

INDICE

Premessa	(Pag.02)
Capitolo 1- Documentazione esistente	(Pag.02)
Capitolo 2 - Conoscenza del manufatto	(Pag.07)
Capitolo 3 - Indagini in situ	(Pag.10)
3.1 - Sui terreni per la caratterizzazione dei suoli	(Pag.10)
3.2 - Sull' edificio per l'acquisizione del livello di conoscenza, del fattore di confidenza e delle proprietà dei materiali	(Pag.11)
3.2.1 - Progetto simulato	(Pag.14)
3.2.1.1 - Progetto simulato dei pilastri	(Pag.17)
3.2.1.2 - Progetto simulato dei plinti di fondazione	(Pag.21)
3.2.1.3 - Progetto simulato delle travi	(Pag.22)
3.2.2 - Caratteristiche dei materiali utilizzati nel calcolo	(Pag.26)
3.3 - Sui solai per l'idoneità statica	(Pag.30)
3.4 - Sul mantenimento della funzionalità degli impianti	(Pag.30)
3.5 - Valutazione critica dei risultati delle indagini	(Pag.30)
Capitolo 4 - Valutazione della sicurezza	(Pag.32)
Capitolo 5 - Vita nominale - classi d'uso e periodo di riferimento	(Pag.32)
Capitolo 6 - Azioni sulla costruzione	(Pag.33)
6.1. - Combinazione delle azioni	(Pag.33)
6.2 - Analisi dei carichi	(Pag.36)
6.3 - Determinazione dell'azione azione simica	(Pag.39)
6.4 - Determinazione dell'azione del vento	(Pag.45)
6.5 - Determinazione dell'azione della neve	(Pag.45)
6.6 - Determinazione dell'azione della temperatura	(Pag.45)
6.7 - Determinazione delle azioni eccezionali	(Pag.45)
Capitolo 7 - Criteri generali di valutazione della vulnerabilità per azioni sismiche	(Pag.46)
7.1 - Analisi di regolarità	(Pag.46)
7.2 - Classificazione degli elementi strutturali	(Pag.47)
7.3 - Valutazione della vulnerabilità statica finalizzata all'analisi simica	(Pag.48)
7.4 - Valutazione dell'idoneità statica dei solai	(Pag.49)
7.5 - Identificazione degli interventi urgenti	(Pag.49)
Capitolo 8 - Aspetti ulteriori per la valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato	(Pag.49)
8.1 - Presenza di elementi strutturali secondari	(Pag.49)
8.2 - Presenza di elementi costruttivi senza funzione strutturale sismicamente rilevanti	(Pag.49)
8.3 - Modellazione di tamponature in grado di influenzare la risposta sismica di un edificio in c.a.	(Pag.49)
Capitolo 9 - Modellazione della struttura	(Pag.50)
Capitolo 10- Input di calcolo	(Pag.54)
Capitolo 11 - Metodi di analisi e criteri di ammissibilità	(Pag.55)
Capitolo 12 - Output di calcolo	(Pag.58)
Capitolo 13 - Verifiche di vulnerabilità	(Pag.58)
Capitolo 14 - Determinazione dell'indicatore di rischio (ir)	(Pag.60)
Capitolo 15 - Valutazione critica dell'indicatore di rischio	(Pag.61)
Capitolo 16 - Valutazione della progressione del danno	(Pag.62)

PREMESSA

Il Responsabile del Servizio della U.O.C. Opere Strutturali e Cantieri dell'Azienda Ospedaliera Ospedali Riuniti Marche Nord in data 26.11.2015 ha incaricato il sottoscritto di eseguire le verifiche di vulnerabilità sismica dei padiglioni "C", "D", "E" del Presidio Ospedaliero San Salvatore di Pesaro Centro.

La presente relazione si riferisce al padiglione "C" ed è stata redatta in conformità alla D.G.R. n. 1168 del 26.07.2010 "Linee di indirizzo per la stesura della relazione tecnica per le verifiche di vulnerabilità di edifici esistenti ai sensi del D.M. 14.01.2008 e della Circolare n. 617/2009".

CAPITOLO 1 – DOCUMENTAZIONE ESISTENTE

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante eseguire una analisi storico-critica ricostruendo il processo di realizzazione e le successive modifiche subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato da un punto di vista tecnico e amministrativo.

L'Ospedale di Pesaro vanta una storia antica, con oltre 500 anni di vita. Dopo la fusione di numerose "Confraternite" - antiche istituzioni che tramite sottoscrizioni e lasciti avevano lo scopo di soccorrere le persone meno abbienti - avvenuta nel 1465, il nosocomio assunse il nome di "San Salvatore" e istituì la propria sede dove attualmente si trova l'istituto "F. Mengaroni" in Corso XI Settembre.

Per soddisfare le esigenze della popolazione pesarese fu deciso di costruire un nuovo ospedale nell'attuale area di collocazione che era in precedenza di proprietà dei frati Cappuccini.

I lavori cominciarono nel maggio del 1903 su progetto dell'Ing. Cav. Emilio Speroni, con l'assistenza alla costruzione dell'Ing. Franco Bertani, entrambi milanesi e procedettero velocemente tanto che solo tre anni dopo e precisamente il 05.08.1906 ebbe luogo la cerimonia di inaugurazione.

La Regione Marche con Legge n. 36 del 19.05.1975 ha autorizzato la fusione dell'ente ospedaliero "Accorimboni" di Trebbianico con l'ente ospedaliero "S.Salvatore" di Pesaro. A seguito della fusione il nuovo ente con sede in Pesaro assunse la denominazione "Ospedali Riuniti" di Pesaro.

Nel 1978, con la legge istitutiva del Servizio Sanitario Nazionale, scomparve l'Ente Ospedaliero che venne assorbito dalla nuova Unità Sanitaria Locale n. 3, di Pesaro.

Dopo il decreto di riordino del Servizio Sanitario Nazionale del 1993, a seguito del quale il San Salvatore è stato collocato tra gli ospedali ad Alta Specialità, il 1° febbraio 1995 la Regione Marche, con proprio decreto, ha istituito l'Azienda Ospedaliera Ospedale San Salvatore separandola dalla USL n. 3, divenuta a sua volta Ausl n. 1 di Pesaro, oggi Asur – Area Vasta n.1.

La Regione Marche con L.R. n. 21 del 22.09.2009 ha istituito l'Azienda Ospedaliera "Ospedali Riuniti Marche Nord" incorporando l'Azienda Ospedaliera "San Salvatore" di Pesaro e la struttura Ospedaliera "Santa Croce" di Fano.

Dalla visura catastale storica risulta che con atto pubblico del 22/07/1996, rogante la Regione Marche, gli immobili venivano trasferiti dal Comune di Pesaro all'azienda ospedaliera San Salvatore.

Dalla stessa Visura risulta che a seguito della L.R. n. 21 del 22.09.2009 gli immobili venivano trasferiti dall'Azienda Ospedaliera San Salvatore all'azienda Ospedaliera Ospedali Riuniti Marche Nord dal 01.01.2011.

Dall'insediamento nell'area del 1906 numerose ristrutturazioni ed ampliamenti hanno portato l'Ospedale all'attuale configurazione.

Per reperire la documentazione esistente del fabbricato ed in particolare notizie sul progetto strutturale del padiglione "C" si è eseguita inizialmente una ricerca della documentazione presente presso l'archivio dell'Azienda Ospedaliera Ospedali Riuniti Marche Nord (ex Azienda Ospedaliera Ospedale San Salvatore, ex AUSL n.1 di Pesaro).

Gli unici documenti riguardanti il padiglione "C", presenti presso l'archivio dell'Ente proprietario sono:

- 1) Relazione geologico-geotecnica relativa al progetto dei lavori del nuovo ingresso dell'Ospedale San Salvatore di Pesaro redatta dal Dott. Geologo Fabrizio Domenico Pascucci nel giugno 2007;
- 2) Verifica tecnica sul rischio sismico degli edifici ospedalieri relativi al Presidio Ospedaliero di Pesaro Centro e al Presidio di Muraglia redatta da Italingegneria di Roma. Si tratta di un elaborato estremamente sintetico con rilievo architettonico e fotografico, con individuazione del quadro fessurativo e delle vulnerabilità;
- 3) Scheda di sintesi di livello 0 di edifici strategici ai fini della Protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico redatta il 30.12.2010;
- 4) N. 2 tavole di progetto architettonico redatte il 17.06.1979 dall'Ing. Farina Ercole di Pesaro;
- 5) Relazione del 28.03.2011 sulle indagini sperimentali sulle strutture ed i materiali redatta dalla Ditta SGM s.r.l. con sede legale in Perugia.

In data 04.05.2015 in occasione della verifica sismica del padiglione H il sottoscritto tramite U.R.P. della Prefettura di Pesaro si è messo in contatto con il responsabile dell'archivio Signor Guido Fava per la ricerca di eventuali pratiche di strutture in c.a. riguardanti l'Ospedale San Salvatore di Pesaro che fossero state depositate prima del 1972.

L'art. 4 del R.D.L. del 1939 n° 2229 prescriveva infatti al costruttore l'obbligo di presentare alla Prefettura della Provincia una copia del progetto di massima prima dell'inizio dei lavori. Tale obbligo è decaduto il 05.01.1972 con l'entrata in vigore della Legge n. 1086 del 05.11.1971 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 321 del 21.12.1971.

In data 12.05.2015 il signor Fava comunicava telefonicamente al sottoscritto della presenza di una pratica protocollata come Ospedale Civile di Pesaro ma purtroppo relativamente alla stessa non risulta presente alcun documento in archivio.

In data 04 dicembre 2015 il sottoscritto ha richiesto l'accesso agli atti di cui alla Legge 241/90 presso l'Ufficio Sismico della Provincia di Pesaro per i progetti depositati ai sensi delle Leggi 1086/71 e 64/74 relativi alla costruzione di padiglioni ospedalieri nel Comune di Pesaro per conto Ente Ospedaliero San Salvatore di Pesaro o Comune di Pesaro.

La ricerca ha permesso di evidenziare che sono state depositate dopo il 1972 pratiche di altri interventi che non riguardano comunque il padiglione C oggetto di verifica.

Dalle ricerche effettuate non è stato quindi possibile rintracciare nessun documento progettuale ufficiale e quindi non risulta certa né la data di progetto né la data di inizio e né quella di fine lavori.

Nella scheda di sintesi di livello 0 è stato riportato come anno di progettazione il 1970 e come anno di ultimazione dei lavori il 1975.

Nell'elaborato verifica tecnica sul rischio sismico redatto da Italingegneria di Roma si individuano gli anni '70-'80 come epoca di costruzione.

Nella carta storica del 1968 presente tra i documenti del P.R.G. del Comune di Pesaro il padiglione "C" non risulta ancora esistente.

Si ritiene che la progettazione del padiglione "C" sia stata eseguita dall'Ing. Farina di Pesaro il 17.06.1979 come risulta dalle tavole presenti in archivio dell'Ente proprietario e che pertanto lo stesso sia stato realizzato negli anni '80 -'81 prima dell'entrata in vigore della normativa sismica avvenuta per la Regione Marche il 03.04.1983.

L'art. 4 della Legge 1086/71 impone l'obbligo della denuncia delle opere in c.a. presso il Genio Civile prima del loro inizio ad eccezione delle opere costruite per conto dello Stato o per conto delle regioni, delle province e dei Comuni, aventi un ufficio tecnico con a capo un ingegnere.

L'art. 22 della Legge 1086/71 recitava "Fino a quando non saranno emanate le norme tecniche di cui al precedente articolo 21, continuano ad applicarsi le norme di carattere tecnico contenute nel Regio Decreto 16 novembre 1939, n. 2229, e nel decreto del Capo provvisorio dello Stato 20 dicembre 1947, n. 1516".

Il termine di applicazione del Regio Decreto 16 novembre 1939, n. 2229 fu pertanto il 22.07.1972 con la pubblicazione nella Gazzetta Ufficiale del D.M. 30.05.1972 quale prima norma tecnica di piena attuazione della Legge 1086/71.

Il D.M. 30.05.1972 fu sostituito dal D.M. 30.05.1974, a sua volta sostituito dal D.M. 16.06.1976 pubblicato nella Gazzetta Ufficiale del 14.08.1976, a sua volta sostituito dal D.M. 26.03.1980 pubblicato nella Gazzetta Ufficiale del 28.06.1980, ed entrato in vigore sei mesi dopo la pubblicazione.

Considerato che il progetto è stato presumibilmente redatto nel 1979, occorre quindi concentrare l'attenzione sulle prescrizioni tecniche contenute nel D.M. 16.06.1976

Dall'epoca della costruzione non risultano eseguiti interventi di miglioramento o adeguamento sismico sul padiglione "C".

Si riporta la storia degli eventi sismici che hanno colpito la zona oggetto di studio (dal Database Macrosismico Italiano 2011 dell'INGV, <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/>):

Storia sismica di Pesaro [43.905, 12.905] Numero di eventi: 79

Effetti In occasione del terremoto del:

I[MCS] Data	Ax	Np	Io	Mw
F 1328 12 01	NORCIA	13	10	6.38 ±0.41

Effetti In occasione del terremoto del:

I[MCS]	Data	Ax	Np	Io	Mw
F	1570 11 17 19:10	Ferrara	60	7-8	5.46 ±0.25
F	1599 11 06 01:25	Valnerina	20	9	5.99 ±0.32
7-8	1672 04 14 15:45	Riminese	92	8	5.61 ±0.21
F	1694 04 08 10:15	Alta Valtiberina	7	7	5.14 ±0.34
4-5	1727 12 14 19:45	S.LORENZO IN CAMPO	32	7	5.19 ±0.42
7	1741 04 24 09:00	FABRIANESE	145	9	6.21 ±0.13
5	1743 02 20 16:30	Basso Ionio	77	9	7.13 ±0.19
3-4	1747 04 17	NOCERA UMBRA	64	9	5.94 ±0.26
F	1751 07 27 01:00	Appennino umbro-marchigiano	68	10	6.25 ±0.22
3-4	1767 06 05 01:30	SPOLETINO	10	7-8	5.44 ±0.60
3	1768 10 19 23:00	Appennino romagnolo	45	9	5.87 ±0.21
4	1781 04 04 21:20	Romagna	96	9-10	5.94 ±0.17
6	1781 06 03	CAGLIESE	157	10	6.42 ±0.13
6-7	1786 12 25 01:00	Riminese	91	8	5.62 ±0.17
3	1828 10 08 22:30	Romagna meridionale	8	5-6	4.35 ±0.72
6-7	1838 06 23	PESARO	4	6	4.72 ±0.34
4	1841 04 14 04:00	CAGLI	4	5-6	4.51 ±0.34
F	1859 08 22	NORCIA	20	8-9	5.53 ±0.32
5	1873 03 12 20:04	Marche meridionali	196	8	5.95 ±0.10
2-3	1873 06 29 03:58	Bellunese	199	9-10	6.32 ±0.11
2-3	1874 12 06 15:50	Monti della Meta	43	7-8	5.52 ±0.24
7	1875 03 17 23:51	Romagna sud-orientale	144		5.93 ±0.16
3	1878 03 12 21:36	Bolognese	31	6	5.06 ±0.30
3	1881 09 28	CESENA	24	6-7	4.82 ±0.27
F	1885 02 26 20:48	SCANDIANO	78	6	5.19 ±0.15
NF	1887 02 23 05:21	Liguria occidentale	1516		6.97 ±0.15
F	1887 05 26	JESI	19	5	4.58 ±0.63
3	1895 03 23	COMACCHIO	37	6	4.74 ±0.31
4	1895 04 14 22:17	Slovenia	296	8	6.23 ±0.08
5-6	1897 09 21	ADRIATICO CENT.	44	7	5.46 ±0.27
2	1897 12 18 07:24	Appennino umbro-marchigiano	132	7	5.13 ±0.14
4-5	1911 02 19 07:18	Romagna meridionale	181	7	5.28 ±0.11
4	1911 03 26 13:51	RIMINI	9	5	5.00 ±0.30
2	1911 09 13 22:29	Chianti	115	7	5.19 ±0.14
4-5	1915 01 13 06:52	Avezzano	1041	11	7.00 ±0.09
6-7	1916 05 17 12:49	Alto Adriatico	132		5.95 ±0.14
5	1916 06 16 01:27	Alto Adriatico	17		
7	1916 08 16 07:06	Alto Adriatico	257		6.14 ±0.14
3	1916 11 16 06:35	REATINO	40	8	5.53 ±0.22
3	1917 04 26 09:35	Valtiberina	134	9-10	5.89 ±0.11

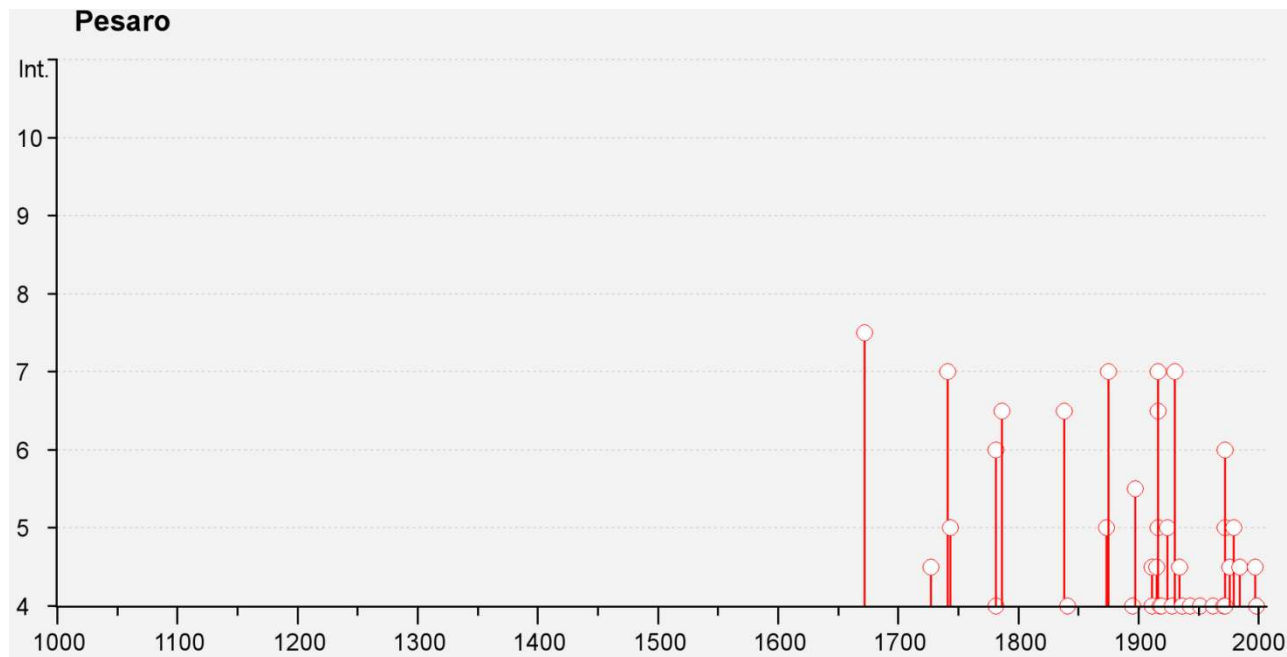
Effetti In occasione del terremoto del:

I[MCS]	Data	Ax	Np	Io	Mw
3	1917 11 05 22:47	NUMANA	26	6	5.07 ±0.25
4	1918 11 10 15:12	Appennino romagnolo	187	9	5.88 ±0.11
4	1919 06 29 15:06	Mugello	566	10	6.29 ±0.09
F	1920 09 07 05:55	Garfagnana	756	10	6.48 ±0.09
5	1924 01 02 08:55	Medio Adriatico	76	7-8	5.36 ±0.16
2	1926 01 01 18:04	Slovenia	63	7-8	5.85 ±0.18
4	1928 05 30 20:01	Adriatico centrale	17	5	4.88 ±0.28
7	1930 10 30 07:13	SENIGALLIA	263	8	5.81 ±0.09
4-5	1934 11 30 02:58	Alto Adriatico	51		5.34 ±0.17
4	1936 10 18 03:10	BOSCO CANSIGLIO	267	9	6.12 ±0.09
3	1940 10 16 13:17	RADICOFANI	106	7-8	5.26 ±0.14
F	1943 03 25 15:40	OFFIDA	7	6	5.04 ±0.31
4	1943 07 31 04:37	SENIGALLIA	5	5	4.30 ±0.34
4	1943 10 03 08:28	Marche meridionali-Abruzzo	131	8-9	5.83 ±0.14
4	1951 09 01 06:56	SARNANO	81	7	5.34 ±0.20
4	1962 01 23 17:31	Adriatico	49	5	4.52 ±0.25
4	1971 10 04 16:43	NORCIA	43		4.99 ±0.16
5	1972 01 25 20:24	Medio Adriatico	24		4.58 ±0.18
6	1972 02 04 02:42	Medio Adriatico	75		4.86 ±0.29
4	1972 06 14 18:55	Medio Adriatico	17		4.62 ±0.47
2	1972 11 26 16:03	MONTEFORTINO	73	8	5.38 ±0.18
4-5	1976 05 06 20:00	Friuli	770	9-10	6.46 ±0.09
5	1979 09 19 21:35	Valnerina	694	8-9	5.86 ±0.09
3	1980 11 23 18:34	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.89 ±0.09
NF	1983 11 09 16:29	Parmense	850	6-7	5.06 ±0.09
4-5	1984 04 29 05:02	GUBBIO/VALFABBRICA	709	7	5.65 ±0.09
3	1984 05 07 17:49	Appennino abruzzese	912	8	5.89 ±0.09
2-3	1984 05 11 10:41	Appennino abruzzese	342		5.50 ±0.09
3	1987 07 03 10:21	PORTO SAN GIORGIO	359		5.09 ±0.09
3	1987 07 05 13:12	VALMARECCHIA	90	6	4.47 ±0.09
3	1996 10 15 09:56	Correggio	135	7	5.41 ±0.09
4-5	1997 09 26 00:33	Appennino umbro-marchigiano	760		5.70 ±0.09
4-5	1997 09 26 09:40	Appennino umbro-marchigiano	869	8-9	6.01 ±0.09
4	1998 04 05 15:52	Appennino umbro-marchigiano	395	6	4.81 ±0.09
2-3	2001 11 26 00:56	Casentino	213	5-6	4.72 ±0.09
3-4	2003 01 26 19:57	Forlivese	35	6	4.70 ±0.09
NF	2003 12 07 10:20	Zona Forlì	172	5	4.22 ±0.09
NF	2006 04 10 19:03	Maceratese	211	5	4.51 ±0.10

Essendo:

Data: la Data del terremoto;

Ax: Area epicentrale, area geografica in cui sono stati riscontrati gli effetti maggiori del terremoto;
 Np: Numero di punti, numero di osservazioni macrosismiche disponibili per il terremoto;
 Io: Intensità macrosismica epicentrale, da CPTI11, espressa in scala MCS, Mercalli-Cancani-Sieberg;
 Mw :Magnitudo momento, da CPTI11.



