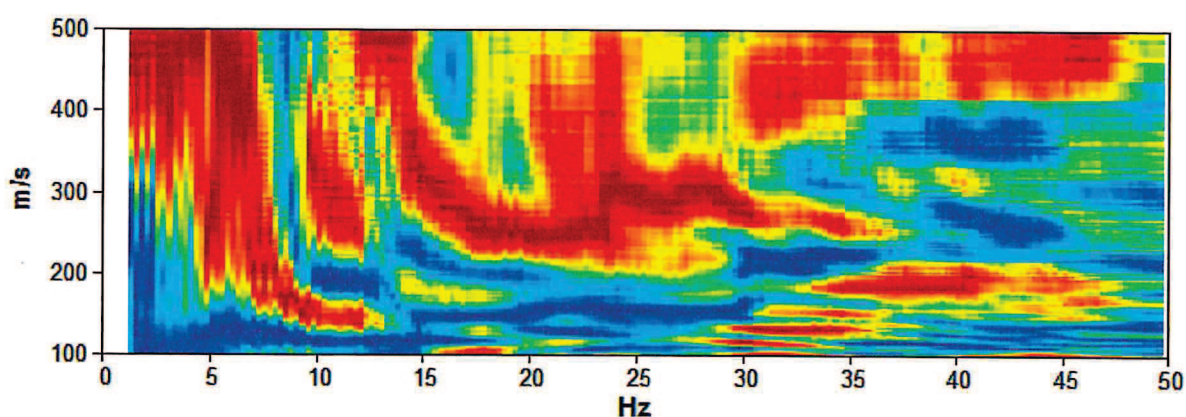


Figura 3. *Grafico a contour:* spettri di velocità di fase dell'onda di Rayleigh selezionati dalla prova ReMi.

MISURE IN CAMPO LIBERO A STAZIONE SINGOLA

PROCEDURA DI ANALISI DATI PER STAZIONI SINGOLE H/V

Dalle registrazioni del rumore sismico ambientale in campo libero sono state ricavate le curve H/V, secondo la procedura classica descritta per esempio in SESAME (2005) con parametri:

- ⇒ larghezza delle finestre d'analisi 20 s,
- ⇒ lisciamento secondo finestra triangolare con ampiezza pari al 10% della frequenza centrale,
- ⇒ rimozione dei transienti sulla serie temporale degli H/V.

In Figura 4 sono riportate le curve H/V registrate nei tre siti dalle quali emerge una sostanziale omogeneità in tutto il dominio di frequenze (profondità). In particolare si osserva amplificazione (risonanza) a 3.5 Hz, legata al contatto tra limi superficiali e sabbie gialle a 12-15 m di profondità. Questa risonanza va considerata come significativa anche se nei siti TR1 e TR2 l'ampiezza del picco non supera il valore di 2, comportando che alcuni dei test statistici sulla significatività del picco secondo le linee guida SESAME (2005, Tabella 2) non vengano superati. E' noto però che il criterio $H/V > 2$ non va considerato in presenza di inversioni di velocità (Castellaro e Mulargia, *Pure Appl. Geophys.*, 2009).

Nella curva H/V si osservano anche diversi picchi di origine antropica a frequenze superiori a 8 Hz. Questi sono legati ai disturbi indotti dalle centrali attive esistenti in prossimità del sito e non vanno considerati nell'analisi. Detti picchi sono comunque sovrapposti ad una debole risonanza di origine stratigrafica legata ad un contatto a bassa profondità (3-4 m, passaggio da limi argillosi a limi sabbiosi con ciottoli).

