

ANALISI DELLA SICUREZZA STRUTTURALE DI UN EDIFICIO DI C.A. SITO IN PERUGIA

Annibale Luigi MATERAZZI

Straordinario di Progetto di Strutture
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale. Università di Perugia

Marco BRECCOLOTTI

Dottorando
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale. Università di Perugia

Giuliano ROGARI

Coordinatore reggente per la consulenza tecnica per l'edilizia dell'Umbria
INAIL, Perugia

SOMMARIO

Vengono illustrati i risultati delle indagini teorico-sperimentali eseguite su un edificio di cemento armato sito a Perugia, allo scopo di valutarne le condizioni attuali di sicurezza. Metodi di indagine non distruttivi, accompagnati da prelievo di campioni di calcestruzzo hanno consentito di determinare le caratteristiche meccaniche dei materiali. Le analisi di sicurezza sono state eseguite sulla base delle informazioni di progetto disponibili, integrate con rilevazioni geometriche specifiche.

SUMMARY

The results of field and numerical investigations on a R.C. building located in Perugia are presented. Non destructive techniques have been applied, along with concrete core sampling, in order to estimate concrete in-situ strength. The assessment of safety has been carried out using the available design information, supplemented by specific geometric survey of the building.

1. INTRODUZIONE

L'edificio oggetto delle indagini di cui si riferisce nel presente lavoro, si trova a Perugia, tra Piazza Partigiani e Via Cacciatori delle Alpi, ed è di proprietà dell'INAIL (fig.1).

La costruzione è stata realizzata nel 1948 ed è composta da due piani interrati, quattro piani fuori terra ed un sottotetto praticabile. L'altezza complessiva è di 25.0 m, mentre la sola parte fuori terra misura 22 m. In pianta l'edificio ha forma di L inclusa in un rettangolo

di lati 61.47 x 20.01 m (fig. 2). La struttura portante è costituita da un telaio di cemento armato con solai in latero-cemento gettati in opera.

Una parte dell'edificio è stata per lungo tempo sede degli uffici INAIL della città. In particolare il piano seminterrato era adibito ad archivio, mentre i piani superiori ospitavano ambulatori ed uffici. Dal 1998 la costruzione è in disuso, in attesa di ristrutturazione. Il piano terra ospita invece alcuni esercizi commerciali.

Tenuto conto della data di costruzione l'opera ha già maturato una vita di servizio di oltre cinquanta anni,

durata che viene comunemente indicata come valore di riferimento per il progetto delle strutture di cemento armato. Lo studio volto alla valutazione della sicurezza attuale della struttura, è stato promosso dall'Ente proprietario dell'immobile nell'intenzione di modificare la destinazione d'uso dell'edificio.



FIG. 1- Vista dell'edificio.

2. METODOLOGIA UTILIZZATA PER L'ANALISI DELLA SICUREZZA

Le indagini sulla struttura sono state articolate in quattro fasi consecutive.

Nella prima fase è stata acquisita la documentazione di progetto disponibile, che è stata integrata con rilievi geometrici specifici, al fine di ricostruire i disegni di carpenteria.

Nella seconda fase sono state eseguite indagini visive sui materiali, rimuovendo a campione le lastre di rivestimento dei pilastri o gli intonaci ed esponendo in posizione localizzate le barre di armatura, previa rimozione dei copriferri.

Tali indagini sono state ripetute sui solai, dove è stato possibile eseguire saggi in profondità.

La terza fase delle indagini è stata dedicata alla caratterizzazione della qualità dei materiali, con particolare attenzione al caso del calcestruzzo. A tale scopo sono state eseguite misure della durezza superficiale mediante lo sclerometro, misure della velocità di propagazione di ultrasuoni, prove di pull-out e prelievo di carote.

La quarta fase è stata infine dedicata alla stima della sicurezza, condotta eseguendo le verifiche delle varie membrature utilizzando le proprietà dei materiali identificate sulla base delle prove sperimentali ed i carichi di servizio prescritti dalla vigente normativa.

A supporto dei risultati ottenuti sono state anche eseguite prove di carico su solai e su scale.

3. RILIEVO GEOMETRICO

Le indagini preliminari non hanno consentito di reperire la documentazione originaria di progetto, come non di rado accade per le opere progettate e realizzate prima dell'entrata in vigore della Legge n° 1086 del 1971, che ha imposto il deposito degli elaborati di progetto presso l'Ufficio del Genio Civile competente per territorio.