Si evidenzia che il grado di intensità macrosismica massima che ha interessato la zona è stata di 8 MCS e che il grado di intensità macrosismica massima a cui è stato sottoposto il fabbricato è stata di 5 MCS in occasione del sisma che ha interessato l'Appennino umbro marchigiano nel 1997.

Gli eventi sismici che hanno interessato finora il fabbricato non hanno comportato alcun tipo di danno.

CAPITOLO 2 – CONOSCENZA DEL MANUFATTO

Un passo fondamentale nell'acquisizione dei dati necessari a mettere a punto un modello di calcolo accurato di un edificio esistente è costituito dalle operazioni di rilievo della geometria strutturale.

Il fabbricato denominato padiglione "C" nasce come ampliamento del preesistente padiglione B costruito nel 1906 ed è costituito da un corpo avente conformazione rettangolare con copertura piana, attaccato sul lato corto, senza alcun giunto strutturale.

Il fabbricato si sviluppa su 4 livelli ciascuno di circa 410 mq. di superficie. L'accesso ai vari livelli avviene dal corridoio centrale del padiglione "B".

Il primo livello seminterrato è destinato a laboratorio analisi, a studi medici con annessi servizi, spogliatoi e servizi per il personale. Tale piano risulta interrato sul fronte e sul prospetto laterale destro, mentre sul prospetto laterale sinistro, il terreno esterno degrada sino a scoprire interamente la parte interrata. Per l'illuminazione e l'areazione delle aperture sono presenti lungo le parti interrate intercapedini areate. Il piano è collegato attraverso un cunicolo impianti con struttura in c.a. alla centrale termica. L'ingresso a tale piano può avvenire anche direttamente dall'esterno, tramite una scaletta esterna.

Nel secondo livello (piano terra rialzato) è posto il servizio di pronto intervento. L'ingresso a tale reparto può avvenire direttamente dall'esterno mediante una rampa in acciaio.

Il terzo livello è occupato dal reparto di oculista mentre il quarto livello dal reparto di medicina d'urgenza.

La copertura è piana del tipo a terrazza con parapetto perimetrale dalla quale si eleva il torrino dell'ascensore. Sopra la copertura sono allocati gli impianti tecnici esterni.

I vari piani sono collegati da un ascensore-montalettighe con struttura portante in c.a. costituita da pilastri ad "L" posti in corrispondenza degli angoli.

All'interno del padiglione è presente un vano scala avente struttura appoggiata in c.a. che collega il primo con il secondo livello ed è a servizio esclusivo del personale.

La struttura portante verticale è costituita da una struttura intelaiata in c.a. con solai di piano e di copertura in latero-cemento.

Il solaio del primo livello di altezza 20+4 cm. è di tipo SAP, costituito da pignatte di larghezza 40 cm. accostate all'intradosso per formare la casseforma del travetto di larghezza circa 10 cm. da armare e gettare in opera. L'armatura dei travetti è costituita da barre f8 di ferro ad aderenza migliorata.

Il solaio degli altri livelli sono costituiti da travi in c.a.p. di altezza 50 cm. poste ad un interasse di 50 cm. con base di 16 cm e aletta superiore di larghezza 12 cm. sopra la quale sono appoggiate le pignatte di altezza 20+4 cm.

Gli allineamenti dei pilastri corrono lungo i lati perimetrali e per il solo primo solaio, lungo un allineamento longitudinale interno non presente ai piani superiori. I pilastri posizionati lungo gli allineamenti longitudinali esterni non sempre sono allineati trasversalmente.

Sono presenti nel secondo livello due piccole parti aggettanti costituite dal vano ingresso sul lato fronte e da un ambulatorio sul lato destro.

Ad eccezione del primo e del secondo livello lungo i prospetti sono presenti delle costolature esterne di larghezza 17 cm. e sporgenza 10 cm.

Le dimensioni geometriche dei pilastri sono uniformi in altezza ed hanno sezioni di 60*40 cm, 40*30 cm. e 30*30 cm. I pilastri interni del primo livello hanno una sezione di 30*40 cm.

Le travi principali interne del primo livello hanno dimensioni 30*60 cm. mentre le travi esterne hanno dimensioni 70*27 cm. e 65*24 cm.

Le travi esterne del secondo e terzo livello sono di dimensioni 30*90 cm. mentre le travi esterne del quarto livello sono di dimensioni 30*100 cm.

I tamponamenti esterni del fabbricato sono stati realizzati con doppio forato in laterizio di spessore 12 cm. intonacato esternamente e 8 cm. intonacato internamente con intercapedine centrale.

Il tamponamento del primo livello è costituito da un forato in laterizio di spessore 26 cm. intonacato su entrambi i lati.

I tramezzi interni sono stati realizzati con forati in laterizio di spessore 8 cm. intonacati su ambo i lati. Sono presenti anche tramezzi in cartongesso.

Lo spessore complessivo dei solai risulta essere di 32/33 cm.

Per ricavare la tipologia fondale è stato eseguito un sondaggio mediante scavo a mano che ha permesso di individuare la tipologia della fondazione che risulta del tipo a trave "T" rovescia.



Il fabbricato si presenta in buone condizioni di conservazione e non presenta lesioni ed alcun segno di dissesto sulle strutture portanti.

Si sono riscontrate alcune problematiche associabili a fenomeni di degrado e non a problemi statici che dovranno essere comunque rimosse in tempi rapidi per evitare di compromettere anche la stabilità delle strutture e l'incolumità delle persone.

Sui prospetti frontali e laterali si riscontrano lesioni orizzontali in corrispondenza dell'appoggio dei tamponamenti sulle travi di bordo. Nelle parti aggettanti del secondo livello si riscontrano anche lesioni inclinate sulle tamponature dovute all'inflessione della soletta a sbalzo. Tali lesioni erano state già segnalate nello studio sul rischio sismico degli edifici ospedalieri redatto dalla società ITALINGEGNERIA di Roma

Si allegano alla presente relazione per una migliore identificazione del fabbricato una documentazione fotografica a colori con indicazione dei punti di vista, nonché gli elaborati grafici architettonici e strutturali.

CAPITOLO 3 – INDAGINI IN SITU

3.1 – SUI TERRENI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEI SUOLI

Le indagini in situ sul terreno, necessarie per definire la stratigrafia e per individuare la “categoria di sottosuolo di fondazione”, sono state effettuate dal Dottor Geologo Pascucci Fabrizio su incarico dell’Ospedale San Salvatore di Pesaro nel mese di giugno 2007.

Tali sondaggi sono stati eseguiti per la realizzazione dell’ampliamento del padiglione H ancora in fase di realizzazione.

Le indagini si sono articolate attraverso la realizzazione di una campagna geognostica composta da n. 1 sondaggio a carotaggio continuo con carotiere semplice di diametro 101 mm. spinto fino alla profondità di 46 m. con l’esecuzione di prove S.P.T. (standard penetration test) in foro, l’esecuzione di due prove penetrometriche statiche C.P.T. (cone penetration test) eseguite con penetrometro da 20 t.

Dal punto di vista morfologico l’area oggetto di indagine è posta sulle destra Idrografica del Fiume Foglia che scorre ad una distanza di circa 300 m. si presenta pianeggiante ed è situata a circa 10 m. sul livello del mare.

Dai sondaggi eseguiti è stato possibile rilevare la seguente successione stratigrafica locale:

- Orizzonte A: Terreno di riporto costituito da detrito in matrice limoso sabbiosa fino a – 5,00 m. dal p.c.
 - Orizzonte B: Limo argilloso con livelli sabbiosi di colore nocciola tra – 5,00 a – 15,80 m. dal p.c.
 - Orizzonte C: Ghiaia in matrice sabbiosa tra -15,80 a – 44,60 dal p.c.
 - Orizzonte D: Argilla limosa con sabbia di colore azzurro da -44,60 m. a 46 m.. dal p.c.
- La falda è stata rilevata a circa -8,50 dal piano di campagna.

La zona oggetto di indagine non è ricompresa in area esondabile e non presenta alcun movimento franoso.

Durante i sondaggi sono stati prelevati dei campioni di terreno sui quali sono stati eseguiti delle prove di laboratorio che hanno permesso di ricavare i seguenti parametri geotecnici.

ORIZZONTE A

- peso per unità di volume	$Y = 18,50-19,20 \text{ kN/mc}$
- angolo di attrito interno efficace	$\phi' = 21-23 \text{ gradi}$
- coesione efficace	$C' = 0 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo Edometrico	$E_{ed} = 50,53 \text{ daN/cm}^2$

ORIZZONTE B

- peso per unità di volume	$Y = 19,80-20,20 \text{ kN/mc}$
- angolo di attrito interno efficace	$\phi' = 24-26 \text{ gradi}$
- coesione efficace	$C' = 0,05-0,07 \text{ daN/cm}^2$
- angolo di attrito non drenato	$\phi_u = 0 \text{ gradi}$
- coesione non drenata	$C_u = 1,4-1,8 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo Edometrico	$E_{ed} = 57,04 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo elastico	$E = 350 \text{ daN/cm}^2$

-Costante di sottofondo verticale	$K_v = 1,642 \text{ daN/cm}$
-Costante di sottofondo laterale	$K_h = 2,721 \text{ daN/cm}$

ORIZZONTE C

- peso per unità di volume	$Y = 20,50\text{-}21,00 \text{ kN/mc}$
- angolo di attrito interno efficace	$\phi' = 35,5\text{-}36,5 \text{ gradi}$
- coesione efficace	$C' = 0,0 \text{ daN/cm}$
- Modulo Edometrico	$E_{ed} = 45,26 \text{ daN/cm}$
- Modulo elastico	$E = 850 \text{ daN/cm}$
-Costante di sottofondo verticale	$K_v = 3,753 \text{ daN/cm}$
-Costante di sottofondo laterale	$K_h = 5,045 \text{ daN/cm}$

ORIZZONTE D

- peso per unità di volume	$Y = 21,50\text{-}22,50 \text{ kN/mc}$
- angolo di attrito interno efficace	$\phi' = 26\text{-}27 \text{ gradi}$
- coesione efficace	$C' = 0,1\text{-}0,12 \text{ daN/cm}$
- angolo di attrito non drenato	$\phi_u = 0 \text{ gradi}$
- coesione non drenata	$C_u = 2,1\text{-}2,3 \text{ daN/cm}$
- Modulo elastico	$E = 650 \text{ daN/cm}$

Dalle indagini eseguite i cui risultati sono stati riportati nella relazione geologica si è ricavato estrapolando le velocità medie dai valori di N_{spt} un valore di velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m. di profondità di 282,36 m/s con conseguente attribuzione dei terreni alla categoria di sottosuolo "C".

Si è assunta una categoria topografica T1 essendo la superficie topografica pianeggiante.

3.2 – SULL' EDIFICIO PER L'ACQUISIZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA, DEL FATTORE DI CONFIDENZA E DELLE PROPRIETA' DEI MATERIALI

La conoscenza della costruzione oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

Il paragrafo C8A.1.8.3 individua tre livelli di conoscenza perseguibili (LC1, LC2, LC3) che impongono l'impiego nelle verifiche di sicurezza di adeguati fattori di confidenza definiti in considerazione del livello di conoscenza raggiunto (livello di approfondimento delle indagini sulle strutture). Maggiore è il livello di conoscenza raggiunto minore sarà il corrispondente valore del fattore di confidenza raggiunto.

Per comodità di lettura si riportano le specifiche di normativa:

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tabella C8A.1.3a – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)}
Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)		
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

NOTE ESPLICATIVE ALLA TABELLA C8A.1.3 (a, b)

Le percentuali di elementi da verificare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nella Tabella C8A.1.3 hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

(a) Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.

(b) Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) o dei profili (nelle strutture in acciaio) di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.

(c) Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

(d) Il numero di provini riportato nelle tabelle 8A.3a e 8A.3b può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

La conoscenza della geometria strutturale è stata ricavata da operazioni di rilievo, piano per piano di tutti gli elementi in c.a., dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale) e mediante la individuazione dei carichi gravanti sui solai e sulle travi.

La rappresentazione dei risultati del rilievo è stata riportata negli elaborati grafici di rilievo.

Poiché non sono presenti i disegni costruttivi originali per definire la quantità e la disposizione dell'armatura in tutti gli elementi con funzione strutturale necessari per l'esecuzione delle verifiche del fabbricato si è eseguito un progetto simulato sulla base delle norme tecniche in vigore e della pratica costruttiva dell'epoca della costruzione.

Per l'esecuzione del rilievo dei dettagli costruttivi e per le prove sui materiali è stato incaricato il laboratorio Ufficiale SGM S.R.L. con sede in Perugia autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e Dei Trasporti che ha prodotto in data 28.03.2011 una relazione sulle indagini sperimentali eseguite.

Sono stati eseguiti n. 14 carotaggi di cui n. 13 sui pilastri e n. 1 sulle travi e n. 8 prove non distruttive mediante metodo indiretto (Sonreb) sui pilastri.

Tali indagini sono classificabili come limitate verifiche in situ in quanto risultano prelevati 16 (14+8/3) campioni, cioè 1 provino di calcestruzzo per ogni 300 mq di piano per ogni tipo di elemento primario (travi e pilastri). Si sono privilegiati giustamente i pilastri rispetto alle travi.

Poiché la Ditta SGM SRL non aveva eseguito prove distruttive sul ferro di armatura, il sottoscritto ha fatto prelevare n. 3 spezzoni dal laboratorio Ufficiale Control S.R.L. con sede in Cesena (FO) autorizzato con D.M. n. 1681 del 25.02.2013 dal Ministero delle Infrastrutture e Dei Trasporti.

Le prove distruttive sul ferro di armatura sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzato con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione.

Conformemente alla nota esplicativa d) della tabella C8A.1.3 il numero dei provini previsto dalla stessa tabella (n.1 campione di armatura per piano per ogni tipo di elemento primario) è stato diminuito in quanto il numero dei prelievi effettuati e l'omogeneità del materiale consentono di ricavare la classe dell'acciaio.

Si è immediatamente ripristinata la continuità dell'armatura mediante l'aggiunta di un nuovo spezzone saldato all'armatura esistente da saldatore munito di patentino. L'intervento di ripristino è stato completato mediante l'applicazione di malta antiritiro con funzione passivamente.

Nella relazione sulle indagini sperimentali redatta dalla ditta SGM SRL sono riportati i risultati di 23 indagini pacometriche sui pilastri e di 5 indagini pacometriche sulle travi.

La quantità di tali indagini è superiore al 15% degli elementi strutturali presenti nel fabbricato.

Si sono inoltre rilevati, tramite indagini pacometriche, eseguite direttamente dal sottoscritto con pacometro PROFOSCOPE della ditta Proceq opportunamente tarato, i dettagli costruttivi di tutti i possibili elementi strutturali rilevabili.

Per l'ubicazione del prelievo dei provini e del rilievo dei dettagli costruttivi sui vari elementi strutturali e dei risultati delle prove si è fatto riferimento alla relazione specialistica sulle indagini redatta dalla Ditta SGM SRL il 28.03.2011.

Si ritiene che il livello di conoscenza standard da raggiungere in sede di programmazione della campagna di indagini sia pari ad un LC2 utilizzando eventualmente il criterio di ripetibilità ed omogeneità dei dati sperimentali.

In base alle indicazioni contenute nella D.G.R. n. 1168 del 26.07.2010 "Linee di indirizzo per la stesura della relazione tecnica per le verifiche di vulnerabilità di edifici esistenti ai sensi del D.M. 14.01.2008 e della circolare n. 617/2009" si ritiene che nel caso che si sia effettuato un progetto simulato e si sia riscontrata una significativa rispondenza dei dati calcolati con quelli riscontrati attraverso limitate verifiche in situ si possa ritenere conseguito comunque un LC2.

Dal confronto tra i dati ottenuti con il progetto simulato e quelli ricavati dalle limitate verifiche in situ pacometriche si è constatata una significativa corrispondenza e di conseguenza si ritiene di avere conseguito **un livello di conoscenza LC2**.

Al livello di conoscenza LC2 è correlato un fattore di confidenza $FC = 1,20$ che rappresenta un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza che tiene conto della carenza della conoscenza dei parametri del modello di calcolo.

3.2.1 PROGETTO SIMULATO

Il progetto simulato serve, in mancanza dei disegni costruttivi originali, a definire la quantità e la disposizione dell'armatura in tutti gli elementi con funzione strutturale.

Le quantità e la disposizione delle armature di tutti gli elementi strutturali indispensabili per eseguire le verifiche di vulnerabilità sismica sono state ricavate sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica utilizzata all'epoca della costruzione (D.M. 16.06.1976).

I dati ottenuti sono stati confrontati con i dati ricavati mediante le indagini pacometriche (limitate verifiche in situ).

Per quanto riguarda i materiali impiegati e visti i risultati delle prove di trazione il ferro impiegato è del tipo FeB44K con una tensione ammissibile pari a 2.600 daN/cm² se controllato in stabilimento e pari a 2.200 daN/cm² se non controllato in stabilimento.

In base ai risultati ottenuti dalle prove di compressione delle carote si suppone che il progettista abbia impiegato nel progetto un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 250$ daN/cm² ($((250+35)*0,85 = 242,25 \text{ daN/cm}^2 < 277,2 \text{ daN/cm}^2)$ per tutte le strutture.

Le tensioni ammissibili del calcestruzzo risultano essere pertanto pari a 85 daN/cm² nel caso di flessione o presso flessione e pari a 59,5 daN/cm² nel caso di compressione semplice.

Il valore ammissibile della tensione tangenziale τ_{c0} risulta essere pari a 5,33 daN/cm², oltre tale limiti è necessario disporre una idonea armatura a taglio. Il valore massimo della tensione tangenziale non deve superare 16,85 daN/cm², altrimenti la sezione deve essere cambiata. Di regola non meno del 40% degli sforzi taglianti deve essere assorbito dalle staffe.

Il coefficiente di omogeneizzazione previsto ed utilizzato all'epoca con l'uso di conglomerati ad alta resistenza era $n = 15$ e la metodologia di calcolo era il metodo delle tensioni ammissibili.

Per quanto riguarda i carichi ed i sovraccarichi le prime indicazioni furono emanate con la norma UNI 10011/1967 recepita successivamente dalla Circolare Min. LL.PP. del 08/06/1968, n. 4773. Successivamente fu emanato il D.M. 03.10.1978 pubblicato sulla G.U. il 15.11.1978 e la relativa Circolare n. 18591 del 09.11.1978.

La Circolare n. 18591 del 09.11.1978 prevedeva di impiegare i seguenti sovraccarichi a differenza della normativa attualmente vigente:

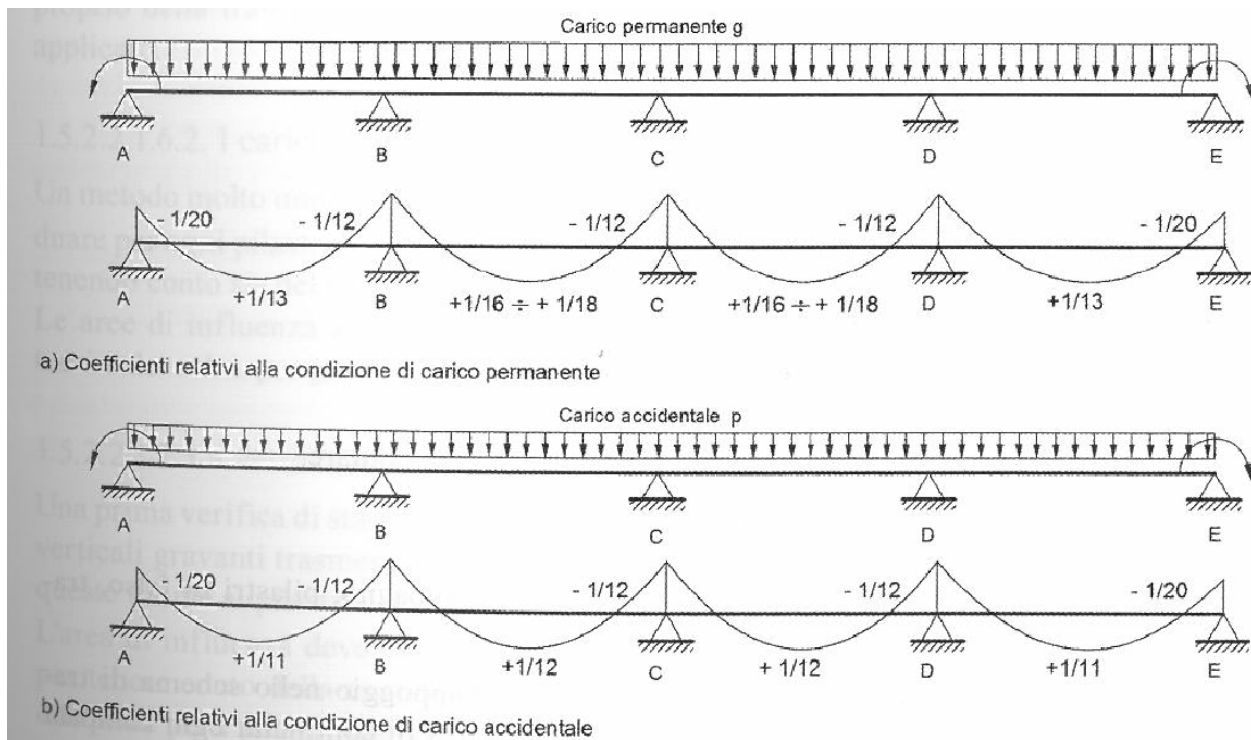
- 1) Il sovraccarico per gli ospedali pari a 350 daN/m².
- 2) Il sovraccarico dei balconi e delle scale di edifici pubblici pari a 500 daN/m².
- 3) Il sovraccarico per il sottotetto accessibile pari a 100 daN/m².
- 4) Il sovraccarico dovuto alla neve pari a 90 daN/m².