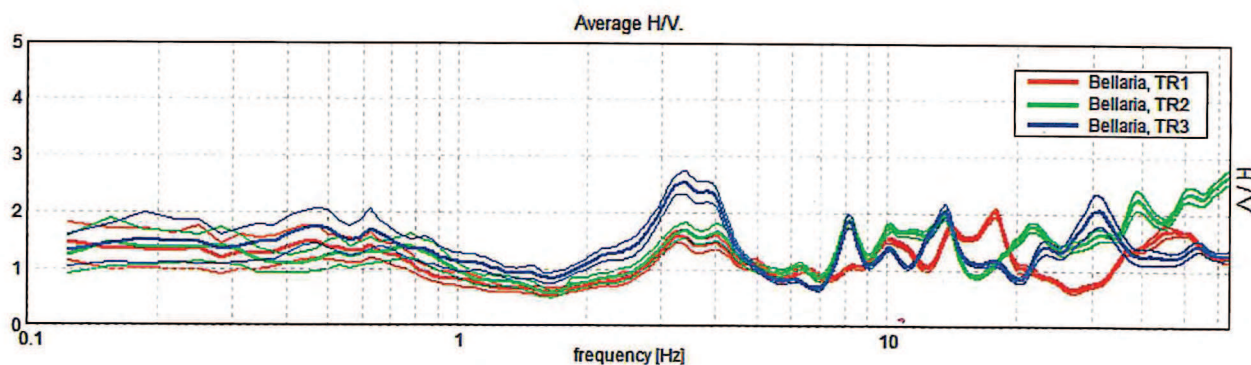


Figura 4. Confronto tra le curve H/V registrate nei punti TR1, TR2 e TR3. Si osserva una risonanza principale a 3.5 Hz e numerosi picchi di origine antropica sopra 8 Hz.

In Figura 6 si riporta il modello di sottosuolo in termini di Vs per il sito TR1. Tale modello è derivato dal fit congiunto della curva H/V e delle curve di dispersione da tecniche MASW e ReMi (Figura 2 e Figura 3). Il procedimento di fit impiegato è descritto in Castellaro e Mulargia, 2009, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 99, 761-773.