All'epoca della realizzazione dell'opera era invece ancora in vigore il R.D. 16 novembre 1939 n° 2229, che, come è noto, prescriveva unicamente il deposito del certificato di collaudo presso la Prefettura.

Gli unici documenti risultati disponibili sono state alcune tavole del progetto architettonico, mentre non è stato possibile rintracciare i disegni esecutivi del progetto strutturale, né i certificati comprovanti le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati.

Sono stati pertanto eseguiti rilievi geometrici che hanno condotto alla determinazione della carpenteria.

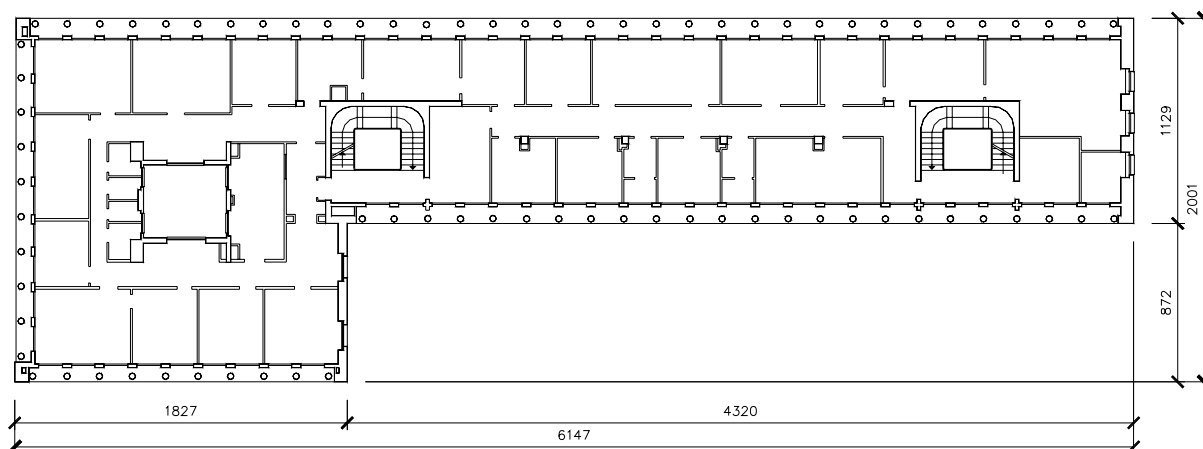


FIG. 2- Pianta dell'edificio.

4. INDAGINI SPERIMENTALI SUI MATERIALI

4.1 Tipo ed ubicazione delle prove

Le prove non distruttive sono state eseguite su 11 pilastri (elementi 1 ÷ 6, 8 ÷ 12) ed una trave (elemento 7), ubicati ai piani seminterrato, primo e secondo. Il motivo per cui la quasi totalità delle misure non distruttive sono state condotte sui pilastri è che gli elementi verticali sono generalmente più critici delle travi dal punto di vista della sicurezza.

Su ciascun elemento oggetto delle indagini sono state eseguite le seguenti prove:

- 40 misure sclerometriche per gli elementi da 1 a 6, che sono risultati i più disomogenei, e 10 misure sclerometriche per i restanti elementi da 7 a 12 che hanno presentato una omogeneità maggiore;
- 6 misure ultrasoniche a trasmissione diretta (o per trasparenza). Secondo questa modalità, i trasduttori vengono applicati su due facce opposte dell'elemento da saggiare o su due facce contigue, in modo che il percorso delle onde elastiche sia completamente contenuto nel materiale da esaminare al fine di avere la massima trasmissione di energia alla sonda ricevente e quindi la massima sensibilità;
- 3 prove di estrazione (pull-out) per elemento. Sui pilastri circolari 10 e 11, in considerazione del loro esiguo diametro e dell'ostacolo costituito dalle armature verticali, non sono state effettuate prove di pull-out.

Le misure sono state eseguite seguendo le rispettive procedure indicate dalle norme UNI 9524/89, 9189/88, 10157/92.