La scelta del modello di calcolo di un progetto simulato deve rispecchiare i modelli del periodo e non le sofisticate procedure di valutazione e progettazione strutturale moderne.

Per le travi dei telai multipiano si faceva riferimento allo schema di trave continua, a condizione che le luci delle campate non fossero molto diverse l'una dall'altra e il carico agente fosse uniformemente distribuito; il momento flettente M con buona approssimazione era valutato con la seguente relazione:

$$M = \alpha \cdot q \cdot l^2$$

Si consigliava anche di separare gli effetti del carico permanente da quello del carico accidentale. I valori proposti per il coefficiente α sono riportati nella tabella seguente



Lo sforzo di taglio nella sezione esterna dal primo appoggio veniva calcolato con la seguente relazione:

$$T = 1,15 \cdot (g+p) \cdot l/2$$

Nelle sezioni degli appoggi interni il valore del taglio veniva determinato con la seguente relazione:

$$T = (g+p) \cdot l/2$$

Il progetto delle travi era eseguito solitamente considerando la trave a semplice armatura. Nella realtà la sezione era sempre a doppia armatura per la presenza anche se minima di armatura nella zona compressa, solitamente con la funzione di reggistaffa.

L'armatura delle travi in mezzzeria e nelle sezioni di incastro veniva calcolata con la seguente relazione semplificata:

$$A_s = M / (0,9 \cdot h \cdot \sigma_{f,amm})$$

dove:

M = momento Massimo della sezione;

h = altezza utile della sezione;

$\sigma_{f,amm}$ = tensione ammissibile del ferro utilizzato.

La tensione tangenziale veniva calcolata con la formula approssimata:

$$\tau_{max} = T / (B \cdot 0,9 \cdot h)$$

Se $\tau_{max} < \tau_{c0}$ non si armava a taglio pur disponendo staffatura.

Se $\tau_{c0} < \tau_{max} < \tau_{c1}$ si armava a taglio facendo assorbire lo sforzo globale allo scorrimento per il 50% ai ferri piegati e per il 50% alle staffe.

In generale lo sforzo globale di scorrimento Ω era determinato con:

$$\Omega = T \cdot L / 4$$

Il numero dei piegati e il numero delle staffe veniva ricavato con le seguenti relazioni approssimate:

Piegati: $(0,5 \cdot \Omega): n_p \cdot A_p = T \cdot l / (10,2 \cdot h \cdot \sigma_{f,amm})$;

Staffe: $(0,5 \cdot \Omega): n_{st} \cdot A_{st} = T \cdot l / (7,2 \cdot h \cdot \sigma_{f,amm})$.

Per quanto riguarda il dimensionamento dei pilastri veniva eseguito considerando gli stessi sottoposti a solo sforzo normale centrato valutato come somma dei tagli relativi alle estremità delle travi che in esso convergenti più il peso proprio del pilastro.

La sezione trasversale di calcestruzzo strettamente necessaria veniva calcolata come rapporto dello sforzo normale e della relativa tensione ammissibile per compressione centrata, l'area minima di acciaio da mettere all'interno della sezione era pari al 0,6% dell'area di calcestruzzo strettamente necessaria e compresa fra lo 0,3% e il 5% della sezione effettiva (D.M. 16.06.1976). La verifica a sforzo normale centrato veniva poi eseguita nuovamente considerando anche la presenza dell'armatura longitudinale.

Un metodo molto impiegato per la determinazione dei carichi verticali era quello di individuare per ogni pilastro ad ogni piano la sua area di influenza e di calcolarne il peso tenendo conto sia del contributo dei carichi permanenti che di quelli variabili.

Pertanto per ricavare le armature degli elementi strutturali e per verificare la corrispondenza dei dati ricavati dalle indagini pacometriche si sono eseguite verifiche delle travi e dei pilastri in base alle formule utilizzate all'epoca della progettazione prima della diffusione degli elaboratori elettronici e dei programmi informatici.

I risultati del progetto simulato che vengono di seguito riportati sono stati confrontati e resi congruenti con i dati ricavati dalle limitate verifiche in situ pacometriche.

Tale calcolo ha permesso di ricavare l'armatura delle travi e dei pilastri che non è stato possibile rilevare con le indagini non distruttive.

3.2.1.1 PROGETTO SIMULATO DEI PILASTRI

In base al D.M. 16.06.1976 i pilastri soggetti a pressione assiale centrata o eccentrica di sezione poligonale regolare devono avere un armatura longitudinale di sezione pari allo 0,6% della sezione di calcestruzzo strettamente necessaria per carico assiale, in base alla tensione ammissibile adottata, e compresa fra lo 0,3% ed il 5% della sezione effettiva. Le armature trasversali devono essere chiuse e conformate in modo da contrastare efficacemente lavorando a trazione gli spostamenti delle barre longitudinali avere un passo non superiore a 15 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale con un massimo di 25 cm.

Le pacometrie eseguite al primo livello hanno rilevato, la presenza di staffe f8 con passo di 15 cm. Le armature longitudinali individuate con le pacometrie sono state le seguenti:

3+3 f16 nei pilastri n. 6, n. 20 di dimensioni 40*60 cm. disposti sul lato minore;

2+2 f16 nel pilastro n. 11 di dimensioni 30*30 cm.;

3+3 f16 nei pilastri n. 24, n. 27, n.30 di dimensioni 30*40 cm. disposti sul lato maggiore;

4+4 f16 e 3+3 f16 nei pilastri ad "L" dell'ascensore di lati 60 cm. e 50 cm. e spessore 15 cm.

Le pacometrie eseguite al terzo livello hanno rilevato, la presenza di staffe f8 con passo di 15 cm. Le armature longitudinali individuate con le pacometrie sono state le seguenti:
 3+3 fl6 nei pilastri n. 15, n. 18, n. 22 di dimensioni 40*60 cm. disposti sul lato minore;
 4+4 fl6 nel pilastro n. 4 (maggiormente caricato) di dimensioni 40*60 cm. disposti sul lato minore;
 3+3 fl6 nel pilastro n. 24 di dimensioni 30*40 cm. disposti sul lato maggiore;
 4+4 fl6 e 3+3 fl6 nei pilastri ad “L” dell’ascensore di lati 60 cm. e 50 cm. e spessore 15 cm.

Le pacometrie eseguite al quarto livello hanno rilevato, la presenza di staffe f8 con passo di 15 cm. Le armature longitudinali individuate con le pacometrie sono state le seguenti:
 4+4 fl4 nei pilastri n. 6, n. 7, n. 18 di dimensioni 40*60 cm. disposti sul lato minore(in questo caso i 4+4 fl4 equivalgono a 3+3 fl6);
 2+2 fl4 e 4+4 fl2 nel pilastro 14 di dimensioni 40*60 cm. disposti sul lato minore (in questo caso i 4+4 fl2 e i 2+2 fl4 equivalgono a 3+3 fl6);
 2+2 fl6 e 2+2 fl2 nel pilastro 15 di dimensioni 40*60 cm. disposti sul lato minore (in questo caso i 2+2 fl2 equivalgono a 1+1 fl6);
 2+2 fl6 nel pilastro n.11 di dimensioni 30*30 cm.;

Dalle indagini eseguite si deduce che i pilastri n. 10 e n. 11 di dimensioni 30*30 cm. sono armati a tutti i piani con 4 fl6 e staffe f8/15”. A conferma di tale deduzione si riportano di seguito i risultati di un progetto simulato del pilastro n. 11 che risulta essere il più sollecitato.

$$\text{CARICO PESO PILASTRO} = 0,3*0,3*2500*(16,1-0,9*2-1-0,24) = 2.938 \text{ daN}$$

$$\text{CARICO PRIMO SOLAIO TRAVI} = (3,4*4.116+3,83*3.060)/2 = 12.857 \text{ daN}$$

$$\text{CARICO SECONDO SOLAIO TRAVI} = (3,4*2.497+3,83*2.100) = 8.266 \text{ daN}$$

$$\text{CARICO TERZO SOLAIO TRAVI} = (3,4*2.001+3,83*2.001)/2 = 7.234 \text{ daN}$$

$$\text{CARICO QUARTO SOLAIO TRAVI} = (3,4*1.462+3,83*1.462)/2 = 5.285 \text{ daN}$$

Il valore del carico al ml. sulle travi è stato ricavato direttamente dai dati del programma di calcolo utilizzato (INFO CARICHI TRAVI).

$$\text{CARICO SU PILASTRO N. 11} = 36.580 \text{ daN}$$

$$\text{Area strettamente necessaria di calcestruzzo} = 36.580/59,5 = 615 \text{ cmq}$$

$$\text{Percentuale minima di ferro} = 615*0,006 = 3,69 \text{ cmq} < 8,08 \text{ cmq (4fl6)}$$

$$\text{Percentuale minima di ferro} = 900*0,003 = 2,7 \text{ cmq} < 8,08 \text{ cmq (4fl6)}$$

Dalle indagini eseguite si deduce che i pilastri centrali che terminano al primo solaio dal n. 25 al n. 32 di dimensioni 30*40 cm. sono armati con 6 fl6 e staffe f8/15”. A conferma di tale deduzione si riportano di seguito i risultati di un progetto simulato del pilastro n. 32 che risulta essere il più sollecitato.

$$\text{CARICO PESO PILASTRO} = 0,3*0,4*2500*(3,35-0,6) = 825 \text{ daN}$$

$$\text{CARICO PRIMO SOLAIO TRAVI} = 4.882*(5,45+5,55)/2 = 26.851 \text{ daN}$$

Il valore del carico al ml. sulle travi è stato ricavato direttamente dai dati del programma di calcolo utilizzato (INFO CARICHI TRAVI).

$$\text{CARICO SU PILASTRO N. 32} = 27.676 \text{ daN}$$

$$\text{Area strettamente necessaria di calcestruzzo} = 27.676/59,5 = 465 \text{ cmq}$$

$$\text{Percentuale minima di ferro} = 465*0,006 = 2,79 \text{ cmq} < 12,06 \text{ cmq (6fl6)}$$

$$\text{Percentuale minima di ferro} = 1.200*0,003 = 3,6 \text{ cmq} < 12,06 \text{ cmq (6fl6)}$$

Dalle indagini eseguite si deduce che il pilastro n. 24 di dimensioni 30*40 cm. è armato con 6 fl6 e staffe f8/15”. A conferma di tale deduzione si riportano di seguito i risultati di un progetto simulato.

CARICO PESO PILASTRO = $0,3*0,4*2500*(16,1-0,9*2-1-0,6) = 3.810 \text{ daN}$

CARICO PRIMO SOLAIO TRAVI = $623*(4,35+6,4)/2+4.881*3,6/2 = 12.134 \text{ daN}$

CARICO SECONDO SOLAIO TRAVI = $848*(4,35+6,4)/2 = 4.558 \text{ daN}$

CARICO TERZO SOLAIO TRAVI = $848*(4,35+6,4)/2 = 4.558 \text{ daN}$

CARICO QUARTO SOLAIO TRAVI = $833*(4,35+6,4)/2 = 4.477 \text{ daN}$

Il valore del carico al ml. sulle travi è stato ricavato direttamente dai dati del programma di calcolo utilizzato (INFO CARICHI TRAVI).

CARICO SU PILASTRO N. 24 = 29.537 daN

Area strettamente necessaria di calcestruzzo = $29.537/59,5 = 480 \text{ cmq}$

Percentuale minima di ferro = $496*0,006 = 2,98 \text{ cmq} < 12,06 \text{ cmq} (6\text{fl}6)$

Percentuale minima di ferro = $1.200*0,003 = 3,6 \text{ cmq} < 12,06 \text{ cmq} (6\text{fl}6)$

Dalle indagini eseguite si deduce che i pilastri d'angolo di dimensioni $30*40 \text{ cm.}$ sono armati con $6 \text{ fl}6$ e staffe $\text{f}8/15$ ". A conferma di tale deduzione si riportano di seguito i risultati di un progetto simulato dei pilastri n. 1, n. 9, n. 12, n. 23.

CARICO PESO PILASTRO N.1 = $0,3*0,4*2500*(16,1-0,9*2-1-0,6) = 3.810 \text{ daN}$

CARICO PRIMO SOLAIO TRAVI = $623*4,35/2+3.054*4,6/2 = 8.379 \text{ daN}$

CARICO SECONDO SOLAIO TRAVI = $848*4,35/2+7.270*4,6/2 = 18.565 \text{ daN}$

CARICO TERZO SOLAIO TRAVI = $848*4,35/2+7.171*4,6/2 = 18.338 \text{ daN}$

CARICO QUARTO SOLAIO TRAVI = $833*4,35/2+5.665*4,6/2 = 13.865 \text{ daN}$

Il valore del carico al ml. sulle travi è stato ricavato direttamente dai dati del programma di calcolo utilizzato (INFO CARICHI TRAVI).

CARICO SU PILASTRO N. 1 = 62.957 daN

Area strettamente necessaria di calcestruzzo = $62.957/59,5 = 1.058 \text{ cmq}$

Percentuale minima di ferro = $1.058*0,006 = 6,35 \text{ cmq} < 12,06 \text{ cmq} (6\text{fl}6)$

Percentuale minima di ferro = $1.200*0,003 = 3,6 \text{ cmq} < 12,06 \text{ cmq} (6\text{fl}6)$

CARICO PESO PILASTRO N.9 = $0,3*0,4*2500*(16,1-0,9*2-1-0,24) = 3.918 \text{ daN}$

CARICO PRIMO SOLAIO TRAVI = $1.799*3,5/2+3.060*3,52/2 = 8.534 \text{ daN}$

CARICO SECONDO SOLAIO TRAVI = $7.270*3,5/2+2.100*3,52/2 = 16.419 \text{ daN}$

CARICO TERZO SOLAIO TRAVI = $7.171*3,5/2+2.001*3,52/2 = 16.071 \text{ daN}$

CARICO QUARTO SOLAIO TRAVI = $5.665*3,5/2+1.462*3,52/2 = 12.487 \text{ daN}$

Il valore del carico al ml. sulle travi è stato ricavato direttamente dai dati del programma di calcolo utilizzato (INFO CARICHI TRAVI).

CARICO SU PILASTRO N. 9 = 57.429 daN

Area strettamente necessaria di calcestruzzo = $57.429/59,5 = 965 \text{ cmq}$

Percentuale minima di ferro = $965*0,006 = 5,79 \text{ cmq} < 12,06 \text{ cmq} (6\text{fl}6)$

Percentuale minima di ferro = $1.200*0,003 = 3,6 \text{ cmq} < 12,06 \text{ cmq} (6\text{fl}6)$

CARICO PESO PILASTRO N.12 = $0,3*0,4*2500*(16,1-0,9*2-1-0,24) = 3.918 \text{ daN}$

CARICO PRIMO SOLAIO TRAVI = $1.799*3,5/2+3.060*3,83/2 = 9.008 \text{ daN}$

CARICO SECONDO SOLAIO TRAVI = $7.270*3,5/2+2.100*3,83/2 = 16.744 \text{ daN}$

CARICO TERZO SOLAIO TRAVI = $7.171*3,5/2+2.001*3,83/2 = 16.381 \text{ daN}$

CARICO QUARTO SOLAIO TRAVI = $5.665*3,5/2+1.462*3,83/2 = 12.713 \text{ daN}$

Il valore del carico al ml. sulle travi è stato ricavato direttamente dai dati del programma di calcolo utilizzato (INFO CARICHI TRAVI).

CARICO SU PILASTRO N. 9 = 58.764 daN

Area strettamente necessaria di calcestruzzo = $58.764/59,5 = 988 \text{ cmq}$

Percentuale minima di ferro = $988*0,006 = 5,93 \text{ cmq} < 12,06 \text{ cmq} (6\text{fl}6)$

Percentuale minima di ferro = $1.200*0,003 = 3,6 \text{ cmq} < 12,06 \text{ cmq} (6\text{fl}6)$

CARICO PESO PILASTRO N.23 = $0,3*0,4*2500*(16,1-0,9*2-1-0,6) = 3.810 \text{ daN}$

CARICO PRIMO SOLAIO TRAVI = $4.355*3,6/2+623*6,4/2 = 9.833 \text{ daN}$

CARICO SECONDO SOLAIO TRAVI = $7.270*3,6/2+848*6,4/2 = 15.800 \text{ daN}$

CARICO TERZO SOLAIO TRAVI = $7.171*3,6/2+848*6,4/2 = 15.621 \text{ daN}$

CARICO QUARTO SOLAIO TRAVI = $5.665*3,6/2+833*6,4/2 = 12.863 \text{ daN}$

Il valore del carico al ml. sulle travi è stato ricavato direttamente dai dati del programma di calcolo utilizzato (INFO CARICHI TRAVI).

CARICO SU PILASTRO N. 1 = 57.927 daN

Area strettamente necessaria di calcestruzzo = $57.927/59,5 = 974 \text{ cmq}$

Percentuale minima di ferro = $974*0,006 = 5,84 \text{ cmq} < 12,06 \text{ cmq} (6\text{fl}6)$

Percentuale minima di ferro = $1.200*0,003 = 3,6 \text{ cmq} < 12,06 \text{ cmq} (6\text{fl}6)$

Dalle indagini eseguite si deduce che i pilastri esterni n. 16 e n. 17 in corrispondenza dell'ascensore di dimensioni $30*40 \text{ cm.}$ sono armati con $6 \text{ fl}6$ e staffe $\text{f}8/15''$. A conferma di tale deduzione si riportano di seguito i risultati di un progetto simulato del pilastro 16 che risulta essere il più sollecitato.

CARICO PESO PILASTRO N.16 = $0,3*0,4*2500*(16,1-0,9*2-1-0,24) = 3.918 \text{ daN}$

CARICO PRIMO SOLAIO TRAVI = $4.355*3,5/2+4.355*3,20/2 = 14.859 \text{ daN}$

CARICO SECONDO SOLAIO TRAVI = $7.270*3,5/2+2.962*3,20/2 = 17.462 \text{ daN}$

CARICO TERZO SOLAIO TRAVI = $7.171*3,5/2+2.863*3,20/2 = 17.130 \text{ daN}$

CARICO QUARTO SOLAIO TRAVI = $5.665*3,5/2+2.154*3,20/2 = 13.360 \text{ daN}$

Il valore del carico al ml. sulle travi è stato ricavato direttamente dai dati del programma di calcolo utilizzato (INFO CARICHI TRAVI).

CARICO SU PILASTRO N. 16 = 66.729 daN

Area strettamente necessaria di calcestruzzo = $66.729/59,5 = 1.121 \text{ cmq}$

Percentuale minima di ferro = $1.121*0,006 = 6,73 \text{ cmq} < 12,06 \text{ cmq} (6\text{fl}6)$

Percentuale minima di ferro = $1.200*0,003 = 3,6 \text{ cmq} < 12,06 \text{ cmq} (6\text{fl}6)$

Dalle indagini eseguite si deduce che i pilastri esterni della parte superiore di dimensioni $40*60 \text{ cm.}$ sono armati con $6 \text{ fl}6$ e staffe $\text{f}8/15''$. A conferma di tale deduzione si riportano di seguito i risultati di un progetto simulato del pilastro 14 che risulta essere il più sollecitato.

CARICO PESO PILASTRO N.14 = $0,6*0,4*2500*(16,1-0,9*2-1-0,27) = 7.818 \text{ daN}$

CARICO PRIMO SOLAIO TRAVI = $4.355*3,55 = 14.859 \text{ daN}$

CARICO SECONDO SOLAIO TRAVI = $7.270*3,55 = 25.809 \text{ daN}$

CARICO TERZO SOLAIO TRAVI = $7.171*3,55 = 25.457 \text{ daN}$

CARICO QUARTO SOLAIO TRAVI = $5.665*3,55 = 20.111 \text{ daN}$

Il valore del carico al ml. sulle travi è stato ricavato direttamente dai dati del programma di calcolo utilizzato (INFO CARICHI TRAVI).

CARICO SU PILASTRO N. 14 = 94.054 daN

Area strettamente necessaria di calcestruzzo = $94.054/59,5 = 1.581 \text{ cmq}$

Percentuale minima di ferro = $1.581*0,006 = 9,48 \text{ cmq} < 12,06 \text{ cmq} (6\text{fl}6)$

Percentuale minima di ferro = $2.400*0,003 = 7,2 \text{ cmq} < 12,06 \text{ cmq} (6\text{fl}6)$

Dalle indagini eseguite si deduce che il pilastro esterno n. 4 della parte inferiore di dimensioni $40*60 \text{ cm.}$ è armato con $8 \text{ fl}6$ e staffe $\text{f}8/15''$. A conferma di tale deduzione si riportano di seguito i risultati di un progetto simulato del pilastro 4 che risulta essere il più sollecitato.

CARICO PESO PILASTRO N.4 = $0,6*0,4*2500*(16,1-0,9*2-1-0,27) = 7.818 \text{ daN}$

CARICO PRIMO SOLAIO TRAVI = $4.110*7,35/2+3054*4,4/2 = 21.823 \text{ daN}$

CARICO SECONDO SOLAIO TRAVI = $5.636*7,35/2+7.270*4,4/2 = 36.706 \text{ daN}$

CARICO TERZO SOLAIO TRAVI = $5.140*7,35/2+7.171*4,4/2 = 34.666 \text{ daN}$

CARICO QUARTO SOLAIO TRAVI = $4.009*7,35/2+5.665*4,4/2 = 27.196 \text{ daN}$

Il valore del carico al ml. sulle travi è stato ricavato direttamente dai dati del programma di calcolo utilizzato (INFO CARICHI TRAVI).