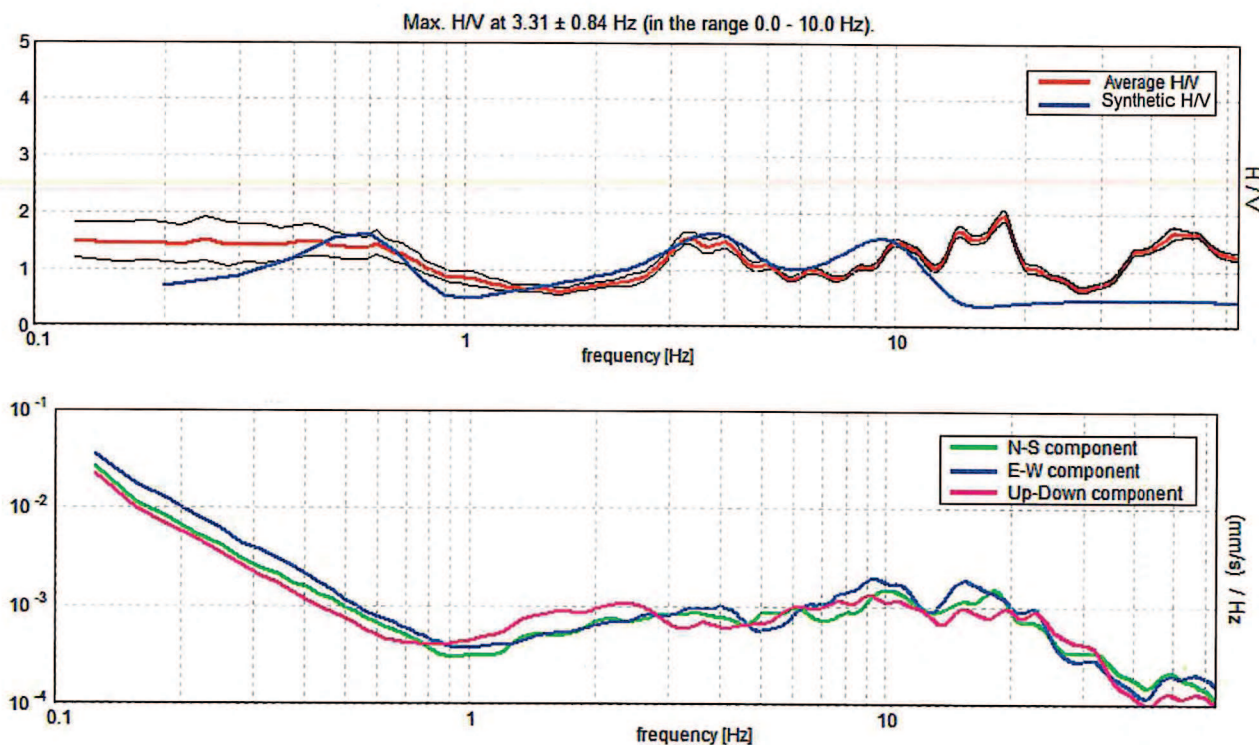


Figura 5. Sito TR1. *Alto:* curva H/V sperimentale (rosso) e teorica (blu) relativa al modello di sottosuolo per il sito in esame. *Basso:* spettri delle singole componenti del microtremore registrate nel sito.

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
3.00	3.00	110	0.35
16.00	13.00	220	0.35
36.00	20.00	350	0.35
126.00	90.00	300	0.35
inf.	inf.	600	0.35

$$Vs(0-30) = 240 \pm 50 \text{ m/s}$$

Tabella 1. Modello di sottosuolo per il sito in esame.

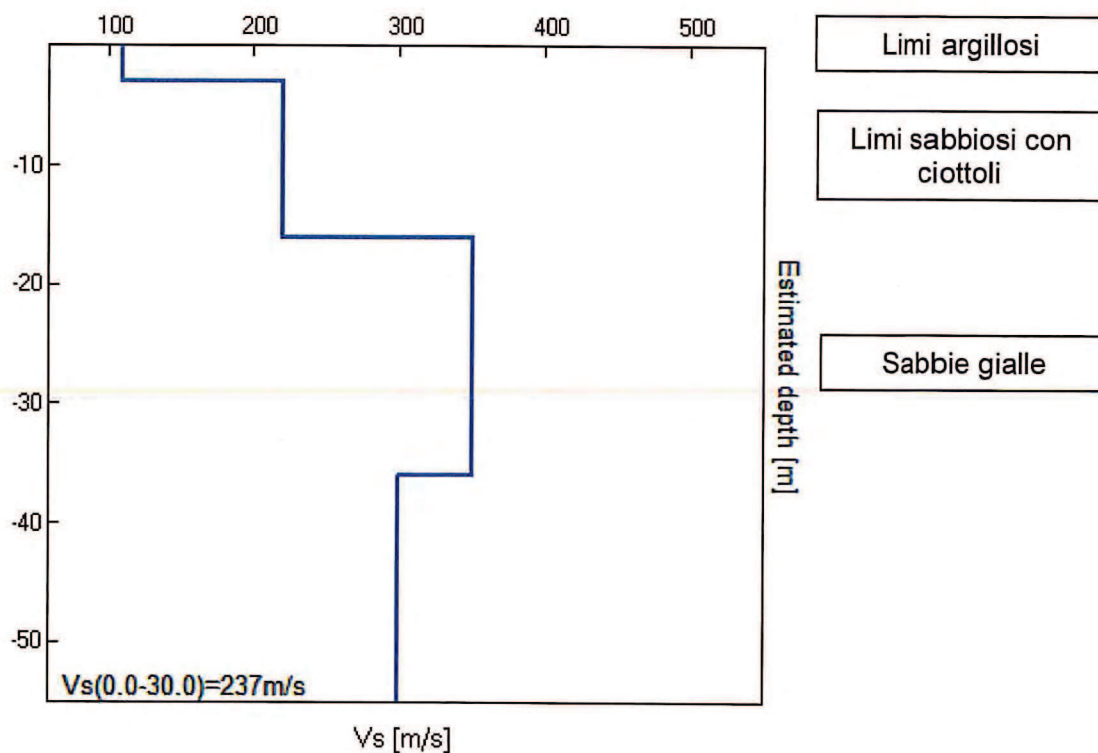


Figura 6. Modello di sottosuolo proposto per il sito.