Allo scopo di ottenere una valutazione diretta della resistenza del calcestruzzo e di convalidare i risultati delle prove non distruttive sono state inoltre prelevate 6 carote del diametro di 100 mm e lunghe 200 mm dagli elementi strutturali 2, 3, 4, 8, 9 e 12 ortogonalmente alla direzione del getto.

Le operazioni di prelievo sono state effettuate mediante carotaggio continuo a circolazione di acqua, con corona diamantata, previa individuazione con metodi magnetici delle barre di armatura presenti all'interno della massa di calcestruzzo.

4.2 Attrezzatura impiegata

Per la esecuzione delle indagini non distruttive e per quelle parzialmente distruttive, sono state impiegate le attrezzature seguenti:

- sclerometro Schmidt tipo PROCEQ tipo N-34;
- apparecchio per ultrasuoni tipo CEBTP AU 91, caratterizzato da:
 - visualizzazione del segnale su oscilloscopio dotato di funzioni zoom;
 - frequenza di lavoro: 35 KHz;
 - misurazione dei tempi manuale con marker sull'oscilloscopio, con fondo scala commutabile da 400 a 800 ms;
 - risoluzione di misura dei tempi pari a 0.1 ms;
- apparecchiatura per prove di estrazione (pull-out) consistente nelle seguenti attrezzature:
 - martinetto idraulico con pompa a pedale;
 - manometro con indicatore di massima (fondo scala 50 KN);
 - tubi rinforzati con attacchi rapidi;
 - anello di contrasto (diametro interno 70 mm);
 - tiranti snodati in acciaio con testine filettate per tasselli;
 - tasselli FISCHER ZYCON FZA 14x40 M10/25, diametro 14 mm, lunghezza 40 mm;
 - trapano con punte adatte ai tasselli di cui sopra;
 - pachometro PROCEQ Profometer 3.

Le carote sono state prelevate utilizzando una carotatrice tipo HILTI DCM 1.5 e quindi, rettificata, sono state portate a rottura.

4.3 Risultati delle prove sperimentali e stima della resistenza del calcestruzzo

I risultati delle prove sperimentali sono consegnati in forma completa nelle tabelle I-III.

Tab. I - Risultati delle prove non distruttive sugli elementi del piano seminterrato

Elemento		Sclerometro	Ultrasuoni	Pull-Out
N.	Tipo	N	V	P
		(ind. rimb.)	(m/s)	(kN)
1	pilastro	38	3697	24
2	pilastro	36	3369	24
3	pilastro	37	3125	22
4	pilastro	41	3591	22
5	pilastro	35	2571	22
6	pilastro	35	2457	21
Minimo		35	2457	21
Massimo		41	3697	24
Media		37,0	3135,0	22,5
Deviazione Std.		2,08	475,47	1,12
Coeff. Var. %		5,62	15,17	4,98

Tab. II - Risultati delle prove non distruttive sugli elementi del primo piano

Elemento		Sclerometro	Ultrasuoni	Pull-Out
N.	Tipo	N	V	P
		(ind. rimb.)	(m/s)	(kN)
8	pilastr	40	3190	21
9	pilastr	37	2385	26
10	pil. circ.	47	4173	-
11	pil. circ.	48	4170	-
12	pilastr	38	2567	22
Minimo		37	2385	21
Massimo		48	4173	26
Media		42,0	3297,0	23,0
Deviazione Std.		4,60	762,31	2,16
Coeff. Var. %		10,95	23,12	9,39

Tab. III - Risultati delle prove non distruttive sugli elementi del secondo piano

Elemento		Sclerometro	Ultrasuoni	Pull-Out
N.	Tipo	N	V	P
		(ind. rimb.)	(m/s)	(kN)
7	trave	55	3404	40

Sulla base dei risultati sperimentali la resistenza del calcestruzzo è stata quindi stimata utilizzando differenti metodologie:

- mediante il metodo sclerometrico la resistenza è stata stimata utilizzando correlazioni di libreria tra indice di rimbalzo N e la resistenza R_N ;
- mediante il metodo ultrasonico la resistenza è stata valutata utilizzando correlazioni di libreria tra la velocità degli ultrasuoni V e la resistenza R_V ;
- mediante il metodo di pull-out la resistenza è stata valutata utilizzando correlazioni di libreria tra la forza di estrazione P e la resistenza R_P ;
- mediante il metodo combinato Sonreb è stata determinata la resistenza R_{N-V} ;
- sulle carote prelevate in situ è stata valutata in laboratorio la resistenza R_{car} .