CARICO SU PILASTRO N. 4 = 128.209 daN

Area strettamente necessaria di calcestruzzo = $128.209/59,5 = 2.154 \text{ cmq}$

Percentuale minima di ferro = $2.154 \cdot 0,006 = 12,92 \text{ cmq} < 16,08 \text{ cmq} (8\text{fl}6)$

Percentuale minima di ferro = $2.400 \cdot 0,003 = 7,2 \text{ cmq} < 16,08 \text{ cmq} (8\text{fl}6)$

Si esegue un progetto simulato del pilastro 2 che risulta essere il più sollecitato del lato esterno nella parte inferiore per determinarne se il numero dei ferri possa essere assimilato a quello del pilastro 4 indagati con il pacometro (4+4 fl6) .

CARICO PESO PILASTRO N.2 = $0,6 \cdot 0,4 \cdot 2500 \cdot (16,1 - 0,9 \cdot 2 - 1 - 0,27) = 7.818 \text{ daN}$

CARICO PRIMO SOLAIO TRAVI = $3.054 \cdot 4,85 = 14.812 \text{ daN}$

CARICO SECONDO SOLAIO TRAVI = $7.270 \cdot 4,85 = 35.260 \text{ daN}$

CARICO TERZO SOLAIO TRAVI = $7.171 \cdot 4,85 = 34.779 \text{ daN}$

CARICO QUARTO SOLAIO TRAVI = $5.665 \cdot 4,85 = 27.475 \text{ daN}$

Il valore del carico al ml. sulle travi è stato ricavato direttamente dai dati del programma di calcolo utilizzato (INFO CARICHI TRAVI).

CARICO SU PILASTRO N. 4 = 120.144 daN

Area strettamente necessaria di calcestruzzo = $120.144/59,5 = 2.019 \text{ cmq}$

Percentuale minima di ferro = $2.019 \cdot 0,006 = 12,11 \text{ cmq} < 16,08 \text{ cmq} (8\text{fl}6)$

Percentuale minima di ferro = $2.400 \cdot 0,003 = 7,2 \text{ cmq} < 16,08 \text{ cmq} (8\text{fl}6)$

Si riepilogano le armature dei pilastri:

- 1) Pilastri nn. 11, 12 di dimensioni 30*30 armati con 4fl6 e staffe f8/15”;
- 2) Pilastri nn. 1, 8, 9, 12, 16, 17, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32 di dimensioni 30*40 armati con 6fl6 e staffe f8/15”;
- 3) Pilastri nn. 2, 3, 4, 5 di dimensioni 40*60 armati con 8fl6 e staffe f8/15”;
- 4) Pilastri nn. 6, 7, 8, 13, 14, 15, 18, 19, 20, 21, 22. di dimensioni 40*60 armati con 6fl6 e staffe f8/15”;

3.2.1.2 PROGETTO SIMULATO DELLA TRAVE DI FONDAZIONE

Dalle indagini svolte con georadar eseguite dalla ditta SGM SRL non è stato possibile individuare la tipologia fondale della costruzione.

Dal sondaggio mediante scavo a mano fatto eseguire dal sottoscritto si è rilevata la presenza di una tipologia della fondazione del tipo a trave “T” rovescia.

Visto l’interesse limitato tra i pilastri e la presenza di un muro in c.a. controterra si esegue il progetto simulato di travi rovesce con disposizione simile a quella dei telai del primo livello.

Le travi di fondazione all’epoca della costruzione venivano realizzate rigide a “T” rovescia con larghezza della suola dimensionata in funzione dei carichi verticali dei pilastri e della portanza ammissibile del terreno suggerita dai manuali dell’epoca.

Nel prontuario del cemento armato dell’Ing. Santarella era riportato: “ Nei casi più comuni i pilastri in c.a. terminano con una parte allargata detta plinto, che ripartisce il carico P in ragione della pressione pt ammissibile sul terreno senza cedimenti ($p_t = 1,5-2,5 \text{ kg/cmq}$).”

La ripartizione della reazione del terreno si considerava uniforme nel caso di fondazioni notevolmente rigide che pertanto dovevano avere una altezza non inferiore ad 1/5 della luce della

campata maggiore ed uno spessore dell'anima uguale alla dimensione del ritto interessato dalla trave. Lo spessore minimo della suola si determinava con la formula: $S_{min} = (B-b)/2$

Considerando una p_t ammissibile di 2 Kg/cm² e il carico del pilastro n. 14 che rappresenta la situazione più sfavorevole per carico e distanze dai pilastri limitrofi si ottiene una larghezza di suola minima per le travi longitudinali esterne di:

$$94.054/(2 \cdot 355) = 132 \text{ cm.}$$

Le travi esterne si considerano pertanto avere una larghezza della suola di 140 cm. una altezza di 140 cm. ($H > 695/5$) e uno spessore della suola di 40 cm.

Le travi longitudinali si considerano avere una larghezza di 100 cm. mentre la trave interna una larghezza di 90 cm.

L'armatura delle fondazioni non può essere rilevata in quanto posta nella base inferiore in corrispondenza del pilastro. Tale armatura veniva ricavata considerando la fondazione incastrata nei pilastri e soggetta al carico massimo trasmesso dal terreno (p_t ammissibile). La resistenza della fondazione è pertanto sempre superiore alla resistenza del terreno. Se risultano soddisfatte le verifiche geotecniche risultano pertanto soddisfatte anche le verifiche delle strutture di fondazione.

L'inadeguatezza delle fondazioni è comunque raramente la causa del danneggiamento osservato nei rilevamenti post-sisma.

Il paragrafo C8A.5.11 della Circolare n. 617/2009 prevede che è in genere possibile omettere interventi sulle strutture di fondazione, **nonché le relative verifiche**, qualora siano contemporaneamente presenti tutte le condizioni seguenti:

- a) nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;
- b) gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del
- c) fabbricato;
- d) gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- e) siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

3.2.1.3. PROGETTO SIMULATO DELLE TRAVI

In base al D.M. 16.06.1976 nelle travi si devono prevedere staffe aventi sezione complessiva non inferiore a 3 cm²/m, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. Le staffe devono essere collegate da apposite armature longitudinali. Lo stesso decreto impone che nella zona tesa delle strutture in elevazione, la percentuale di armatura longitudinale, riferita alla sezione rettangolare di calcolo, non deve scendere sotto lo 0,15% per barre ad aderenza migliorata.

L'armatura delle travi si ricava tramite un progetto simulato alle tensioni ammissibili considerando una tensione ammissibile del calcestruzzo di 85 daN/cm², una tensione ammissibile dell'acciaio di 2200 daN/cm² e un coefficiente di omogeneizzazione $n = 15$.

Le armature delle travi vengono ricavate dal progetto simulato redatto con metodologia dell'epoca verificando sempre la congruenza con i dati ricavati con le prove pacometriche.

Nel caso di necessità di armatura a taglio, per tenere conto della presenza dei piegati nell'inserimento delle armature nel modello di calcolo si dimezzerà il passo delle staffe.

LIVELLO 4

Le travi a questo livello hanno dimensioni 30*100 cm. L'armatura delle travi in zona tesa dovrà essere superiore a 4,5 cmq. ($0,15\% \cdot 30 \cdot 100$) che corrisponde a 3 fl6. Le pacometrie eseguite sulle travi di copertura hanno rilevato la presenza di staffe f8 con passo di 15/20 cm.

Si esegue il calcolo simulato alle tensioni ammissibili per le travi di copertura 4-5 e 3-2 e 24-23:

CALCOLO TRAVATA 4-5 (trave di luce massima direzione orizzontale)

$$M_{\max} = 4009 \cdot 7,35 \cdot 7,35 / 12 = 18.048 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$T_{\max} = 4009 \cdot 6,95 / 2 = 13.931 \text{ daN}$$

$$A_s = M / (0,9 \cdot h \cdot \sigma_{\text{aam}}) = 1.804.800 / (0,9 \cdot 98 \cdot 2.200) = 9,3 \text{ cmq} < 10,05 \text{ cmq} \text{ (5fl6)}$$

$$\tau_{\max} = T / (B \cdot 0,9 \cdot h) = (4.009 \cdot 6,95 / 2) / (30 \cdot 0,9 \cdot 98) = 5,26 \text{ cmq} < 5,33 \text{ daN/cmq.}$$

CALCOLO TRAVATA 3-2

$$M_{\max} \text{ campata} = 5.665 \cdot 5,1 \cdot 5,1 / 12 = 12.278 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = M / (0,9 \cdot h \cdot \sigma_{\text{aam}}) = 1.227.800 / (0,9 \cdot 98 \cdot 2.200) = 6,32 \text{ cmq} < 8,04 \text{ cmq} \text{ (4fl6)}$$

$$\tau_{\max} = T / (B \cdot 0,9 \cdot h) = (5.665 \cdot 4,7 / 2) / (30 \cdot 0,9 \cdot 98) = 5,03 \text{ cmq} < 5,33 \text{ daN/cmq.}$$

CALCOLO TRAVATA 1-2

$$M_{\max} \text{ campata} = 5.665 \cdot 4,6 \cdot 4,6 / 12 = 9.989 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = M / (0,9 \cdot h \cdot \sigma_{\text{aam}}) = 998.900 / (0,9 \cdot 98 \cdot 2.200) = 5,14 \text{ cmq} < 6,03 \text{ cmq} \text{ (3fl6)}$$

$$\tau_{\max} = T / (B \cdot 0,9 \cdot h) = (5.665 \cdot 4,2 / 2) / (30 \cdot 0,9 \cdot 98) = 4,49 \text{ cmq} < 5,33 \text{ daN/cmq.}$$

CALCOLO TRAVATA 24-23 (trave di luce massima direzione verticale)

$$M_{\max} \text{ campata} = 833 \cdot 6,4 \cdot 6,4 / 12 = 2.843 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = M / (0,9 \cdot h \cdot \sigma_{\text{aam}}) = 284.300 / (0,9 \cdot 98 \cdot 2.200) = 1.46 \text{ cmq} < 6,03 \text{ cmq} \text{ (3fl6)}$$

$$\tau_{\max} = T / (B \cdot 0,9 \cdot h) = (833 \cdot 6,1 / 2) / (30 \cdot 0,9 \cdot 98) = 0,96 \text{ cmq} < 5,33 \text{ daN/cmq.}$$

Le travi 30*100 cm. risultano armate con 3+3 fl6 e staffe f8/15". Le travi 4-5 e 3-2 nella parte superiore agli appoggi e nella parte inferiore in mezzzeria risultano armate rispettivamente con 5fl6 e con 4 fl6.

LIVELLO 3 E LIVELLO 2

Le travi a questo livello hanno dimensioni 30*90 cm. L'armatura delle travi in zona tesa dovrà essere superiore a 4,05 cmq. ($0,15\% \cdot 30 \cdot 90$) che corrisponde a 3 fl6.

Si esegue il calcolo simulato per le travi 4-5, 3-2, 1-2, 3-4 e 8-7:

CALCOLO TRAVATA 4-5 (trave di luce massima direzione orizzontale)

$$M_{\max} = 5.636 \cdot ((6,95 + 0,2) \cdot (6,95 + 0,2)) / 12 = 24.010 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = M / (0,9 \cdot h \cdot \sigma_{\text{aam}}) = 240.100 / (0,9 \cdot 88 \cdot 2.200) = 13,78 \text{ cmq} < 14,07 \text{ cmq} \text{ (7fl6)}$$

$$\tau_{\max} = T / (B \cdot 0,9 \cdot h) = (5.636 \cdot 6,95 / 2) / (30 \cdot 0,9 \cdot 88) = 8,24 \text{ cmq} > 5,33 \text{ daN/cmq.}$$

L'armatura tipica delle travi dell'epoca era quella di avere ferri continui (3fl6) e di avere l'armatura di mezzzeria (4fl6) posta in campata nella parte centrale e poi ripiegata a 45 gradi per assorbire il taglio e i momenti negativi.

CALCOLO TRAVATA 3-2

$$M_{\max} \text{ campata} = 7.270 \cdot (4,7+0,2) \cdot (4,7+0,2)/12 = 14.546 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = M/(0,9 \cdot h \cdot \sigma_{\text{aam}}) = 1454600/(0,9 \cdot 88 \cdot 2.200) = 8,35 \text{ cmq} < 10,05 \text{ cmq} (5\text{fl}6)$$

$$\tau_{\max} = T/(B \cdot 0,9 \cdot h) = (7.270 \cdot 4,7/2)/(30 \cdot 0,9 \cdot 88) = 7,19 \text{ cmq} > 5,33 \text{ daN/cm}^2$$

L'armatura tipica delle travi dell'epoca era quella di avere ferri continui (3fl6) e di avere l'armatura di mezzzeria (2fl6) posta in campata nella parte centrale e poi ripiegata a 45 gradi per assorbire il taglio e i momenti negativi.

CALCOLO TRAVATA 1-2

$$M_{\max} \text{ campata} = 7.270 \cdot 4,6 \cdot 4,6/12 = 12.819 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = M/(0,9 \cdot h \cdot \sigma_{\text{aam}}) = 1.281.900/(0,9 \cdot 88 \cdot 2.200) = 7,35 \text{ cmq} < 8,04 \text{ cmq} (4\text{fl}6)$$

$$\tau_{\max} = T/(B \cdot 0,9 \cdot h) = (7.270 \cdot 4,2/2)/(30 \cdot 0,9 \cdot 88) = 6,42 \text{ cmq} > 5,33 \text{ daN/cm}^2$$

L'armatura tipica delle travi dell'epoca era quella di avere ferri continui (3fl6) e di avere l'armatura di mezzzeria (1fl6) posta in campata nella parte centrale e poi ripiegata a 45 gradi per assorbire il taglio e i momenti negativi.

CALCOLO TRAVATA 3-4

$$M_{\max} \text{ campata} = 7.270 \cdot 4,4 \cdot 4,4/12 = 11.728 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = M/(0,9 \cdot h \cdot \sigma_{\text{aam}}) = 1.172.800/(0,9 \cdot 88 \cdot 2.200) = 6,73 \text{ cmq} < 8,04 \text{ cmq} (4\text{fl}6)$$

$$\tau_{\max} = T/(B \cdot 0,9 \cdot h) = (7.270 \cdot 4,0/2)/(30 \cdot 0,9 \cdot 88) = 6,12 \text{ cmq} > 5,33 \text{ daN/cm}^2$$

L'armatura tipica delle travi dell'epoca era quella di avere i reggistaffa continui (3fl6), di avere l'armatura di mezzzeria (1fl6) posta in campata nella parte centrale e poi ripiegata a 45 gradi per assorbire il taglio e i momenti negativi. In questo caso agli appoggi si dimezza il passo delle staffe

CALCOLO TRAVATA 8-7

$$M_{\max} \text{ campata} = 7.270 \cdot 3,55 \cdot 3,55/12 = 7.635 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = M/(0,9 \cdot h \cdot \sigma_{\text{aam}}) = 763500/(0,9 \cdot 88 \cdot 2.200) = 4,38 \text{ cmq} < 6,03 \text{ cmq} (3\text{fl}6)$$

$$\tau_{\max} = T/(B \cdot 0,9 \cdot h) = (7.270 \cdot 3,15/2)/(30 \cdot 0,9 \cdot 88) = 4,82 \text{ cmq} < 5,33 \text{ daN/cm}^2$$

L'armatura tipica delle travi dell'epoca era quella di avere i reggistaffa continui (2fl6), di avere l'armatura di mezzzeria (1fl6) posta in campata nella parte centrale e poi ripiegata a 45 gradi per assorbire il taglio e i momenti negativi. Le altre travi orizzontali e verticali verranno armate come la trave 8-7.

LIVELLO 1

Le travi a questo livello hanno dimensioni 30*60 cm., 70*27 cm. e 65*24 cm. Per le travi a spessore nei manuali dell'epoca si consigliava di avere uno sbalzo non superiore a 1,5*h. L'armatura delle travi in zona tesa dovrà essere superiore a 2,7 cmq. per le travi di dimensioni 30*60 cm. (0,15%*30*60) che corrisponde a 2 fl4 (reggistaffa rilevati con le pacometrie).

L'armatura delle travi in zona tesa dovrà essere superiore a 2,84 cmq. per le travi di dimensioni 70*27 cm. (0,15%*30*60). Le pacometrie eseguite sulle travi di dimensioni 30*60 cm. hanno rilevato la presenza di staffe f8 con passo massimo di 15/20 cm. Nella travi a spessore si disponeva un ferro circa ogni 30 cm.

Si esegue il calcolo simulato per le travi 32-27, 3-2, e 24-23:

CALCOLO TRAVATA 32-27 (trave centrale di luce massima direzione orizzontale)

$$M_{\max} = 4.882 \cdot 5,55 \cdot 5,55/12 = 12.532 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = M/(0,9 \cdot h \cdot \sigma_{\text{aam}}) = 1253200/(0,9 \cdot 58 \cdot 2.200) = 10,91 \text{ cmq} < 11,1 \text{ cmq} (2\text{fl}4+4\text{fl}6).$$

$$\tau_{\max} = T/(B \cdot 0,9 \cdot h) = (4.882 \cdot 5,15/2)/(30 \cdot 0,9 \cdot 58) = 8,02 \text{ cmq} > 5,33 \text{ daN/cm}^2$$

L'armatura tipica delle travi dell'epoca era quella di avere i reggistaffa continui (2fl4) di avere l'armatura di mezzzeria (4fl6) posta in campata nella parte centrale e poi ripiegata a 45 gradi per assorbire il taglio e i momenti negativi.

CALCOLO TRAVATA 32-28 (trave centrale di luce massima direzione orizzontale)

$$M_{max} = 4.882 * 5,45 * 5,45 / 12 = 12.083 \text{ daN*m}$$

$$A_s = M / (0,9 * h * \sigma_{aam}) = 1208300 / (0,9 * 58 * 2.200) = 10,52 \text{ cmq} < 11,1 \text{ cmq} (2f14+4f16)$$

$$\tau_{max} = T / (B * 0,9 * h) = (4.882 * 5,05 / 2) / (30 * 0,9 * 58) = 7,87 \text{ cmq} > 5,33 \text{ daN/cmq.}$$

L'armatura tipica delle travi dell'epoca era quella di avere i reggistaffa continui (2f14) di avere l'armatura di mezzeria (4f16) posta in campata nella parte centrale e poi ripiegata a 45 gradi per assorbire il taglio e i momenti negativi.

CALCOLO TRAVATA 29-28

$$M_{max} = 4.629 * 4,7 * 4,7 / 12 = 8.521 \text{ daN*m}$$

$$A_s = M / (0,9 * h * \sigma_{aam}) = 852100 / (0,9 * 58 * 2.200) = 7,42 \text{ cmq} < 9,09 \text{ cmq} (2f14+3f16)$$

$$\tau_{max} = T / (B * 0,9 * h) = (4.629 * 4,3 / 2) / (30 * 0,9 * 58) = 6,35 \text{ cmq} > 5,33 \text{ daN/cmq.}$$

L'armatura tipica delle travi dell'epoca era quella di avere i reggistaffa continui (2f14) di avere l'armatura di mezzeria (3f16) posta in campata nella parte centrale e poi ripiegata a 45 gradi per assorbire il taglio e i momenti negativi.

CALCOLO TRAVATA 26-27

$$M_{max} = 4.882 * 3,75 * 3,75 / 12 = 5.721 \text{ daN*m}$$

$$A_s = M / (0,9 * h * \sigma_{aam}) = 5721 / (0,9 * 58 * 2.200) = 4,98 \text{ cmq} < 5,07 \text{ cmq} (2f14+1f16)$$

$$\tau_{max} = T / (B * 0,9 * h) = (4.882 * 3,35 / 2) / (30 * 0,9 * 58) = 5,22 \text{ cmq} < 5,33 \text{ daN/cmq.}$$

L'armatura tipica delle travi dell'epoca era quella di avere i reggistaffa continui (2f14) di avere l'armatura di mezzeria (1f16) posta in campata nella parte centrale e poi ripiegata a 45 gradi per assorbire il taglio e i momenti negativi. In corrispondenza del pilastro 27 l'armatura sarà quella della trave 32-27 (2f14+4f16).

CALCOLO TRAVATA 24-25

$$M_{max} = 4.882 * 3,6 * 3,6 / 12 = 5.273 \text{ daN*m}$$

$$A_s = M / (0,9 * h * \sigma_{aam}) = 5273 / (0,9 * 58 * 2.200) = 4,59 \text{ cmq} < 5,07 \text{ cmq} (2f14+1f16)$$

$$\tau_{max} = T / (B * 0,9 * h) = (4.882 * 3,20 / 2) / (30 * 0,9 * 58) = 4,98 \text{ cmq} < 5,33 \text{ daN/cmq.}$$

L'armatura tipica delle travi dell'epoca era quella di avere i reggistaffa continui (2f14) di avere l'armatura di mezzeria (1f16) posta in campata nella parte centrale e poi ripiegata a 45 gradi per assorbire il taglio e i momenti negativi. Le travi 31-30 e 30-29 si considerano armate come la trave 25-24 mentre nella trave 25-26 saranno disposti solo i reggistaffa.

CALCOLO TRAVATA 23-24

$$M_{max} = 623 * 6,4 * 6,4 / 12 = 2.126 \text{ daN*m}$$

$$A_s = M / (0,9 * h * \sigma_{aam}) = 212600 / (0,9 * 58 * 2.200) = 1,85 \text{ cmq} < 3,06 \text{ cmq} (2f14)$$

$$\tau_{max} = T / (B * 0,9 * h) = (623 * 6,1 / 2) / (30 * 0,9 * 58) = 1,21 \text{ cmq} < 5,33 \text{ daN/cmq.}$$

La trave 1-24 verrà armata come la trave 23-24.

CALCOLO TRAVATA 31-13

$$M_{max} = 1993 * 6,4 * 6,4 / 12 = 6.802 \text{ daN*m}$$

$$A_s = M / (0,9 * h * \sigma_{aam}) = 680200 / (0,9 * 58 * 2.200) = 5,92 \text{ cmq} < 7,08 \text{ cmq} (2f14+2f16)$$

$$\tau_{max} = T / (B * 0,9 * h) = (1993 * 5,8 / 2) / (30 * 0,9 * 58) = 3,69 \text{ cmq} < 5,33 \text{ daN/cmq.}$$

L'armatura tipica delle travi dell'epoca era quella di avere i reggistaffa continui (2f14) di avere l'armatura di mezzeria (2f16) posta in campata nella parte centrale e poi ripiegata a 45 gradi per assorbire il taglio e i momenti negativi.