Il valore di velocità delle onde di taglio nello strato omogeneo equivalente ai primi 30 m di profondità (V_{s30}) calcolato secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (2008) come:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s_i}}}$$

dove h_i e V_{s_i} sono spessori e velocità dei singoli strati, è in media nella zona indagata $V_{s30} = 240 \pm 50$ m/s (incertezza 1σ dell'ordine del 10%, cfr. Mulargia e Castellaro, 2009, *Seism. Res. Lett.*, 80, 985-989). La categoria di suolo di fondazione per il sito in esame è C.

Max. H/V at 3.31 ± 0.84 Hz (in the range 0.0 - 10.0 Hz).

Criteria for a reliable HVSR curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$3.31 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$3180.0 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 160 times	OK	

Criteria for a clear HVSR peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	2.313 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	$1.56 > 2$		NO
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.12529 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.41503 < 0.16563$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.0534 < 1.58$	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$

Freq.range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
Log $\theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Tabella 2. Esiti dei test statistici (SESAME, 2004) sulla significatività del picco fondamentale di risonanza del sito.

MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA DI SITO

Nel sito in esame è stata condotta la valutazione degli effetti sismici di sito di III livello, secondo le direttive pubblicate nell'atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000, in merito a "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" (2007). Analoga analisi è denominata "analisi attraverso accelerogrammi" nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (2008).

L'analisi di III livello prevede:

- 1) la definizione del modello geotecnico del sottosuolo attraverso indagini dirette o indirette (geofisiche),
- 2) la selezione di almeno 3 moti di input (terremoti "caratteristici") al bedrock,
- 3) il calcolo del moto del suolo atteso in superficie (spettro di accelerazione) e dello spettro di risposta elastico di una struttura posta su detto suolo e simulata come un oscillatore armonico semplice ad un grado di libertà e smorzamento del 5%.

PARTE 1: DEFINIZIONE DEL MODELLO DI SOTTOSUOLO

Il modello di sottosuolo al sito è stato ricostruito a partire dall'indagine geofisica presentata nelle pagine precedenti e dalle prove dirette (penetrometrie e sondaggi) effettuate nell'area. La falda non è stata simulata nel volume indagato poiché se ne ignora la profondità, che comunque non è entro i primi 15 m (cfr. relazione geologica relativa alla costruzione dell'edificio B dell'Ospedale Bellaria e sondaggi effettuati per questo studio).

Le curve di smorzamento impiegate per le coperture e per il bedrock sono quelle classiche di Seed e Idriss (1970) per suoli argillosi e sabbiosi.

PARTE 2: SCELTA DEGLI ACCELEROGRAMMI DI RIFERIMENTO

Come richiesto dalla normativa, si è proceduto a calcolare il moto atteso in superficie a partire da 3 diversi accelerogrammi (Figura 7). Questi sono stati selezionati tra quelli messi a disposizione nel database della Regione Emilia-Romagna e sono stati scalati in modo da ottenere una PGA_0 (Peak

Ground Acceleration su bedrock) compatibile con i valori di normativa. Per tutti gli accelerogrammi sarà considerata la sola componente orizzontale.

Il valore di PGA_0 impiegato in questo studio deriva dalle seguenti considerazioni.

La classe d'uso per l'opera in esame è la II (Costruzioni [...] con normale affollamento e senza contenuti pericolosi per l'ambiente) e questo comporta l'adozione di un coefficiente d'uso $C_u = 1$.

La vita nominale è $V_N = 50$ anni (opera ordinaria). Segue che il periodo di riferimento $V_R = V_N \times C_u = 50$ anni.