Le resistenze R_N , R_V , R_P , R_{N-V} , desunte dai primi quattro metodi, sono state intese come indicative: infatti le correlazioni utilizzate, desunte dalla letteratura e relative ad uno specifico calcestruzzo di riferimento, non possono essere estese direttamente a calcestruzzi diversi, particolarmente quando, come nel caso in esame, il calcestruzzo presenta un'età considerevole.

La resistenza del calcestruzzo degli elementi strutturali da cui non sono state prelevate carote, R_{N-V-P} , è stata stimata utilizzando una correlazione sperimentale tra la resistenza R_{car} del calcestruzzo, ricavata dalle prove su carote, ed i parametri non distruttivi V, N e P

rilevati nelle zone di misura dalle quali sono state successivamente estratte le carote stesse.

Tale correlazione è stata dedotta mediante analisi statistica multiregressiva, utilizzando come variabile dipendente la resistenza R_{car} e, come variabili indipendenti, i parametri non distruttivi.

Per i 6 elementi strutturali in corrispondenza dei quali sono state prelevate le carote, erano noti i parametri non distruttivi N_i , V_i , P_i e la resistenza a compressione $R_{car,i}$ valutata portando a rottura le carote stesse.

Con riferimento alla relazione:

$$R_{car} = A + B \times N + C \times V + D \times P \quad (1)$$

sono state determinate le costanti A, B, C, D utilizzando il metodo dei minimi quadrati e cioè risolvendo le:

$$\frac{\partial \chi^2}{\partial A} = \left(-\frac{2}{\sigma_y^2} \right) \sum_{i=1}^n (R_{pot\ i} - A - BxN_i - CxV_i - DxP_i) = 0$$

$$\frac{\partial \chi^2}{\partial B} = \left(-\frac{2}{\sigma_y^2} \right) \sum_{i=1}^n N_i (R_{pot\ i} - A - BxN_i - CxV_i - DxP_i) = 0$$

$$\frac{\partial \chi^2}{\partial C} = \left(-\frac{2}{\sigma_y^2} \right) \sum_{i=1}^n V_i (R_{pot\ i} - A - BxN_i - CxV_i - DxP_i) = 0$$

$$\frac{\partial \chi^2}{\partial D} = \left(-\frac{2}{\sigma_y^2} \right) \sum_{i=1}^n P_i (R_{pot\ i} - A - BxN_i - CxV_i - DxP_i) = 0$$

Ciò ha permesso di stimare la resistenza a compressione anche per quegli elementi in cui essa non è stata valutata direttamente mediante prelievo di carote, ma esclusivamente mediante prove non distruttive.

Sostituendo i valori misurati nelle equazioni precedenti, si sono determinati i coefficienti di correlazione e quindi l'espressione della resistenza del calcestruzzo, R_{N-V-P} , che è riportata in tabella IV.

Tab. IV – Resistenza a compressione del calcestruzzo. N.B.: la R_{car} è la resistenza cubica.

Elemento	R_N	R_V	R_P	R_{N-V}	R_{N-V-P}	R_{car}
N.	Tipo	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	pilastr	29,89	26,66	17,26	23,68	27,01
2	pilastr	26,54	24,29	17,26	17,24	22,40
3	pilastr	28,18	22,53	14,95	14,73	15,08
4	pilastr	35,33	25,89	14,95	24,42	21,83
5	pilastr	24,94	18,54	14,95	8,21	7,56
6	pilastr	24,94	17,72	13,85	7,29	3,91
7	trave	67,42	24,54	40,03	32,05	61,29
8	pilastr	33,46	23,00	13,85	17,34	14,29
9	pilastr	28,19	17,20	19,69	7,30	14,26
10	pil. circ.	47,71	30,09	-	43,68	-
11	pil. circ.	49,97	30,07	-	44,91	-
12	pilastr	29,89	18,51	14,95	9,17	8,07

4.4 Commento ai risultati ottenuti

Esaminando i risultati ottenuti si osserva, innanzitutto, che i valori medi rilevati nelle singole zone sono assai dispersi ed in particolare:

- gli indici di rimbalzo N sono compresi tra 35 e 55;
- le velocità di propagazione degli ultrasuoni V sono comprese tra 2400 e 4200 m/s;
- le forze di estrazione di pull-out P sono comprese tra 21 e 40 KN;
- le resistenze a compressione sono molto disperse, presentando un valore medio di circa 20 N/mm².