CALCOLO TRAVATA 31-8

$$M_{max} = 1993 * 4,35 * 4,35 / 12 = 3.142 \text{ daN*m}$$

$$A_s = M / (0,9 * h * \sigma_{aam}) = 314200 / (0,9 * 58 * 2.200) = 2,73 \text{ cmq} < 3,06 \text{ cmq} (2f14)$$

$$\tau_{\max} = T/(B \cdot 0,9 \cdot h) = (1993 \cdot 4,35/2)/(30 \cdot 0,9 \cdot 58) = 2,76 \text{ cmq} < 5,33 \text{ daN/cmq.}$$

L'armatura tipica delle travi dell'epoca era quella di avere i reggistaffa continui (2fl4) di avere l'armatura di mezzeria (0fl6) posta in campata nella parte centrale e poi ripiegata a 45 gradi per assorbire il taglio e i momenti negativi.

CALCOLO TRAVATA 22-23

$$M_{\max} = 4.355 \cdot 3,6 \cdot 3,6/12 = 4.703 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = M/(0,9 \cdot h \cdot \sigma_{am}) = 470300/(0,9 \cdot 25 \cdot 2.200) = 9,50 \text{ cmq} < 10 \text{ cmq (5fl6)}$$

$$\tau_{\max} = T/(B \cdot 0,9 \cdot h) = (4355 \cdot 3,2/2)/(70 \cdot 0,9 \cdot 25) = 4,42 \text{ cmq} < 5,33 \text{ daN/cmq.}$$

L'armatura tipica delle travi dell'epoca era quella di avere i reggistaffa continui (3fl6) di avere l'armatura di mezzeria (2fl6) posta in campata nella parte centrale e poi ripiegata a 45 gradi per assorbire il taglio e i momenti negativi. Le travi a spessore 70*27 si armano allo stesso modo.

CALCOLO TRAVATA 10-11

$$M_{\max} = 4.119 \cdot 3,4 \cdot 3,4/12 = 3968 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = M/(0,9 \cdot h \cdot \sigma_{am}) = 3968/(0,9 \cdot 22 \cdot 2.200) = 9,10 \text{ cmq} < 10 \text{ cmq (5fl6)}$$

$$\tau_{\max} = T/(B \cdot 0,9 \cdot h) = (4119 \cdot 3,1/2)/(65 \cdot 0,9 \cdot 22) = 4,96 \text{ cmq} < 5,33 \text{ daN/cmq.}$$

L'armatura tipica delle travi dell'epoca era quella di avere i reggistaffa continui (3fl6) di avere l'armatura di mezzeria (2fl6) posta in campata nella parte centrale e poi ripiegata a 45 gradi per assorbire il taglio e i momenti negativi. Le travi a spessore 65*24 si armano allo stesso modo.

3.2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI NEL CALCOLO

I dati dei materiali utilizzati nella presente verifica di vulnerabilità sismica sono stati desunti dai risultati della campagna di indagine eseguita dalla Ditta SGM SRL con sede legale in Perugia riportati nella relazione P4468C/11 del 28.03.2011.

La resistenza a compressione del calcestruzzo in opera ($f_{\text{opera,c}}$), definita la resistenza a compressione di ogni carota estratta dalla struttura (f_{carota}), viene determinata considerando l'influenza delle molteplici condizioni sullo specifico calcestruzzo in esame e quindi applicando opportuni coefficienti correttivi.

Per convertire le resistenze ottenute sulle carote (f_{carota}) in resistenza di calcestruzzo in opera ($f_{\text{opera,c,i}}$) si è adottata la seguente relazione (Masi-2005):

$$f_{\text{opera,c,i}} = c_{h/d} \cdot c_{dia} \cdot c_{steel} \cdot c_{tor} \cdot c_{dir} \cdot f_{\text{carota}}$$

dove:

$c_{h/d}$ = coefficiente correttivo per rapporti h/d diversi da 2 pari a $c_{h/d} = 2/(1,5 + d/h)$;

c_{dia} = coefficiente correttivo relativo al diametro da assumere pari a 1.06, 1.00 e 0.98 per diametri pari, rispettivamente, a 50, 100 e 150 mm;

c_{steel} = coefficiente correttivo relativo alla presenza di eventuali armature incluse, in assenza di barre incluse da assumere pari a 1 e variabile tra 1.03 per barre di piccolo diametro ($\Phi 10$) e 1.13 per barre di diametro maggiore ($\Phi 20$);

c_{tor} = coefficiente correttivo per tener conto del disturbo arrecato alla carota nelle operazioni di estrazione e preparazione. Tenendo conto che il rimaneggiamento è tanto maggiore quanto minore è la qualità del calcestruzzo da carotare, si assume $c_{tor} = 1,2$ per $f_{car} < 20 \text{ N/mm}^2$, $c_{tor} = 1,1$ per $f_{car} \geq 20 \text{ N/mm}^2$.

c_{dir} = coefficiente correttivo relativo alla direzione del carotaggio, non contemplato nella formula Masi, che tiene conto della posizione del carotaggio rispetto alla altezza H dell'elemento

strutturale e della direzione del getto di calcestruzzo. Tale coefficiente trova corretta applicazione laddove l'altezza del getto diviene significativa come nel caso di pilastri, risulta trascurabile nel caso di travi con altezza media 50-60 cm. Si assume $c_{dir}=1$ per carotaggi di pilastri paralleli alla direzione del getto e per carotaggi di travi; $c_{dir}=1,05$ per carotaggio perpendicolare di pilastri in posizione 0-1/3H, $c_{dir}=1,075$ per carotaggio di pilastri in posizione 1/3H-2/3H, $c_{dir}=1,10$ per carotaggio perpendicolare di pilastri in posizione 2/3H-H.

Sono stati eseguiti n. 14 carotaggi complessivamente, dei quali si riportano di seguito le resistenze a compressione in opera ottenute dallo schiacciamento delle singole carote (f_{carota}) moltiplicate per i vari coefficienti correttivi:

Provino	f_{carota} N/mm ²	$C_{h/d}$	C_{dia}	C_{steel}	C_{tor}	C_{dir}	f_{opera} N/mm ²
P6-PI	15,4	1,00	1,01	1,00	1,20	1,075	20,06
P24-PI	10,3	1,00	1,01	1,00	1,20	1,075	13,42
P27-PI	22,3	1,00	1,01	1,00	1,10	1,075	26,63
P30-PI	24,0	0,97	1,01	1,00	1,10	1,075	27,80
T26/27PI	16,1	1,00	1,01	1,00	1,20	1,00	19,51
P22-PT	14,9	1,00	1,01	1,00	1,20	1,075	19,41
P4-P1	13,0	1,00	1,01	1,00	1,20	1,075	16,94
P14-P1	21,0	1,00	1,01	1,00	1,10	1,075	25,08
P18-P1	18,1	0,88	1,01	1,00	1,20	1,075	20,75
P22-P1	14,8	0,84	1,01	1,00	1,20	1,075	16,20
P6-P2	25,8	1,00	1,01	1,00	1,10	1,075	30,81
P11-P2	14,1	1,00	1,01	1,00	1,20	1,075	18,37
P15-P2	32,4	1,00	1,01	1,00	1,10	1,075	38,70
P18-P2	24,3	1,00	1,01	1,00	1,10	1,075	29,02

Il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera (f_{cm}) ricavato come media dei valori delle resistenze a compressione in opera ($f_{opera,c}$) delle singole carote risulta essere:

$$f_{cm_{carote}} = 23,05 \text{ N/mm}^2.$$

Sono state realizzate inoltre alcune prove non distruttive con il metodo Sonreb, in quanto la normativa vigente consente di sostituire una prova non distruttiva con un numero triplo di prove non distruttive tarate su quelle distruttive.

Il metodo Sonreb consente di determinare indirettamente la resistenza del calcestruzzo in opera, correlando il valore locale della velocità di propagazione di impulsi ultrasonici e dell'indice di rimbalzo dello sclerometro.

Sono stati eseguiti n. 8 indagini con metodo Sonreb delle quali si riportano di seguito le resistenze cilindriche a compressione (f_c) ottenute dalle resistenze cubiche a compressione (R_c) stimate sperimentalmente:

Provino	R _c N/mm ²	f _c N/mm ²
P6-PI	26,0	21,58
P20-PI	22,2	18,43
P15-P1	19,3	16,02
P18-P1	18,2	15,11
P6-P2	25,7	21,33
P7-P2	33,6	27,89
P14-P2	37,7	31,29
P18-P2	36,8	30,54

Il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera (f_{cm}) ricavato come media dei valori delle resistenze a compressione in opera (f_c) ricavato con metodo Sonreb risulta essere:

$$f_{cm_{sonreb}} = 22,77 \text{ N/mm}^2.$$

La normativa vigente consente di sostituire una prova non distruttiva con un numero triplo di prove non distruttive, tarate su quelle distruttive pertanto il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera (f_{cm}) valutato tenendo conto sia delle prove distruttive che quello delle prove non distruttive risulta essere:

$$f_{cm} = (23,05 \cdot 14 + 22,77 \cdot 8/3) / (14 + 8/3) = 23,01 \text{ N/mm}^2.$$

Tale valore corrisponde ad una resistenza cubica media di $R_{cm} = 23,01/0,83 = 27,72 \text{ N/mm}^2$.

Nella verifica di vulnerabilità sismica, si utilizzeranno per il calcestruzzo le seguenti caratteristiche meccaniche:

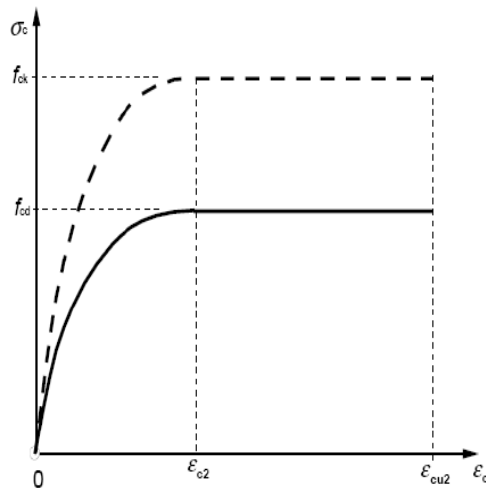
f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = $23,01 \text{ N/mm}^2 = 230 \text{ daN/cm}^2$

$f_{cd_duttile} = f_{cm} / FC = 230/1,20 = 191,66 \text{ daN/cm}^2$ valore di calcolo utilizzato per le verifiche degli elementi/meccanismi duttili;

$f_{cd_fragile} = f_{cm} / FC \cdot \gamma_c = 230/(1,20 \cdot 1,5) = 127,77 \text{ daN/cm}^2$ valore di calcolo utilizzato per le verifiche degli elementi/meccanismi fragili;

$E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm}/10)^{(0,3)} = 28.249 \text{ (N/mm}^2\text{)} = \text{Valore medio del modulo elastico non fessurato};$

Si è assunto per il calcestruzzo il diagramma tensione deformazione di tipo parabola-rettangolo con un valore di $\varepsilon_{c2} = 0,20\%$ ed $\varepsilon_{cu2} = 0,35\%$



I risultati delle prove di trazione sui campioni di ferro di armatura prelevati in cantiere sono stati i seguenti:

N.	Diametro	Area	Allungamento al carico max	Allungamento di rottura	Tensione di snervamento	Tensione di rottura	Rapporto	Peso
	[mm]	[mm ²]	A _{gt} [%]	A _ε [%]	f _y [N/mm ²]	f _t [N/mm ²]	f _t /f _y	[g/m]
F1	11,5	104,4	21,4	/	439,1	663,7	1,51	820
F2	11,3	100,1	18,0	/	443,4	652,9	1,47	786
F3	10,2	81,0	22,8	/	405	590,2	1,46	636

Dai risultati ottenuti risulta evidente che nel fabbricato è stato utilizzato ferro ad aderenza migliorata del tipo FeB44K (tensione di snervamento > 4300 daN/cm² e tensione rottura > 5400 daN/cm²)

Il valore della tensione di snervamento è stata ricavata come media dei valori delle tensioni di snervamento dei provini e risulta essere:

$$f_{ym} = 429,16 \text{ N/mm}^2.$$

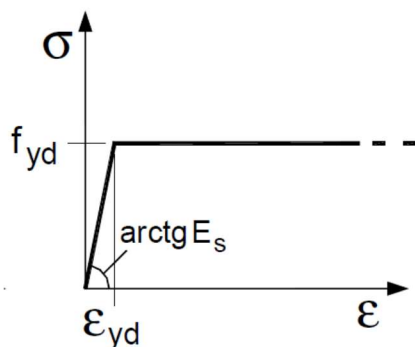
Nella verifica di vulnerabilità sismica, si utilizzeranno per l'acciaio le seguenti caratteristiche meccaniche:

$f_{ym} = 4.292 \text{ daN/cm}^2$ = Valore medio della tensione di snervamento delle barre

$f_{ydm_duttile} = f_{ym}/FC = 4.292/1,20 = 3.577 \text{ daN/cm}^2$ valore di calcolo utilizzato per le verifiche degli elementi/meccanismi duttili;

$f_{yd_fragile} = f_{ym}/FC*\gamma_s = 4.292/(1,20*1,15) = 3.110 \text{ daN/cm}^2$ valore di calcolo utilizzato per le verifiche degli elementi/meccanismi fragili.

Si è assunto per l'acciaio il diagramma di calcolo tensione snervamento elastico-perfettamente plastico indefinito.



3.3 - SUI SOLAI PER L'IDONEITA' STATICA

Il solaio del primo livello di altezza 20+4 cm. è di tipo SAP, costituito da pignatte di larghezza 40 cm. accostate all'intradosso per formare la casseforma del travetto di larghezza circa 10 cm. da armare e gettare in opera. L'armatura dei travetti è costituita da barre f8 di ferro ad aderenza migliorata.

Il solaio degli altri livelli sono costituiti da travi in c.a.p. di altezza 50 cm. poste ad un interasse di 50 cm. con base di 16 cm e aletta superiore di larghezza 12 cm. sopra la quale sono appoggiate le pignatte di altezza 20+4 cm.

I solai non presentano alcun segno di degrado e deformazioni e possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano ai sensi del paragrafo 7.2.6. del D.M. 14.01.2008.

La Ditta SGM SRL con sede legale in Perugia nella relazione P4468C/11 del 28.03.2011 ha riportato i risultati positivi di una prova di carico eseguita nel solaio del terzo livello (piano secondo).

La stratigrafia dei solai viene riportata nell'analisi dei carichi del successivo capitolo 6.

3.4 - SUL MANTENIMENTO DELLA FUNZIONALITA' DEGLI IMPIANTI

Il paragrafo 8.3 del D.M. 14.01.2008 dispone che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli S.L.U.; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli stati limite di esercizio i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal progettista di concerto con il committente.

Le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

In base all'articolo 2 del contratto di incarico si è stabilito per le verifiche sismiche di fare riferimento esclusivamente agli stati limite ultimi.

3.5 - VALUTAZIONE CRITICA DEI RISULTATI DELLE INDAGINI

Il padiglione C è stato realizzato senza alcun giunto strutturale attaccato al padiglione B in muratura preesistente.

Tale situazione strutturale può comportare il martellamento, cioè le due strutture soggette ad azioni sismiche, oscillando possono urtare l'una contro l'altra lesionandosi a vicenda.

Per evitare questo pericoloso fenomeno, il D.M. 14 gennaio 2008 prevede che la distanza tra due costruzioni contigue d , non sia inferiore alla somma degli spostamenti massimi orizzontali calcolati per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e, in ogni caso, non inferiori a:

$$d = \frac{\alpha h}{100}$$

dove:

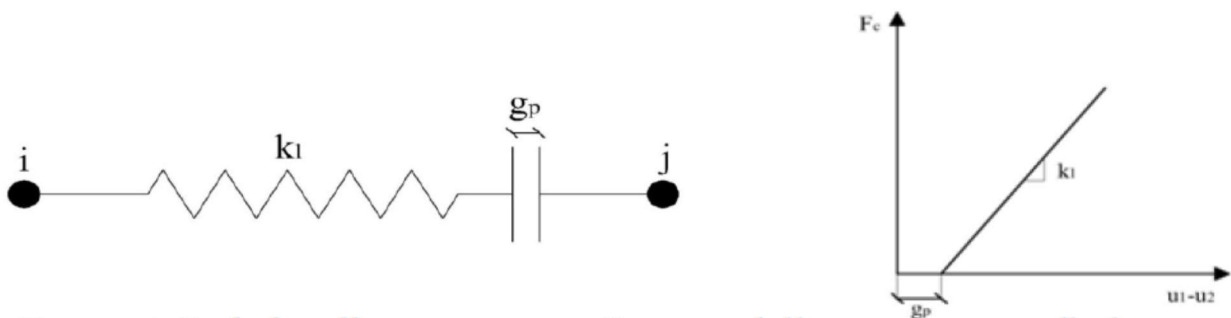
h = è la quota in cm. dei punti affacciati misurata dal piano di fondazione;
 α = è un coefficiente di rischio sismico uguale o inferiore a 1, e calcolato con: $\alpha_g \cdot S / (0,5 \cdot g)$.

Nella formula del coefficiente, a_g è l'accelerazione orizzontale massima al suolo indotta dal sisma, S è un coefficiente di amplificazione sismica che tiene conto delle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del terreno, mentre g è l'accelerazione di gravità.

La distribuzione delle forze di taglio di piano, previste in fase sismica, modificano il loro andamento se gli edifici considerati sono soggetti al martellamento.

In questo caso, infatti, si generano delle forze di taglio supplementari chiamate “forze di contatto (F_c)” che possono portare anche al collasso di qualche elemento strutturale.

L'azione di martellamento può essere stimata in maniera semplificata considerando l'interposizione di una molla tra le forze impattanti che assicura il trasferimento delle forze di contatto (F_c) secondo il legame costitutivo riportato in figura:



La forza di contatto sarà massima per una distanza (gap) nulla tra i fabbricati e sarà nulla per una distanza (gap) tra i fabbricati pari alla somma delle oscillazioni massime di ciascuno dei due.

Il valore della forza di contatto può essere quindi determinato considerando che la stessa assuma valori proporzionali alla distanza tra i due fabbricati.

La presenza del padiglione B viene quindi schematizzata con un vincolo unilatero, in grado di reagire solo su uno dei due versi di ciascun spostamento, di appropriata rigidezza estensionale.

Per definire il vincolo è necessario definire il valore della rigidezza K (costante elastica della molla) pari a quella delle strutture collidenti.

Per quanto riguarda la scelta di tale parametro, in assenza di dati ottenuti da una sperimentazione diretta, si considerano i valori riportati in letteratura. In particolare il “range” di valori individuati per la rigidezza assiale equivalente varia tra 2.600.000 kN/m e 8.700.000 kN/m per edifici in calcestruzzo armato, mentre per i solai si assumono solitamente valori compresi tra 856.500 e 2.855.000 kN/m.

Nel caso di esecuzione di analisi dinamica sperimentale, i valori della rigidezza K dei vincoli unilateri possono essere determinati con buona approssimazione rendendo congruenti i periodi ottenuti dalla sperimentazioni con i periodi del modello matematico.

Tale modello è alquanto cautelativo in quanto trascura l'effetto dissipativo presente durante l'urto.

Si è inoltre rilevata la presenza di due pilastri tozzi in corrispondenza delle scale che risultano essere estremamente vulnerabili a taglio.

I solai di piano e di copertura del fabbricato possono essere considerati infinitamente rigidi ai sensi del paragrafo 7.2.6 del D.M. 14.01.2008.

CAPITOLO 4 – VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Lo scopo della presente valutazione della sicurezza del fabbricato è di determinare il grado di sicurezza del fabbricato nei confronti dell'azione sismica prevista per la tipologia di edificio.

Ai sensi del paragrafo 8.3 del D.M. 14.01.2008 la valutazione della sicurezza viene eseguita solo con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

CAPITOLO 5 - VITA NOMINALE – CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La Vita Nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Applicando la definizione prevista dal D.M. 14.01.2008, è possibile considerare un Vita nominale di 50 anni per gli ospedali, seppure strategici, coerentemente con la durabilità dei materiali utilizzati e facendo coincidere la vita nominale con la vita programmata.

Infatti, la rapida trasformazione dei modelli operativi di assistenza e la durabilità dei materiali utilizzati per la realizzazione di tali opere, determinano che, da un punto di vista funzionale, la vita media di un ospedale non può superare i 50 anni, trascorsi i quali l'edificio necessita di significative trasformazioni funzionali per le quali il valore d'investimento tende a coincidere con il valore di ricostruzione.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso.

Nel presente caso tenendo conto del Decreto del Capo del dipartimento della Protezione Civile n. 3865 del 21.10.2003 e della D.G.R. n. 1520 del 11.11.2003, si considera la classe d'uso IV:

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti

e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per la classe IV il coefficiente d'uso $C_u = 2$.

Nel presente caso quindi il periodo di riferimento è: $V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 2,0 = 100$ anni

CAPITOLO 6 – AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Le azioni prese in esame per l'analisi e le verifiche della costruzione in progetto sono classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo in:

a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);

b) *variabili* (Q): azioni che agiscono sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

c) *eccezionali* (A): incendi, esplosioni, urti e impatti

d) *sismiche* (E): azioni derivanti dal terremoto.

Ai fini della definizione della vulnerabilità non è necessario considerare gli effetti della variabilità spaziale del moto prevista dal paragrafo 3.2.5. del D.M. 14.01.2008.