Il periodo di ritorno per la progettazione allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) è pertanto 475 anni e $PGA_0 = 0,17$ g.

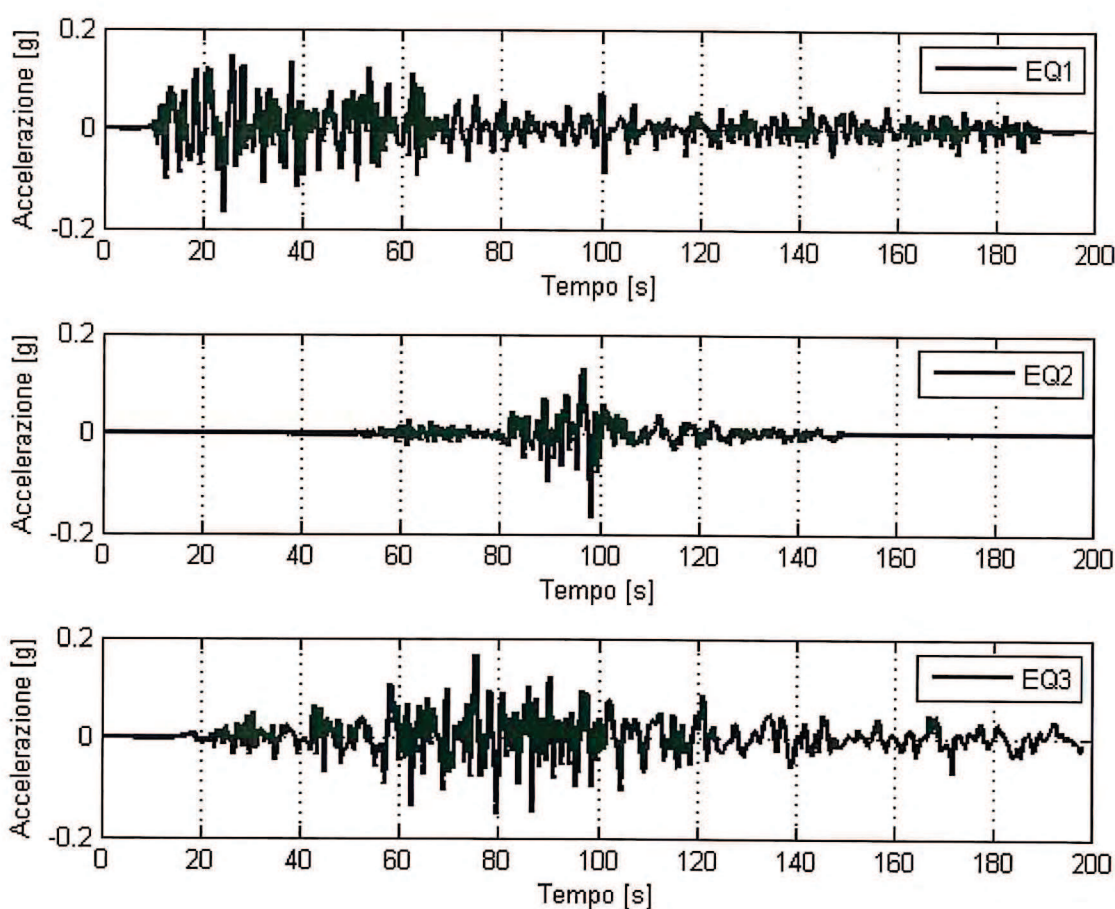


Figura 7. Accelerogrammi di riferimento riferiti a suolo di categoria A e scalati per la PGA_0 attesa al sito.

PARTE 2: CALCOLO DEGLI SPETTRI DI ACCELERAZIONE ATTESI E DEGLI SPETTRI DI RISPOSTA

Per il calcolo degli spettri di accelerazione (orizzontale) attesi al sito si è usato il codice EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits di Bardet, Ichii e Lin, 2000), applicandolo al modello di sottosuolo descritto sopra e riassunto in Tabella 1 per i 3 terremoti di studio che sono qui denominati EQ1, EQ2 e EQ3.