Per quanto riguarda le misure sclerometriche i risultati ottenuti permettono di ritenere che il calcestruzzo in esame sia di media qualità, secondo la classificazione contenuta in [1].

I valori molto alti dell'indice di rimbalzo negli elementi 10 e 11 al piano primo appaiono anomali e sono forse dovuti alla carbonatazione dei calcestruzzi conseguente all'esposizione atmosferica (sono infatti pilastri esterni).

La dispersione dei risultati delle misure, specialmente al piano primo interrato, mette in evidenza una disomogeneità del calcestruzzo dovuta probabilmente alla presenza di vuoti. Il valore più alto del coefficiente di variazione si presenta per l'elemento 2 al piano seminterrato con il 13.03 %.

Anche i valori delle misure ultrasoniche evidenziano una qualità media del calcestruzzo, secondo la classificazione contenuta in [1], con una dispersione dei risultati probabilmente dovuta alla presenza di vuoti. Il valore più alto del coefficiente di variazione si presenta per l'elemento 6 al piano seminterrato con il 18.91 %.

A conclusioni analoghe portano le analisi delle misure di pull-out in base alle quali il valore più alto del coefficiente di variazione si presenta per l'elemento 9 al piano primo con il 18.09 %.

Le stime della resistenza sono anch'esse molto disperse, con un coefficiente di variazione del 77.14 % sul totale delle misure eseguite. Tale coefficiente si riduce notevolmente considerando separatamente il piano interrato e il piano primo, per i quali si ha rispettivamente il 49.07 % e il 22.89 %, cifre che, in ogni caso, evidenziano grandi dispersioni.

In generale le prove non distruttive mettono in evidenza un calcestruzzo di media qualità, scarsamente uniforme forse a causa di una insufficiente compattazione al momento del getto e/o carenza di assortimento granulometrico degli inerti costituenti e con fenomeni di carbonatazione in atto.

Sulla base dei risultati ottenuti, la resistenza media cubica è stata stimata in 20 N/mm².

5. INDAGINI SUI SOLAI

5.1 Rilievi geometrici e saggi

Mediante saggi distruttivi ed endoscopici è stata rilevata la geometria dei solai, ubicati rispettivamente, al primo piano, al secondo piano ed al piano terra.

I solai sono risultati di tipo Stimip, un tipo di solaio in latero-cemento formato da nervature di cemento armato monodirezionali e cassettoni di laterizio (fig. 3).

In tutti e tre i solai non è stata riscontrata la presenza di zone piene.

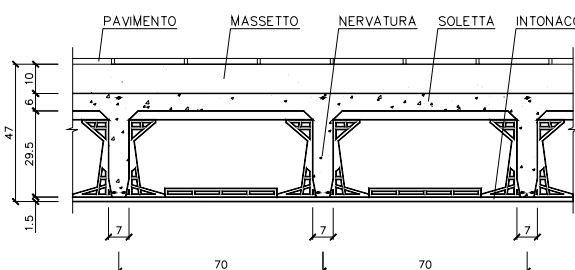


FIG. 3 - Sezione tipica dei solai.

Le caratteristiche geometriche dei solai sono risultate le seguenti:

Solaio 1 (primo piano):

interasse dei travetti: 70 cm;
altezza dei travetti: 29.5 cm;
larghezza dei travetti: 7 cm;
armatura dei travetti: 1 ϕ 14 + 1 ϕ 18 lisci in mezzzeria;
spessore della soletta: 3 cm
spessore della nervatura ortogonale ai travetti: 3 cm;
spessore del massetto: 10 cm.

Solaio 2 (secondo piano):

interasse dei travetti: 70 cm;
altezza dei travetti: 17 cm;
larghezza dei travetti: 7 cm;
armatura dei travetti: 1 ϕ 16 + 1 ϕ 22 lisci in mezzzeria;
spessore della soletta: 3 cm
spessore della nervatura ortogonale ai travetti: 3 cm;
spessore del massetto: 10 cm.