6.1. - COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente 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 caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

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

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

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

dove:

G_1 = peso proprio degli elementi strutturali;

G_2 = peso proprio degli elementi non strutturali;

P = precompressione;

Q_{k1} = azione variabile dominante rappresentata dal valore caratteristico dell'azione variabile;

Q_{k2}, Q_{k3} = azioni variabili che possono agire contemporaneamente alla dominante;

$\psi_{0i}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$ = rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici i cui valori sono forniti dalla seguente tabella:

Tabella 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{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	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	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

γ_p = coefficienti parziale precompressione = 1;

$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{Q1}$ = rappresentano i coefficienti parziali forniti dalla tabella seguente:

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Si fa riferimento a tre diversi stati limite ultimi (EQU, STR, e GEO) che tengono conto rispettivamente dell'equilibrio come corpo rigido, della resistenza strutturale anche in fondazione e dello stato limite di resistenza del terreno. Per quello che riguarda la combinazione per gli stati limite ultimi STR e GEO, il DM08 propone due approcci (A1, A2), il primo approccio prevede due diverse combinazioni, la prima delle quali, condizionante il dimensionamento strutturale, prevede l'utilizzo dei coefficienti presenti in colonna A1 per tutte le azioni, la seconda combinazione condizionante il dimensionamento geotecnico, prevede l'impiego dei coefficienti presenti in colonna A2. Il secondo approccio prevede un'unica combinazione con l'impiego dei coefficienti presente in colonna A1 per le azioni.

Nel caso della verifica di vulnerabilità di un edificio esistente la **combinazione statica di riferimento per la valutazione della vulnerabilità sismica** è quella che prevede i carichi gravitazionali combinati come nel caso sismico.

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

Se questa combinazione di carico comporta la presenza di elementi non verificati, l'analisi di vulnerabilità sismica può essere bloccata e potrà essere eseguita solo dopo aver eliminato le carenze statiche degli elementi critici attraverso opportuni interventi di adeguamento.

Il paragrafo C.8.3 della Circolare n. 617/2009 impone la necessità e l'improcrastinabilità di interventi di adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo.

La combinazione statica generale (il cui soddisfacimento o meno, non comporta il blocco della valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato) è quella indicata per le costruzioni esistenti al paragrafo 8.5.5 del D.M. 14.01.2008 in cui γ_G può essere preso unitario e $\gamma_Q = 1,5$:

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

Tale combinazione viene comunque raffrontata con una combinazione statica in cui sia γ_G che γ_Q sono presi con il valore unitario per valutare più criticamente la gravità del mancato adeguamento statico:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

6.2 - ANALISI DEI CARICHI

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO DEL PIANO PRIMO (TIPOLOGIA 1)

PESO PROPRIO 280 daN/mq

Pignatte con travetti gettati in opera $i = 40$ cm

9 daN/mq per ogni cm. di altezza: $20 \cdot 9 = 180$ daN/mq

Soletta collaborante: $2500 \cdot 0,04 = 100$ daN/mq

SOVRACCARICO PERMANENTE 276 daN/mq

Intonaco: $1200 \cdot 0,01 = 12$ daN/mq

Sottofondo e pavimento: $1800 \cdot 0,08 = 144$ daN/mq

Tramezzi $(52+24) \cdot 3,9 = 298$ daN/m per cui $g_2 = 120$ daN/mq

SOVRACCARICO VARIABILE

Categoria C1 300 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO DEI PIANI SECONDO E TERZO (TIPOLOGIA 2)

PESO PROPRIO 397 daN/mq

Solaio 20+4 interasse 50 cm. = 280 daN/mq

Travetti $2 \cdot 0,26 \cdot (0,12+0,06)/2 \cdot 2500 = 117$ daN/mq

SOVRACCARICO PERMANENTE 276 daN/mq

Controsoffitto = 12 daN/mq

Sottofondo e pavimento: $1800 \cdot 0,08 = 144$ daN/mq

Tramezzi $(52+24) \cdot 3,9 = 298$ daN/m per cui $g_2 = 120$ daN/mq

SOVRACCARICO VARIABILE

Categoria C1 300 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO DI COPERTURA DEL FABBRICATO (TIPOLOGIA 3)

PESO PROPRIO 397 daN/mq

Solaio 20+4 interasse 50 cm. = 280 daN/mq

Travetti $2 \cdot 0,26 \cdot (0,12+0,06)/2 \cdot 2500 = 117$ daN/mq

SOVRACCARICO PERMANENTE 276 daN/mq

Controsoffitto = 12 daN/mq

Blocco in laterizio pendenze = $1040 \cdot 0,12 \cdot 0,24 = 30$ daN/mq

Tavellone = 35 daN/mq

Soletta: $2500 \cdot 0,04 = 100$ daN/mq

Isolamento e guaina = 10 daN/mq

Macchinari impianti = 89 daN/mq

SOVRACCARICO VARIABILE

Categoria H1 50 daN/mq

Neve 120 daN/mq

Il carico della neve sulla copertura è stato valutato con la seguente espressione:

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

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura che in questo caso è pari a 0,8;

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo;

C_e è il coefficiente di esposizione assunto in questo caso pari a 1;

C_t è il coefficiente termico assunto in questo caso pari a 1.

L'opera in oggetto è localizzata nella zona I Mediterranea (Pesaro-Urbino) a circa 10 m. dal livello del mare, alla quale corrisponde un carico $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$.

$$q_s = 1 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 1,5 = 1,20 \text{ kN/mq}$$

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLO SBALZO ESTERNO DI APPOGGIO TAMPONATURA (TIPOLOGIA 4)

PESO PROPRIO 600 daN/mq

Soletta collaborante: $2500 \cdot 0,24 = 600 \text{ daN/mq}$

SOVRACCARICO PERMANENTE 156 daN/mq

Intonaco: $1200 \cdot 0,01 = 12 \text{ daN/mq}$

Sottofondo e pavimento: $1800 \cdot 0,08 = 144 \text{ daN/mq}$

SOVRACCARICO VARIABILE

Categoria C1 300 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA SCALA (TIPOLOGIA 5)

PESO PROPRIO 300 daN/mq

Soletta $s = 12 \text{ cm} = 375 \text{ daN/mq}$

SOVRACCARICO PERMANENTE 300 daN/mq

Alzata e pedata e intonaco = 300 daN/mq

SOVRACCARICO VARIABILE

Categoria C1 400 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL CORNICIONE DI COPERTURA (TIPOLOGIA 6)

PESO PROPRIO 375 daN/mq

Soletta $s = 15 \text{ cm} = 375 \text{ daN/mq}$

SOVRACCARICO PERMANENTE 10 daN/mq

Manto impermeabilizzante = 10 daN/mq

SOVRACCARICO VARIABILE

Categoria H1 50 daN/mq

Neve 120 daN/mq

Carico lineare dovuto al peso del parapetto del cornicione: $0,12 \cdot 0,75 \cdot 2500 = 225 \text{ daN/m}$

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAPETTO DEL CORNICIONE DI COPERTURA (TIPOLOGIA 7)

PESO PROPRIO 300 daN/mq
Soletta $s = 12 \text{ cm} = 0,12 \cdot 2500 = 300 \text{ daN/m}$

ANALISI DEI CARICHI DEL TAMPONAMENTO ESTERNO CON COSTOLATURA (TIPOLOGIA 8)

PESO PROPRIO 248 daN/mq
Intonaco interno: $1200 \cdot 0,02 = 24 \text{ daN/mq}$
forato in laterizio $s = 8 \text{ cm}$: 52 daN/mq
forato in laterizio $s = 12 \text{ cm}$: 125 daN/mq
Intonaco esterno: $1200 \cdot 0,02 = 24 \text{ daN/mq}$
Costolatura: $1100 \cdot (0,17 + 0,2) / 2 \cdot 0,1 / 0,9 = 23 \text{ daN/mq}$

ANALISI DEI CARICHI DEL TAMPONAMENTO ESTERNO SENZA COSTOLATURA (TIPOLOGIA 9)

PESO PROPRIO 225 daN/mq
Intonaco interno: $1200 \cdot 0,02 = 24 \text{ daN/mq}$
forato in laterizio $s = 8 \text{ cm}$: 52 daN/mq
forato in laterizio $s = 12 \text{ cm}$: 125 daN/mq
Intonaco esterno: $1200 \cdot 0,02 = 24 \text{ daN/mq}$

ANALISI DEI CARICHI DEL TAMPONAMENTO ESTERNO DEL PRIMO LIVELLO (TIPOLOGIA 10)

PESO PROPRIO 304 daN/mq
Intonaco esterno e interno: $2 \cdot 1200 \cdot 0,02 = 48 \text{ daN/mq}$
forato doppio Uni = 256 daN/mq

CARICO ESPPLICITO SU TRAVI DI PIANO

Per la combinazione sismica e per la combinazione fondamentale il carico esplicito considerato è:
 $276 \text{ (carico permanente)} + 300 \text{ (carico accidentale)} = 576 \text{ daN/mq}$

CARICO ESPPLICITO SU TRAVI DI COPERTURA

Per la combinazione sismica il carico esplicito considerato è:
 $276 \text{ (carico permanente)} = 276 \text{ daN/mq}$.

Per la combinazione fondamentale il carico esplicito considerato è:
 $276 \text{ (carico permanente)} + 120 \text{ (neve)} = 396 \text{ daN/mq}$.

CARICO ESPPLICITO DELLA TORRETTA DELL'ASCENSORE

La torretta dell'ascensore è costituita da blocchi semipieni da 12 cm. intonacati internamente ed esternamente con un copertura costituita da un solaio in latero-cemento di spessore $20 + 4 \text{ cm}$. Tale carico verrà fornito come esplicito utilizzando la categoria dei carichi permanenti e la seguente analisi dei carichi:

Carico setti trasversali:

Per la combinazione sismica il carico esplicito considerato è:

$(125 \cdot 2,2 \text{ (blocchetti)} + 1200 \cdot 0,02 \cdot 2,2 \text{ (intonaco parete)} + 280 \cdot 1,35 \text{ (peso solaio)} + 1200 \cdot 0,1 \cdot 1,35 \text{ (intonaco solaio)} + 10 \cdot 1,35 \text{ (impermeabilizzazione)}) = 881,30 \text{ daN/m}$

Per la combinazione fondamentale il carico esplicito considerato è:

$(125 \cdot 2,2 \text{ (blocchetti)} + 1200 \cdot 0,02 \cdot 2,2 \text{ (intonaco parete)} + 280 \cdot 1,35 \text{ (peso solaio)} + 1200 \cdot 0,1 \cdot 1,35 \text{ (intonaco solaio)} + 10 \cdot 1,35 \text{ (impermeabilizzazione)} + 120 \cdot 1,35 \text{ (neve)}) = 1.043,30 \text{ daN/m}$

Carico setti longitudinali:

Per la combinazione sismica il carico esplicito considerato è:

$(125 \cdot 2,2 \text{ (blocchetti)} + 1200 \cdot 0,02 \cdot 2,2 \text{ (intonaco parete)}) = 327,80 \text{ daN/m}$

Per la combinazione fondamentale il carico esplicito considerato è:

$(125 \cdot 2,2 \text{ (blocchetti)} + 1200 \cdot 0,02 \cdot 2,2 \text{ (intonaco parete)}) = 327,80 \text{ daN/m}$

CARICO ESPPLICITO SUL SOLAIO DI COPERTURA DEGLI SBALZI

Il programma utilizzato non consente di definire due ballatoi impostati sulla stessa trave. In corrispondenza del secondo e quarto solaio, sulle travi di bordo sono incastrati lo sbalzo di copertura della tamponatura del secondo livello e lo sbalzo di appoggio della copertura del terzo livello, pertanto il carico dello sbalzo inferiore verrà fornito come esplicito utilizzando la categoria dei carichi permanenti e la seguente analisi dei carichi:

PESO PROPRIO 375 daN/mq

Soletta collaborante: $2500 \cdot 0,15 = 375 \text{ daN/mq}$

SOVRACCARICO PERMANENTE 22 daN/mq

Guaina = 10 daN/mq

Intonaco: $1200 \cdot 0,01 = 12 \text{ daN/mq}$

SOVRACCARICO VARIABILE

Categoria H1

50 daN/mq

Neve

120 daN/mq

Per la combinazione sismica il carico esplicito considerato è:

$375 \text{ (peso proprio)} + 22 \text{ (carico permanente tetto)} = 397 \text{ daN/mq}$.

Per la combinazione fondamentale il carico esplicito considerato è:

$375 \text{ (peso proprio)} + 22 \text{ (carico permanente tetto)} + 120 \text{ (neve)} = 517 \text{ daN/mq}$.

6.3 - DETERMINAZIONE DELL'AZIONE AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “**pericolosità sismica di base**” del sito di costruzione che è descritta dalla probabilità che in un fissato intervallo di tempo si verifichi un evento sismico di entità almeno pari al valore prefissato.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria di sottosuolo A ($V_{s30} > 800 \text{ m/s}$), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in

accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di superamento P_{VR} come definite nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_C = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato al DM. 14.01.2008, sono forniti i valori dei tre parametri sopra citati, per tutti i siti considerati in base ad un reticolo di riferimento basato su periodi di ritorno compresi nell'intervallo 30 anni/ 2.475 anni.

La norma individua quattro stati limite nei confronti delle azioni sismiche:

stati limite di esercizio:

- 1) Stato limite di operatività (SLO);
- 2) Stato limite di Danno (SLD).

stati limite ultimi:

- 3) Stato limite di salvaguardia della vita (SLV);
- 4) Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_k} al variare dello stato limite considerato

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

L'allegato A al DM 14.01.2008 suggerisce la seguente relazione per calcolare il tempo di ritorno:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Qualora il tempo di ritorno richiesto sia differente da uno dei 9 tempi di ritorno forniti in tabella, sarà possibile ricavare il valore del parametro di interesse mediante interpolazione tra i valori dei parametri corrispondenti ai due tempi di ritorno (dei nove forniti per ognuno dei nodi del reticolo di riferimento) che comprendono il tempo di ritorno necessario, mediante la formula:

$$\log(P) = \log(P_1) + \log\left(\frac{P_2}{P_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

in cui:

p = valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;

T_R = periodo di ritorno desiderato, corrispondente alla vita di riferimento (V_R) ed alla probabilità di superamento nella vita di riferimento (P_{VR}) per lo stato limite considerato;

T_{R1}, T_{R2} = periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

I valori dei parametri a_g , F_0 e T^*c determinati sono relativi a situazioni geologiche corrispondenti ad un sito con assenza di effetti locali dei terreni, ovvero con presenza di substrato sismico ($V_{s30} > 800 \text{ m/s}$) affiorante o subaffiorante ed in condizioni morfologiche pianeggianti.

Qualora il sito di progetto non presenti le suddette condizioni sarà necessario, compiere specifiche analisi di valutazione della risposta sismica locale, o in alternativa, verificare:

a) la categoria di suolo di fondazione mediante la stima del parametro V_{s30} (tabella 3.2.II nel Cap 3.2 de D.M. 14.01.2008) e di conseguenza valutare l'incremento sull'azione sismica (tabella 3.2.V nel Cap 3.2 del D.M. 14.01.2008). La caratterizzazione geotecnica dei terreni si effettua in base ai valori della velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m. di profondità. Nei casi in cui tale determinazione non sia possibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica N_{spt30} nei terreni a prevalente grana grossa ed in alternativa della resistenza non drenata Cu_{30} nei terreni a prevalente grana fine.

b) il coefficiente di amplificazione topografica in funzione della categoria topografica (tabelle 3.2.IV e tabelle 3.2. VI nel Cap 3.2 della Norma).

Nel presente caso si ha:

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Pertanto, valutati i parametri spettrali a_g , F_0 e T^*c per il sito di progetto (approccio “sito-dipendente”) eventualmente corretti per il calcolo del periodo di ritorno necessario, incrementati eventualmente per l'amplificazione stratigrafica e topografica e sulla base della classe d'uso della costruzione, sarà possibile definire gli spettri orizzontali e verticali, necessari per la stima dell'azione sismica di progetto.

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico sul piano di fondazione è definito dallo spettro di risposta elastico. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Il moto può decomporsi in tre componenti ortogonali di cui una verticale. In via semplificata gli spettri delle due componenti orizzontali possono considerarsi eguali ed indipendenti. La componente verticale viene considerata solo nei casi previsti dal paragrafo 7.2.1 delle NTC 2008. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi. Analogamente si opera in presenza di sottosuoli di categoria **S1** o **S2**.

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$0 \leq T < T_B$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$
$T_C \leq T < T_D$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre:

S = è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: $S = S_s \cdot S_T$, essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

η = fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55,$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione (la formula sopra riportata va applicata per smorzamenti convenzionali diversi dal 5% poiché per $\xi = 5\%$ (smorzamento convenzionale) il parametro vale 1)

F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T^*_C$, dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

T_B = periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C / 3$,

T_D = periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6.$$

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

nelle quali T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_0 , S , η sono stati in precedenza definiti per le componenti orizzontali; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VII.

Tabella 3.2.VII – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tab. 3.2.VI.

Le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura q che tiene conto della capacità dissipativa anelastica della struttura.

L'azione sismica di progetto $S_d(T)$ è in tal caso data dallo spettro di risposta elastico, con le ordinate ridotte utilizzando il fattore q .

I valori numerici del fattore q vanno definiti in funzione dei materiali, delle tipologie strutturali, del loro grado di iperstaticità, della duttilità attesa e della interazione terreno-struttura.

Non è stata considerata la componente dell'azione sismica verticale in quanto non sono presenti nel progetto gli elementi indicati nel paragrafo 7.2.1 delle NTC 2008.

Secondo quanto proposto all' allegato B del DM 14.01.2008 considerate le coordinate geografiche del sito (longitudine est **12,90824** – latitudine nord **43,90849**) nel sistema WGS84 (convertite in automatico dal programma di calcolo in coordinate nel sistema di riferimento ED50 previsto dalla NTC 2008) si ottengono i seguenti parametri sismici e il seguente grafico dello spettro di risposta elastico (diagramma che riporta in funzione del periodo proprio della costruzione l'accelerazione assoluta massima su una struttura elastica lineare ad un grado di libertà soggetta al sisma) della componente orizzontale relativo allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

$P_{vr} = 0,1$

$T_r = 949$ anni

$a_g/g = 0,234$

$F_0 = 2,507912$

$T^*_c = 0,3095096$ s

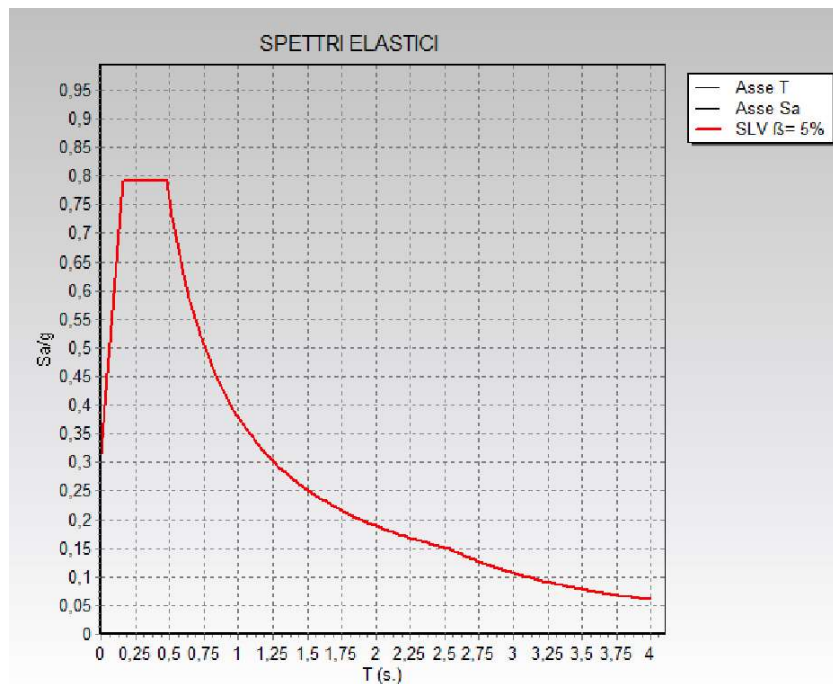
$F_v = 1,639337$

$T_B = 0,1595217$ s

$T_c = 0,4785651$ s

$T_D = 2,537788$ s

$S_s = 1,347217$



6.4 - DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO

Tale azione non è prevista in combinazione con l'azione sismica, pertanto non viene esplicitata perché non ritenuta necessaria ai fini delle combinazioni statiche di riferimento.

Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come per esempio le strutture in acciaio.

6.5 - DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DELLA NEVE

Tale azione non è prevista in combinazione con l'azione sismica, per cui viene esplicitata ai fini delle combinazioni statiche di riferimento.

I carichi relativi all'azione della neve sono stati riportati nelle analisi di carico precedenti.

6.6 - DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DELLA TEMPERATURA

Tale azione non è prevista in combinazione con l'azione sismica, pertanto non viene esplicitata perché non ritenuta necessaria ai fini delle combinazioni statiche di riferimento.

Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture con determinate caratteristiche tipologiche come per esempio le strutture in acciaio.

6.7 - DETERMINAZIONE DELLE AZIONI ECCEZIONALI

Tale azione non è prevista in combinazione con l'azione sismica. Non sono comunque presenti

CAPITOLO 7 - CRITERI GENERALI DI VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' PER AZIONI SISMICHE

In questa sezione si riportano le informazioni preliminari per l'esecuzione del calcolo sismico, tali da poter fornire una descrizione delle ipotesi basilari di verifica.

7.1 - ANALISI DI REGOLARITA'

Una costruzione è regolare in pianta e in altezza quando il suo comportamento è governato principalmente da modi di vibrare sostanzialmente traslazionali lungo due direzioni ortogonali e quando tali modi siano caratterizzati da spostamenti crescenti in maniera approssimativamente lineare con l'altezza.

Il paragrafo 7.2.2 del D.M. 14.01.2008 fornisce i criteri di regolarità in pianta ed in altezza. Tali criteri sono da intendersi come condizioni necessarie ma non sufficienti ai fini di controllare la regolarità.

Una edificio è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Nel presente caso **l'edificio è regolare in pianta** in quanto sono rispettate tutte le precedenti condizioni.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire

più del 20% dall'analogo rapporto determinato per "l'orizzontamento adiacente"); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Il fabbricato analizzato **risulta regolare in altezza** in quanto sono rispettate tutte le condizioni sopra riportate. Si precisa che la regolarità in altezza dovrà essere confermata dal calcolo in particolare verificando a posteriori la condizione g).