Si osserva che il modello prevede per questo sito una amplificazione diffusa tra 0.8 e 4 Hz ed una amplificazione secondaria a 7 Hz (Figura 8), in accordo con quanto misurato tramite prova H/V.

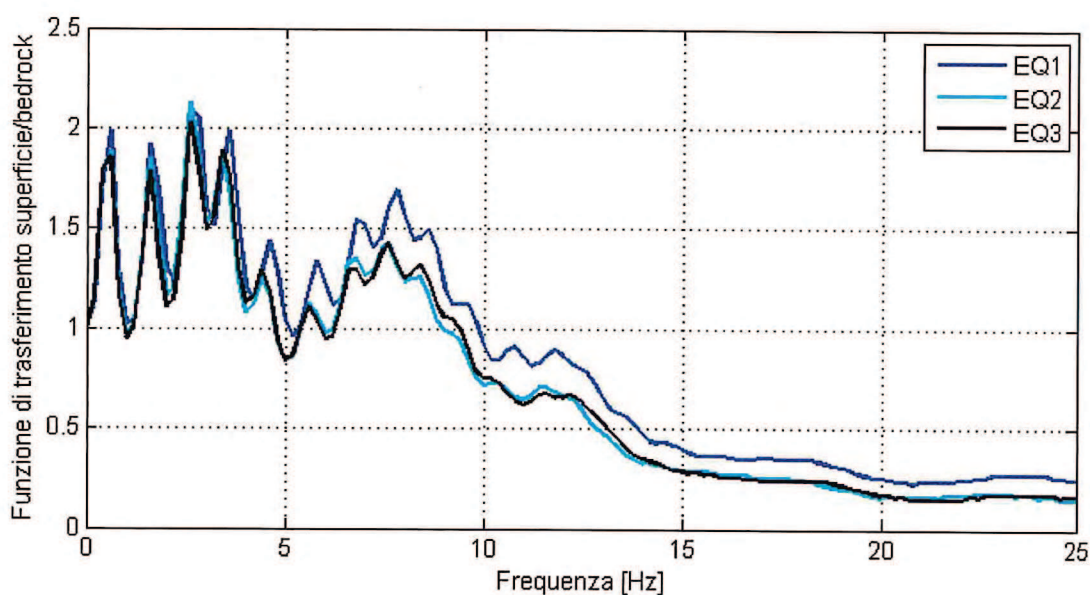


Figura 8. Rapporto di amplificazione tra lo spettro del moto in superficie ed al bedrock per i tre accelerogrammi selezionati.

In Figura 9 gli spettri di risposta elastici dell'oscillatore armonico ad un grado di libertà e smorzamento del 5% calcolati a partire dagli accelerogrammi al bedrock sono messi a confronto con gli spettri di risposta elastici (spettri di progetto) che si otterrebbero dall'applicazione delle NTC 2008 per i diversi stati limite:

SLO = stato limite di operatività,

SLD = stato limite di danno,

SLV = stato limite di salvaguardia della vita,

SLC = stato limite di prevenzione del collasso.

Nella costruzione degli spettri di normativa si è tenuto conto della già citata vita nominale della

costruzione pari a 50 anni (opere ordinarie), di un coefficiente d'uso $c_u = 1$, di categoria di suolo di fondazione C e di categoria topografica T1 (zona pianeggiante).

Gli spettri simulati (EQ1, EQ2 e EQ3) suggeriscono accelerazioni maggiori nella banda 0.1-0.45 s irrispetto a quelle dello spettro di progetto ottenuto secondo l'approccio semplificato delle NTC (2008, curva magenta SLV in Figura 9) mentre nel restante periodo si mantengono molto al di sotto di questi ultimi.