7.2 - CLASSIFICAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Gli elementi strutturali sono classificati in base ai probabili meccanismi di rottura a cui potrebbero andare incontro in caso di sisma.

Nelle costruzioni esistenti in c.a. soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti che possono essere:

- "duttili" :travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- "fragili" : meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi;

I meccanismi duttili possono essere attivati in maniera diffusa su tutta la costruzione, oppure in maniera non uniforme, ad esempio localizzandosi in alcune parti critiche o su un unico piano.

La plasticizzazione di un elemento o l'attivazione di un meccanismo duttile in genere non comportano il collasso della struttura.

I meccanismi fragili possono localizzarsi in qualsiasi punto della struttura e possono determinare il collasso dell'intera struttura.

Nella valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente in c.a. è fondamentale individuare e separare i due tipi di elementi/meccanismi poiché è diversa la valutazione degli effetti, delle capacità sismiche e delle relative verifiche per le due tipologie.

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile della struttura.

L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede da parte del progettista un'opportuna definizione del fattore di struttura q , il cui valore è scelto nel campo tra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Tutti gli elementi strutturali fragili devono invece soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q=1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Con l'impiego di una analisi statica non lineare i meccanismi "duttili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione mentre i meccanismi "fragili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenuti da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

7.3 - VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' STATICA FINALIZZATA ALL'ANALISI SIMICA

Prima di eseguire l'analisi sismica di un fabbricato è necessario valutare la situazione statica di partenza intendendo con questo la valutazione dello stato di sollecitazione degli elementi soggetti alla combinazione dei carichi gravitazionali in condizioni sismiche.

Nel caso della verifica di vulnerabilità di un edificio esistente la combinazione statica di riferimento è quella che prevede i carichi gravitazionali combinati come nel caso sismico:

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

L'obiettivo è quello di controllare che tutti gli elementi strutturali verifichino in termini di resistenza nella situazione di carico preliminare all'ingresso delle forze sismiche laterali.

Si esegue inoltre una verifica per la combinazione statica generale, in cui in base al paragrafo 8.5.5 del D.M. 14.01.2008 γ_G può essere preso unitario e $\gamma_Q = 1,5$:

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

Tale combinazione viene comunque raffrontata, in caso che la combinazione generale non venisse verificata, con una combinazione statica in cui sia γ_G che γ_Q sono presi con il valore unitario per valutare più criticamente la gravità del mancato adeguamento sismico.

Per la valutazione della vulnerabilità statica e per le verifiche sismiche successive è stato utilizzato il modello di calcolo tridimensionale riportato nel capitolo 9 della presente relazione.

I risultati della valutazione di vulnerabilità statica del fabbricato sono stati riportati nella relazione di calcolo allegata.

Dai risultati si evidenzia che il fabbricato risulta verificato sia con la combinazione statica di riferimento sia con la combinazione statica generale pertanto non viene eseguita la verifica con la combinazione statica in cui sia γ_G che γ_Q sono presi con il valore unitario.

7.4 - VALUTAZIONE DELL'IDONEITA' STATICA DEI SOLAI

Dai rilievi visivi si è constatata l'idoneità statica dei solai in quanto non sono evidenti segni di degrado o quadri fessurativi che possano giustificare indagini specifiche sulla loro stabilità.

La Ditta SGM SRL con sede legale in Perugia nella relazione P4468C/11 del 28.03.2011 ha riportato i risultati positivi di una prova di carico eseguita nel solaio del terzo livello (piano secondo).

7.5 - IDENTIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI URGENTI

Visti i risultati della valutazione della vulnerabilità statica non si prevedono interventi urgenti.

Si sono riscontrate alcune problematiche associabili a fenomeni di degrado e non a problemi statici che dovranno essere comunque rimosse in tempi rapidi per evitare di compromettere anche la stabilità delle strutture e l'incolumità delle persone.

Si ritiene necessario eliminare le parti di calcestruzzo distaccate del cornicione a causa del fenomeno dell'ossidazione del ferro, che potenzialmente sono un pericolo per la pubblica incolumità.

CAPITOLO 8 – ASPETTI ULTERIORI PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DEL FABBRICATO

8.1 – PRESENZA DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI

Non sono stati considerati elementi strutturali secondari definiti dal paragrafo 7.2.3 del D.M. 14.01.2008.

Il tipo di elemento indicato nei dati del programma di calcolo come “secondario” non deve confondersi con l'analogo di cui al paragrafo 7.2.3 del D.M. 14.01.2008, ma significa solo che quell'elemento verrà considerato sismo-resistente senza che per esso vengano controllati i parametri legati al rispetto della gerarchia delle resistenze.

8.2 – PRESENZA DI ELEMENTI COSTRUTTIVI SENZA FUNZIONE STRUTTURALE SISMICAMENTE RILEVANTI

Ai sensi del paragrafo 8.3 del D.M. 14.01.2008 la valutazione della sicurezza è stata eseguita con riferimento al solo SLU nella condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) pertanto non vengono presi in considerazione gli elementi costruttivi senza funzione strutturale sismicamente rilevanti.

8.3 - MODELLAZIONE DI TAMPONATURE IN GRADO DI IFLUENZARE LA RISPOSTA SISMICA DI UN EDIFICIO IN C.A.

Negli edifici con struttura portante costituita da una intelaiatura in calcestruzzo armato, i pannelli di tamponamento, sia che siano costituiti da muratura leggera di malta e laterizio, sia che essi siano realizzati in laterizio pieno o pietra sono in grado di condizionare la risposta sismica globale.

Il ruolo delle tamponature può diventare estremamente importante nelle strutture non progettate per resistere al sisma dove il loro contributo è risultato spesso essenziale per scongiurare il crollo.

E' pur vero che a causa della loro intrinseca rigidità le tamponature possono originare configurazioni irregolari pregiudicando la corretta conformazione strutturale.

La normativa attualmente vigente identifica le tamponature come elementi non strutturali.

Per le strutture esistenti le norme non riportano indicazioni particolari, lasciando intendere che il problema vada affrontato come per le strutture nuove in un modello di analisi numerica che non prevede l'inserimento dei pannelli di tamponamento.

E' tuttavia ormai opinione diffusa che tale approccio sicuramente plausibile per le strutture nuove non lo è per le strutture esistenti dove spesso si trovano inserite nel telaio murature di rigidità non trascurabile e la cui influenza sulla risposta sismica non può essere valutata con sufficiente affidabilità se non inserendole direttamente nel modello di calcolo.

Di solito nello studio dei fabbricati esistenti si considerano tamponature non sismicamente trascurabili quelle con spessore superiore a 10 cm. e con percentuale di foratura inferiore al 45% e pertanto vengono inserite nei modelli di calcolo come puntoni equivalenti posti in diagonale.

Nel presente caso le tamponature vengono considerate elementi non strutturali e pertanto non sono state inserite nel modello di calcolo tenuto conto che gli elementi di laterizio forato di spessore 12 cm. che costituiscono la tamponatura esterna hanno una percentuale di foratura superiore al 45% e che la presenza delle numerose e ampie aperture determina significative perdite di rigidità locale.

CAPITOLO 9 – MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

I risultati di una verifica di vulnerabilità sismica dipendono dal comportamento dinamico della costruzione.

La conoscenza di tale comportamento è perseguibile mediante due diversi approcci: analitico e sperimentale.

L'approccio analitico, partendo dalla conoscenza della geometria della struttura, delle condizioni al contorno, delle caratteristiche dei materiali, dalla distribuzione delle masse, rigidità e smorzamento (mediante rappresentazione matriciale) fornisce, risolvendo un problema agli autovalori, i parametri modali del sistema (frequenze naturali, fattori di smorzamento e forme modali).

Le tecniche di analisi modale trovano oggi sempre maggiore applicazione attraverso software dedicati agli elementi finiti, che consentono la realizzazione di modelli virtuali anche molto complessi per analizzare le proprietà statiche e dinamiche delle strutture.

Accade spesso però che le proprietà dinamiche calcolate con gli elementi finiti differiscano dalle proprietà reali della struttura.

Tale differenza è da imputarsi alle seguenti cause principali:

- 1) Le masse e le rigidità sono facilmente valutabili in base alla geometria e alle proprietà dei materiali mentre lo smorzamento della struttura è estremamente variabile all'interno della stessa e difficilmente riproponibile virtualmente nel modello;

- 2) Nella realizzazione dei modelli si fanno delle approssimazioni relative alle interazioni tra la struttura e gli elementi non strutturali (tamponamenti, tramezzi, massetti ecc.);
- 3) La discretizzazione della realtà alla base della teoria agli elementi finiti comporta un'approssimazione dei campi di spostamento a funzioni forma predefinite all'interno di ciascun elemento.

Per colmare la differenza tra struttura reale e modello è necessario ricorrere a tecniche sperimentali al fine di confrontare i risultati del modello virtuale con i dati acquisiti sperimentalmente mediante tecniche di monitoraggio dinamico. Tale passaggio fondamentale permette di perfezionare il modello virtuale in modo da renderlo più aderente alla realtà.

L'approccio sperimentale, partendo dalla misura dell'input dinamico sulla struttura e della acquisizione della risposta strutturale in termini cinematici, valuta le funzioni di risposta in frequenza e stima a partire da esse, i parametri dinamici della struttura.

Il principale motivo di interesse nei riguardi dell'analisi modale sperimentale è legato alla considerazione che il comportamento dinamico di una struttura è una sorta di "impronta digitale" in quanto esso dipende solo dalle sue caratteristiche intrinseche (masse, rigidezze ecc...) e non dal tipo e dalla entità del carico applicato: quindi, se non insorgono danni strutturali (modifiche interne al manufatto) il comportamento della struttura rimane inalterato. In caso contrario si avranno delle variazioni di frequenze e dei modi di vibrare.

La stima sperimentale delle frequenze e delle forme modali consente di correggere i modelli FEM agendo sui parametri di input che hanno una posizione di incertezza quali i moduli elastici dei materiali e le rigidezze dei vincoli unilateri.

Il modello FEM è ritenuto accettabile quando la stima delle frequenze proprie ricade entro il limite del 20% dei valori stimati sperimentalmente.

Nel presente caso la caratterizzazione dinamica sperimentale è stata eseguita dalla Ditta Control S.R.L. con sede in Cesena (FO), laboratorio Ufficiale autorizzato con D.M. n. 1681 del 25.02.2013 dal Ministero delle Infrastrutture e Dei Trasporti.

L'analisi strutturale e le relative verifiche sono state condotte con l'ausilio del programma di calcolo strutturale CDSWIN2015 della S.T.S. s.r.l. di Catania (licenza d'uso n. 32632) che permette di effettuare, con schematizzazione totalmente tridimensionale, l'analisi di una qualsiasi struttura.

I solai sono stati considerati infinitamente rigidi, gli elementi in c.a. sono stati armati dall'utente con un quantitativo di barre ricavate dalle indagini in situ.

Le armature introdotte nelle travi e nei pilastri sono state considerate ancorate efficacemente e con staffe confinanti cioè adeguatamente chiuse su se stesse con l'uncino di ripiegatura del tondino di lunghezza appropriata a formare un angolo di 135 o 180 gradi con il tratto di staffa di cui è il prolungamento.

Le armature delle travi sono state implementate non tenendo conto in linea di massima del contributo dei piegati, non avendo informazioni sulla loro presenza e sulla loro esatta collocazione.

Nel caso di considerazione del contributo dei ferri piegati, non avendo informazioni circa l'esatta collocazione si ricorre al semplice raddoppio del passo di armatura in corrispondenza delle estremità, facendo affidamento alle indicazioni della normativa vigente all'epoca della costruzione

che prescriveva di attribuire metà del taglio di calcolo alle staffe e metà ai piegati.

Sono state eseguite i seguenti tipi di analisi:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici;
- verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastico perfettamente plastico per l'acciaio;
- analisi dinamica modale per la determinazione della percentuale di massa per ogni singolo modo e dei periodi di ogni singolo modo e per la verifica di vulnerabilità sismica.

Per ciascuna direzione di ingresso del sisma si sono valutate le forze applicate spazialmente agli impalcati di ogni piano (forza in X, forza in Y e momento).

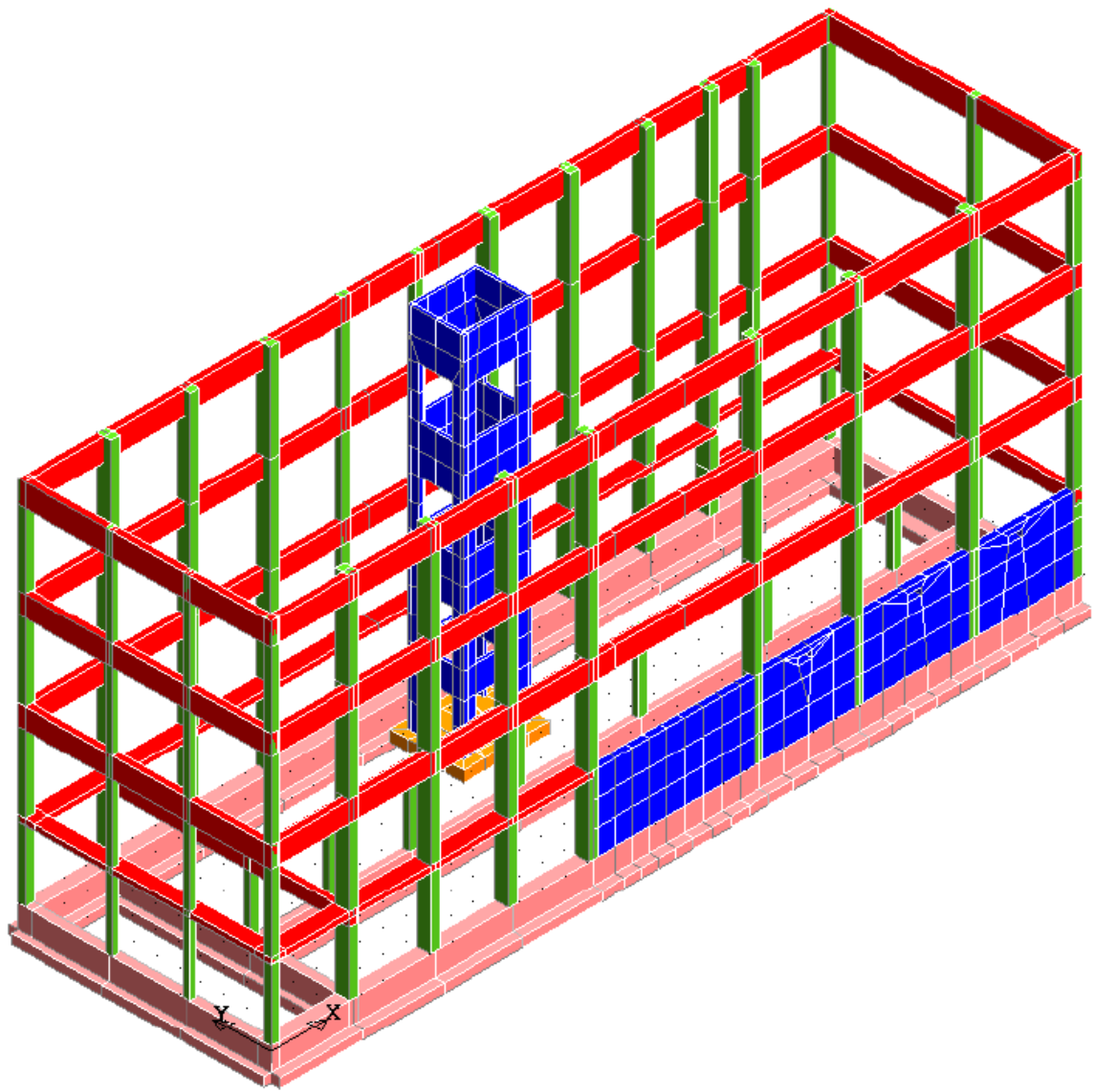
La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

Il software utilizzato è dotato di propri filtri e controlli di autodiagnostica che intervengono sia durante la fase di definizione del modello sia durante la fase di calcolo vero e proprio.

Rappresentazioni grafiche di post-processo consentono inoltre di evidenziare eventuali anomalie sfuggite all'autodiagnostica automatica.

Le planimetrie con l'indicazione dei fili fissi vengono allegate alla presente relazione.

Dal punto di vista grafico il modello tridimensionale di calcolo è rappresentato dalla seguente figura:



CAPITOLO 10- INPUT DI CALCOLO

I risultati dell'indagine sperimentale dinamica riportati nel rapporto di prova n. 15CS1402 del Laboratorio Tecnico Control SRL sono stati:

Modo di Vibrare	Frequenza	Deformata indicativa
I	3,75 Hz	Modo di vibrare di natura prevalentemente traslazionale lungo la direzione Y
II	4,10 Hz	Modo di vibrare di natura prevalentemente traslazionale lungo la direzione Y con componente X
III	5,23 Hz	Modo di vibrare di natura prevalentemente traslazionale lungo la direzione X
IV	7,71 Hz	Modo di vibrare di natura prevalentemente rotazionale-torsionale XY
V	9,30 Hz	Modo di vibrare di natura prevalentemente traslazionale lungo la direzione Y
VI-VII		Sono stati identificati ma potrebbero essere sovrapposti alle vibrazioni generate dai macchinari.

Tali risultati risentono della interazione del padiglione C con il padiglione B.

Tale interazione è stata modellata mediante l'inserimento di vincoli unilateri nei nodi del Padiglione C a contatto con il Padiglione B, reagenti in direzione X e in direzione Y in entrambi i versi.

Per ottenere i periodi del modello congruenti con i risultati sperimentali si è proceduto per tentativi ottenendo un valore della costante elastica K dei vincoli unilateri pari a 140.000 t/m.

L'approccio analitico è ritenuto accettabile in quanto i periodi di ciascun modo di vibrare del modello analitico ricadono entro il limite del 20% del periodo del primo modo (0,05 s) come risulta dalla seguente tabella:

MODO DI VIBRARE	PERIODO SPERIMENTALE	PERIODO ANALITICO
I	0,27 s	0,32 s
II	0,24 s	0,22 s
III	0,19 s	0,14 s
IV	0,13 s	0,10 s
V	0,11 s	0,07 s

I dati di calcolo sono stati allegati alle varie relazioni di calcolo. I dati di natura geometrica e strutturale sono stati riportati nelle tavole allegate di rilievo architettonico e strutturale.

CAPITOLO 11 – METODI DI ANALISI E CRITERI DI AMMISSIBILITA'

Il metodo di analisi più utilizzato per la verifica di vulnerabilità sismica dei fabbricati esistenti quando si ritiene raggiunto un livello di conoscenza LC2 è l'analisi statica non lineare (pushover).

Questo tipo di analisi è in pratica la via obbligata nel caso di verifiche di edifici esistenti progettati solo per i carichi verticali, in questo caso una verifica elastica risulta troppo penalizzante e di scarso interesse tecnico, solo un'analisi non lineare è in grado di valutare in maniera realistica il grado di sicurezza della struttura nei confronti del sisma.

In base al Paragrafo 7.3.4.1 delle N.T.C. 2008 l'analisi non lineare statica può essere utilizzata solo se ricorrono le condizioni di applicabilità per le distribuzioni principali (GRUPPO1):

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_c .

In base ai seguenti dati relativi alla caratterizzazione modale della struttura estratti dalla relazione di calcolo:

MODO	PERIODO (s)	M%X	M%Y
1	0,31921	0,05	60,87
2	0,22165	0,01	6,35
3	0,13956	0,05	3,75
4	0,09990	0,03	0,81
5	0,06861	78,04	0,07

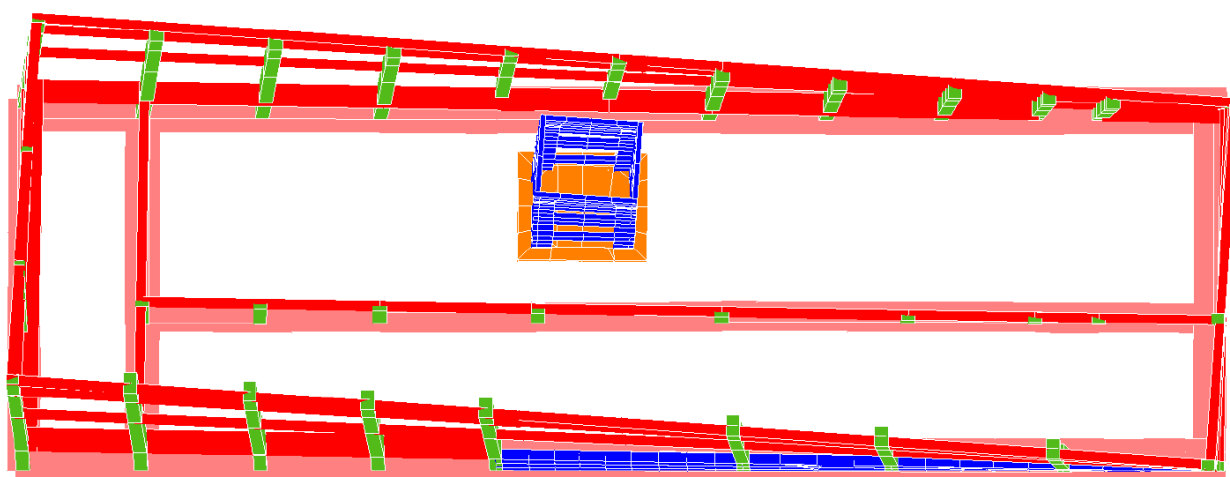
si ricava che il modo di vibrare fondamentale risulta essere in direzione X il n.5 e in direzione Y il n. 1.

Il modo di vibrare fondamentale in direzione Y ha una partecipazione di massa inferiore al 75% da cui si deduce che non possono essere utilizzate per l'esecuzione di una analisi lineare statica le prime due distribuzioni di forze d'inerzia previste dal Gruppo 1.

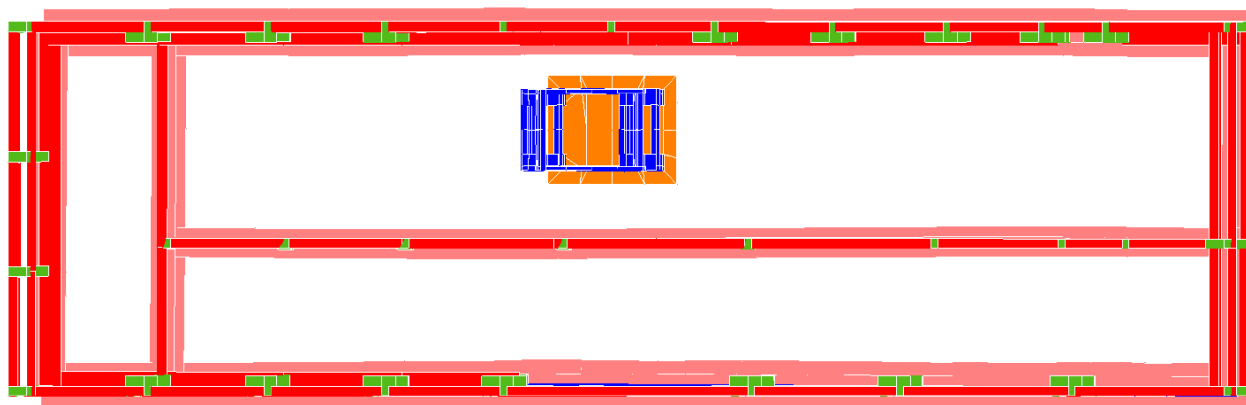
Inoltre poiché il periodo principale del fabbricato risulta essere sia in direzione X che in direzione Y inferiore a $T_c = 0,478$ s. non è possibile eseguire una analisi statica non lineare adottando una distribuzione del sistema di forze proporzionale alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in una analisi dinamica lineare.

Si riportano graficamente i modi di vibrare fondamentali della struttura:

MODO FONDAMENTALE DIREZIONE Y PRIMO MODO



MODO FONDAMENTALE DIREZIONE X QUINTO MODO



Vista l'impossibilità di utilizzare l'analisi statica non lineare, si è optato per l'analisi modale con spettro di risposta di progetto e fattore di struttura. La scelta è stata anche dettata dal fatto che tale tipo di analisi è nelle NTC2008 indicata come l'analisi di riferimento che può essere utilizzata senza limitazione di sorta. Nelle analisi sono state considerate le eccentricità accidentali pari al 5% della dimensione della struttura nella direzione trasversale al sisma.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione seguente:

$$E = (\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2}$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij})[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]}$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo.

La ricerca dei modi e delle relative frequenze è stata perseguita con il metodo di Jacobi.

Per ciascuna direzione di ingresso del sisma si sono valutate le forze applicate spazialmente agli impalcati di ogni piano (forza in X, forza in Y e momento).

Le forze orizzontali così calcolate vengono ripartite fra gli elementi irrigidenti (pilastri e pareti di taglio), ipotizzando i solai dei piani sismici infinitamente rigidi assialmente.

Per la verifica della struttura si è fatto riferimento all'analisi modale, pertanto sono prima calcolate le sollecitazioni e gli spostamenti modali e poi viene calcolato il loro valore efficace.

I valori stampati dal codice di calcolo nei tabulati finali sono proprio i suddetti valori efficaci e pertanto l'equilibrio ai nodi perde di significato. I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinate linearmente (in somma e in differenza) con quelle per carichi statici per ottenere le sollecitazioni per sisma nelle due direzioni di calcolo.

Gli angoli delle direzioni di ingresso dei sismi sono valutati rispetto all'asse x del sistema di riferimento globale.

Gli effetti sulla struttura del sisma (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario e nei casi previsti dalle NTC 2008.

Le verifiche, svolte secondo il metodo degli stati limite ultimi e di esercizio, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

In fase di verifica è stato differenziato l'elemento trave dall'elemento pilastro. Nell'elemento trave le armature sono disposte in modo asimmetrico, mentre nei pilastri sono sempre disposte simmetricamente.

Per l'elemento trave, l'armatura si determina suddividendola in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante, valutando per tali conci le massime aree di armatura superiore ed inferiore richieste in base ai momenti massimi riscontrati nelle varie combinazioni di carico esaminate. Lo stesso criterio è stato adottato per il calcolo delle staffe.

Anche l'elemento pilastro viene scomposto in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante. Vengono però riportate le armature massime richieste nella metà superiore (testa) e inferiore (piede).

La fondazione su travi rovesce è risolta contemporaneamente alla sovrastruttura tenendo in conto sia la rigidezza flettente che quella torcente, utilizzando per l'analisi agli elementi finiti l'elemento asta su suolo elastico alla Winkler.

Le travate possono incrociarsi con angoli qualsiasi e avere dei disassamenti rispetto ai pilastri su cui si appoggiano.

La ripartizione dei carichi, data la natura matriciale del calcolo, tiene automaticamente conto della rigidezza relativa delle varie travate convergenti su ogni nodo.

Le verifiche per gli elementi bidimensionali (setti) vengono effettuate sovrapponendo lo stato tensionale del comportamento a lastra e di quello a piastra. Vengono calcolate le armature delle due facce dell'elemento bidimensionale disponendo i ferri in due direzioni ortogonali.

CAPITOLO 12 - OUTPUT DI CALCOLO

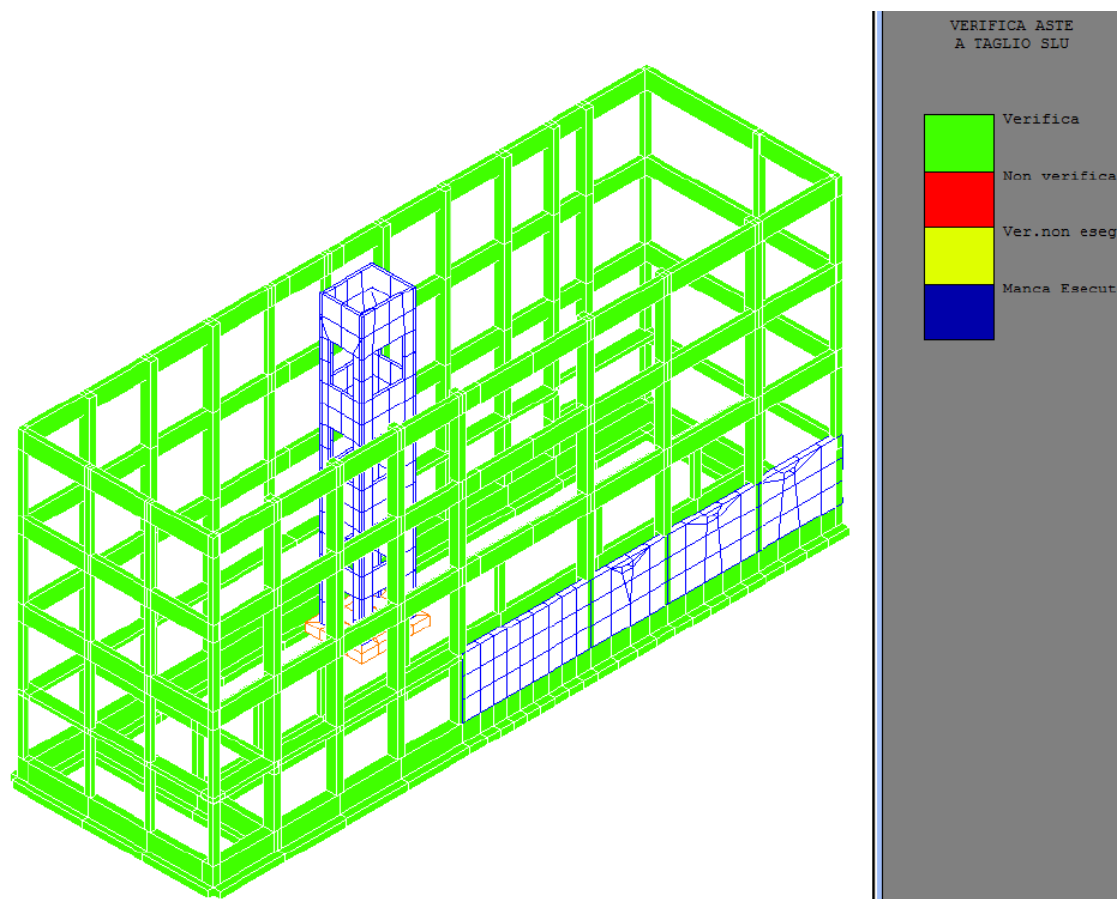
I risultati di calcolo sono stati riportati nelle relazioni di calcolo allegate.

CAPITOLO 13- VERIFICHE DI VULNERABILITA'

Nel caso di analisi dinamica lineare con spettro di progetto la verifica degli elementi/meccanismi sia duttili che fragili viene eseguita in termini di resistenza. L'applicazione di tale metodologia prevede l'esecuzione di due analisi distinte per i meccanismi fragili ($q=1,5$) e per i meccanismi duttili (q variabile tra 1,5 e 3,0).

L'analisi dinamica per meccanismi fragili eseguita in base ai seguenti parametri: $LC=2$; $FC=1,2$; $q=1,5$ e $f_{cd_fragile} = f_{cm}/FC*\gamma_c = 230/(1,20*1,5) = 127,77$; $f_{yd_fragile} = f_{ym}/FC*\gamma_s = 4.292/(1,20*1,5) = 3.110$ daN/cm²; TRD =949 anni, risulta verificata.

L'analisi dinamica per meccanismi fragili eseguita in base ai seguenti parametri: $LC=2$; $FC=1,2$; $q=1,5$ e $f_{cd_fragile} = f_{cm}/FC*\gamma_c = 230/(1,20*1,5) = 127,77$; $f_{yd_fragile} = f_{ym}/FC*\gamma_s = 4.292/(1,20*1,5) = 3.110$ daN/cm²; TRD =2475 anni (tempo ritorno massimo previsto dalla normativa), risulta verificata.

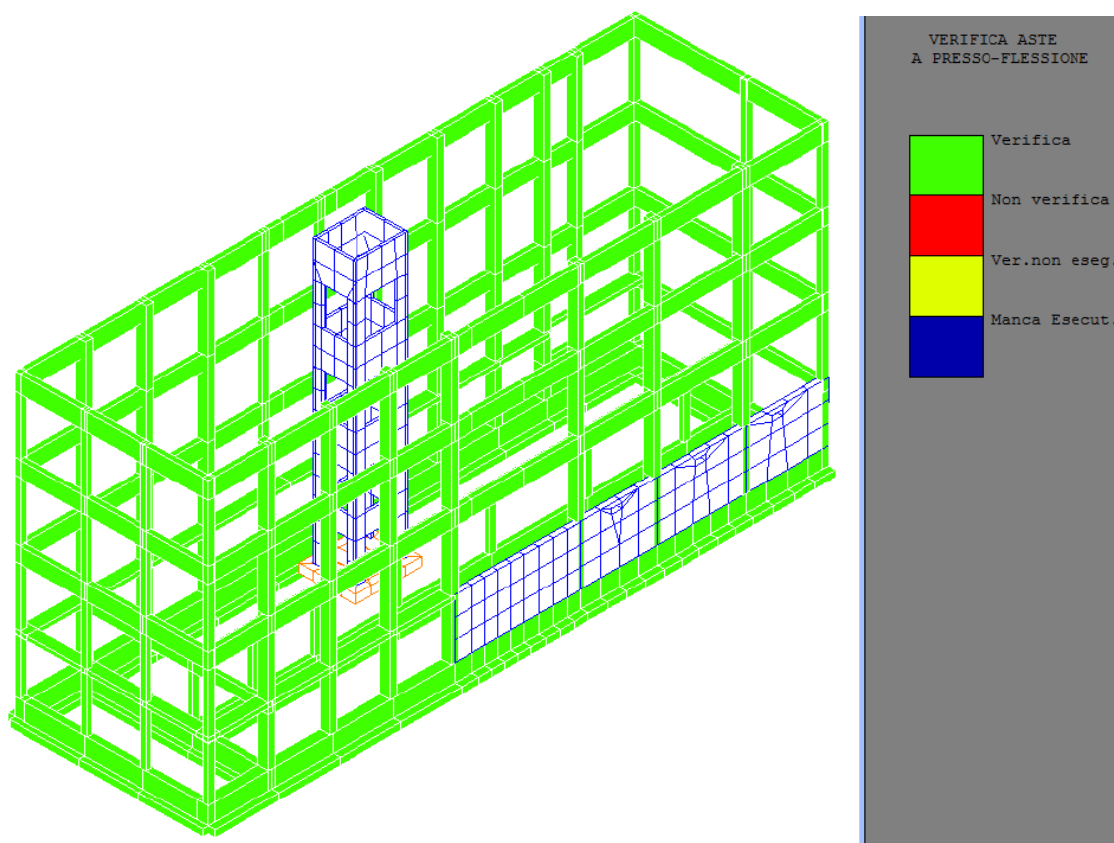


L'analisi dinamica per meccanismi duttili eseguita in base ai seguenti parametri: $LC=2$; $FC=1,2$; $q=3,0$ e $f_{cd_duttile} = f_{cm}/FC = 230/1,20 = 191,66 \text{ daN/cm}^2$; $f_{ydm_duttile} = f_{ym}/FC = 4.292/1,20 = 3.577 \text{ daN/cm}^2$; $TRD = 949$ anni, risulta verificata.

L'analisi dinamica per meccanismi duttili eseguita in base ai seguenti parametri: $LC=2$; $FC=1,2$; $q=3,0$ e $f_{cd_duttile} = f_{cm}/FC = 230/1,20 = 191,66 \text{ daN/cm}^2$; $f_{ydm_duttile} = f_{ym}/FC = 4.292/1,20 = 3.577 \text{ daN/cm}^2$; $TRD = 2475$ anni (tempo ritorno massimo previsto dalla normativa), risulta verificata.

I risultati di calcolo di entrambi le verifiche per meccanismi fragili e per meccanismi duttili sono stati riportati nella relazione di calcolo.

Nel tabulato di calcolo per meccanismi fragili risultano presenti travi non verificate per meccanismi duttili (a flessione). Ovviamente tali risultati non sono da prendere in considerazione in quanto ottenuti con un fattore di struttura $q=1,5$ valido solo per meccanismi fragili (taglio).



CAPITOLO 14 – DETERMINAZIONE DELL'INDICATORE DI RISCHIO (IR)

Con l'utilizzo delle vecchie norme (OPCM 3431 e DM05), un obiettivo da perseguire nell'affrontare la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente era la definizione dei livelli di accelerazione al suolo, corrispondenti agli stati limite sottoposti a verifica definiti dalle norme tecniche, e dei loro rapporti con accelerazioni attese.

Si deve tener presente però che con il DM08 è sostanzialmente cambiata la definizione dell'input sismico, per cui tali indicatori non sono più sufficienti a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche.

Tuttavia esso continua a rappresentare una “scala di percezione” del rischio, nei confronti della quale si è maturata una certa affinità.

Per questo motivo è necessario determinare gli indici di rischio in funzione del rapporto tra i periodi di ritorno tra capacità e domanda:

$$IR = (T_{rc}/T_{rd})^a$$

IR = indice di rischio;

T_{rc} = capacità espressa in termini di periodo di ritorno corrispondente allo SLV secondo le NTC2008;

T_{rd} = domanda espressa in termini di periodo di ritorno = $-V_r/\ln(1-0,1)$;

V_r = periodo di riferimento per l'azione sismica;

$a = (1/2,43) = 0,41$ = coefficiente esponenziale.

Un valore di indice di rischio pari o superiore ad uno rileva la conformità della struttura alla normativa sismica.

Per la procedura di determinazione di IR mediante spettro elastico ridotto del fattore di struttura q si procederà modificando in modo iterativo il valore del periodo di ritorno dello spettro di domanda T_{rd} (ad esempio step di 10 anni) fino a trovare il valore T_{rc} sotto il quale sono soddisfatte le verifiche in termini di resistenza sia per i meccanismi duttili che per quelli fragili.

Nel presente caso l'indicatore di rischio IR valutato separatamente per meccanismi fragili e duttili assume un valore superiore ad 1.

Considerando che la normativa vigente assume un tempo di ritorno massimo $T_r = 2475$ anni e che anche per tale valore il fabbricato risulta verificato alle azioni sismiche, il valore dell'indicatore di Rischio valutato in funzione del rapporto tra i periodi di ritorno risulta essere:

$$IR = (2475/949)^{0,41} = 1,481$$

L'indicatore di rischio valutato in funzione del rapporto delle accelerazioni risulta essere:

$$IR = 0,332/0,234 = 1,419$$

CAPITOLO 15 – VALUTAZIONE CRITICA DELL'INDICATORE DI RISCHIO

La Circolare n. 617/2009 stabilisce che sono necessari ed improcrastinabili gli interventi nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo ossia quelle dovute ai carichi permanenti e ai sovraccarichi di servizio.

Dall'obbligatorietà della verifica è normalmente esclusa la situazione determinata da una variazione delle azioni che interviene a seguito di una revisione della normativa, per la parte che definisce l'entità delle azioni.

La normativa vigente oltre ad avere incrementato i sovraccarichi (ad esempio la neve) prevede una amplificazione degli stessi del fattore $\gamma_Q = 1,5$ in base al paragrafo 8.5.5 del D.M. 14.01.2008.

Dai risultati si evidenzia che il fabbricato risulta verificato sia per la combinazione statica di riferimento, sia per la combinazione statica generale con $\gamma_Q = 1,5$ e quindi non sono necessari interventi immediati.

La stessa Circolare n. 617/2009 prescrive che nel caso di non verifica rispetto alle azioni ambientali (SISMA) gli interventi non sono obbligatori ma i gestori l'immobile dovranno definire i provvedimenti più idonei commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso.

Tale prescrizione è stata ribadita con la Circolare della Presidenza del Consiglio dei Ministri del dipartimento protezione civile Prot. n. DPC/SISM/0083283 del 04.11.2010.

Il valore di vita nominale restante ricavata dai tempi di ritorno in precedenza determinati non deve essere considerato come la durata della vita del fabbricato ma come periodo temporale entro il quale ha valore la verifica di sicurezza adottata.

Al termine della vita nominale restante una nuova verifica potrà essere eseguita e conseguentemente nuovi interventi potranno risultare necessari, ma a quel punto ci si potrà avvalere dei progressi conoscitivi e tecnologici in termini di conoscenza della pericolosità sismica.

In merito alla gravità dell'inadeguatezza riscontrata si può ipotizzare che la vita nominale restante sia il tempo entro il quale è necessario attivare l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza.

Il tempo di intervento (T_{int}) inteso come periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica può essere determinato con la seguente relazione:

$$T_{int} \cdot C_u / T_{slv} = -\ln(1-0,1) = 0,105$$

Essendo C_u il coefficiente d'uso e T_{slv} il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente.

In base a quanto indicato dalla Circolare della Presidenza del Consiglio dei Ministri del dipartimento protezione civile Prot. n. DPC/SISM/0083283 del 04.11.2010 è ipotizzabile rinviare a tempi successivi, in occasione di interventi generali e comunque senza la necessità di una immediata programmazione gli interventi sugli edifici per i quali T_{int} risulti maggiore di 30 anni.

Sul fronte opposto nel caso in cui la valutazione della sicurezza evidenzi particolari elementi di rischio (meccanismi con un $T_{int} < 2$ anni) i provvedimenti necessari alla riduzione del rischio devono essere adottati nel minor tempo possibile.

Nel presente caso si è determinato un periodo di ritorno minimo di 2475 (massimo previsto dalla normativa vigente) per un indicatore di rischio $I_r = 1,481$ per cui il T_{int} risulta essere superiore alla Vita Nominale di 50 anni.

Pertanto non è necessario eseguire interventi sulle strutture di miglioramento/adequamento sismico oltre ai normali interventi di manutenzione.

CAPITOLO 16 – VALUTAZIONE DELLA PROGRESSIONE DEL DANNO

La Circolare n. 617/2009 al paragrafo C8.3 prevede che “gli esiti delle verifiche dovranno permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC”.

“Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità). Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando uno o più livelli delle azioni, commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso, rispetto ai quali si rende necessario effettuare l'intervento di incremento della sicurezza entro un tempo prestabilito”.

La Circolare della Presidenza del Consiglio dei Ministri del Dipartimento Protezione Civile Prot. n. DPC/SISM/0083283 del 04.11.2010 precisa inoltre che “gli interventi potranno essere anche parziali e/o temporanei, al fine di risolvere le vulnerabilità più importanti ed eseguire in momenti successivi gli interventi più corposi, atti a migliorare/adequare complessivamente la costruzione e/o

parti di essa, nell'esplicitato spirito della gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante”.

Le norme sismiche vigenti suggeriscono di valutare l'impatto degli interventi in termini di miglioramento sismico e non solo di adeguamento a fronte di ridotte disponibilità economiche per l'esecuzione del progetto di recupero.

L'adeguamento sismico è attualmente obbligatorio solo per i casi previsti dal paragrafo 8.4.1 del D.M. 14.01.2008.

Seguendo la stessa impostazione metodologica la bozza delle nuove norme tecniche approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici il 14.11.2014, ancora non in vigore, definisce il parametro ζ_e come “rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione” e stabilisce che nel caso di costruzioni di classe III a seguito di interventi di miglioramento tale parametro deve essere comunque non minore 0,4.

Nel paragrafo 8.3 della bozza sopra richiamata è stato inoltre introdotto un livello della sicurezza inferiore all'unità (pari all'80%) affinché un edificio si possa ritenere “adeguato” per le verifiche sotto azioni sismiche senza interventi cioè escludendo sopraelevazioni, ampliamenti e trasformazioni strutturali importanti in cui il parametro ζ_e deve essere comunque non inferiore a 1.

Dai risultati sopra riportati è evidente che il Padiglione C oltre ai normali interventi di manutenzione non necessita di interventi di miglioramento o adeguamento sismico sugli elementi strutturali.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.win2pdf.com>.
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.
This page will not be added after purchasing Win2PDF.