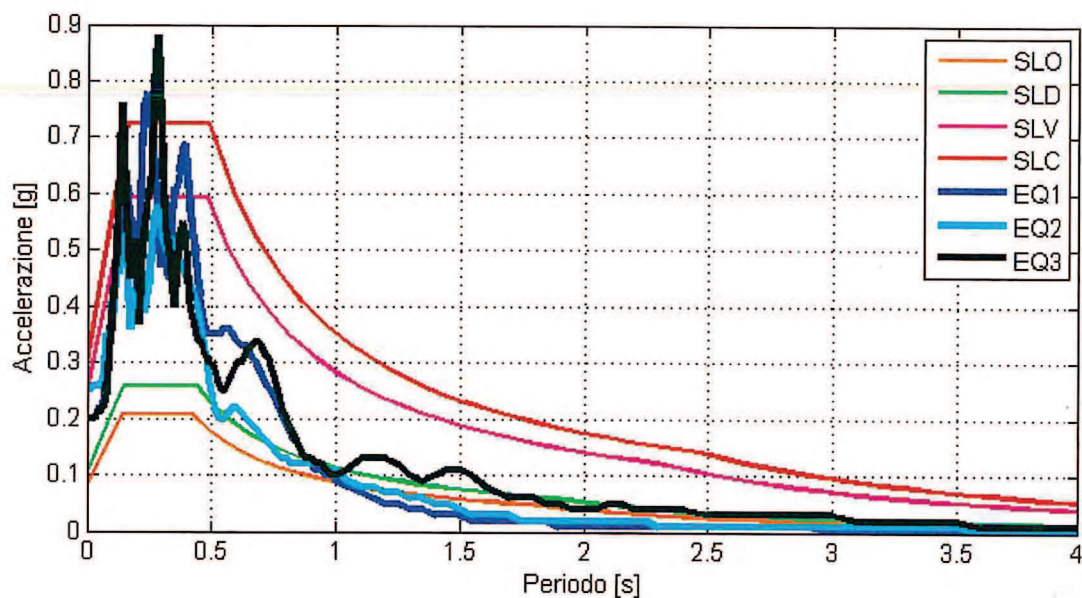


Figura 9. Confronto tra gli spettri elastici di risposta calcolati per i sito per i 3 diversi terremoti (EQ1, EQ2, EQ3) e gli spettri di normativa per diversi stati limite.

CONCLUSIONI

Sul suolo su cui è prevista la fondazione di una centrale frigorifera presso l'Ospedale Bellaria di Bologna è stata eseguita un'indagine sismica passiva e attiva a stazione singola e in array al fine di caratterizzare le proprietà del terreno (stratigrafia sismica, profilo superficiale di V_s , frequenze di risonanza).

L'indagine ha evidenziato un suolo caratterizzato da:

- 1) rigidità medio-basse ($V_{s30} = 240 \pm 50$ m/s) che impongono la classificazione del sito in categoria C,
- 2) una amplificazione per risonanza a frequenze di 3.5 Hz, legata alle coperture limose sovrastanti le sabbie poste a 12-15 m,
- 3) il bedrock sismico collocato oltre 130 m di profondità la cui presenza genera una debole amplificazione sotto 0.8 Hz.

E' stata effettuata una analisi di risposta di sito attraverso simulazione con accelerogrammi e sono stati calcolati fattori di amplificazione della PGA_0 di 2.1 alla frequenza di risonanza di 3.5 Hz.

Il confronto tra gli spettri di risposta elastici ottenuti dall'approccio modellistico e gli stessi spettri ottenuti dall'approccio semplificato di normativa mostrano che quest'ultimo è cautelativo per il sito in esame ad eccezione dell'intervallo di periodo 0.1-0.45 s, in cui questo sottostima nettamente la risposta attesa.

Nel sito non sono attesi effetti di amplificazione topografica.

Dr. Geol. Silvia Castellaro

31 marzo 2010