Solaio 3 (terra piano):

interasse travetti: 70 cm;
altezza travetti: 24 cm;
larghezza travetti: 7 cm;
armatura travetti: 2 ϕ 22 lisci in mezzzeria;
spessore della soletta: 3 cm
spessore della nervatura ortogonale ai travetti: 3 cm;

spessore del massetto: 10 cm.

5.2 Verifica di sicurezza delle sezioni

La verifica delle sezioni è stata condotta applicando la normativa attualmente vigente ed utilizzando per i materiali la resistenza determinata per via sperimentale.

Per l'acciaio è stato assunto il valore della tensione ammissibile previsto dal Regio Decreto 2229/39, in vigore all'epoca della costruzione, pari a 140 N/mm^2 .

Per quanto riguarda il calcestruzzo, considerando come resistenza il valore medio indicato dalle prove sperimentali (circa 20 N/mm^2), si ottiene, applicando le norme vigenti, un valore di tensione ammissibile pari a: 7.25 N/mm^2 . E' stata, peraltro, considerata la dispersione riscontrata nelle resistenze sperimentali, riducendo in via prudenziale la tensione ammissibile a compressione a non più di 6 N/mm^2 e quella tangenziale, τ_{c0} , a 0.47 N/mm^2 .

L'analisi delle sezioni, condotta applicando i sovraccarichi accidentali previsti dalla normativa vigente, ha condotto alla determinazione di valori di tensione nell'acciaio superiori a quelle ammissibili.

Per il solaio 1 si è calcolato $\sigma_s = 187.7 \text{ N/mm}^2$, per il solaio 2 $\sigma_s = 182.4 \text{ N/mm}^2$ e per il solaio 3 $\sigma_s = 136.4 \text{ N/mm}^2$, a fronte di una tensione ammissibile pari a 140.0 N/mm^2 .

Per il calcestruzzo si sono riscontrate, invece, tensioni normali compatibili con le caratteristiche meccaniche sperimentali ($R_c = 20 \text{ N/mm}^2$): solaio 1 - $\sigma_c = 3.23 \text{ N/mm}^2$; solaio 2 - $\sigma_c = 4.97 \text{ N/mm}^2$; solaio 3 - $\sigma_c = 3.83 \text{ N/mm}^2$.

A giustificazione dei valori anomali riscontrati relativamente alle tensioni nell'acciaio, occorre considerare la possibilità che, in sede di progetto, fossero stati considerati sovraccarichi accidentali inferiori rispetto a quelli attuali.

Per quanto riguarda le tensioni tangenziali, la mancanza di zone piene in prossimità degli appoggi, ha condotto alla determinazione di tensioni superiori a quelle ammissibili: per il solaio 1 si ha $\tau = 0.86 \text{ N/mm}^2$, per il solaio 2 $\tau = 1.60 \text{ N/mm}^2$ e per il solaio 3 $\tau = 1.00 \text{ N/mm}^2$.

5.3 Prove di carico

Le prove di carico sono state eseguite in quattro zone distinte:

- del solaio 1 è stata caricata la zona indicata in fig. 4, nella quale è anche rappresentata la disposizione dei punti di misura degli abbassamenti;
- del solaio 2 è stata caricata la zona indicata in fig. 5, nella quale è anche rappresentata la disposizione dei

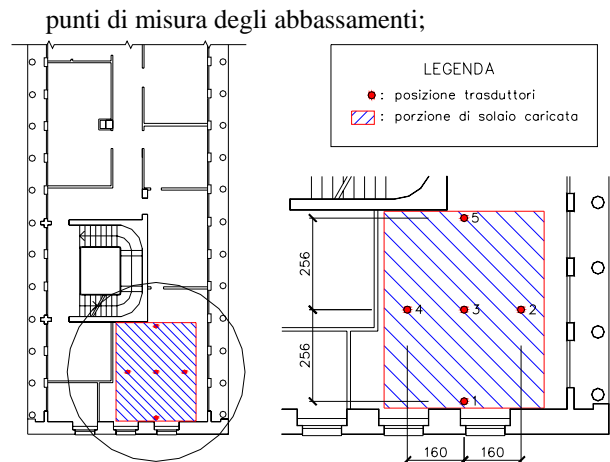


FIG. 4 – Ubicazione della prova di carico sul solaio 1.

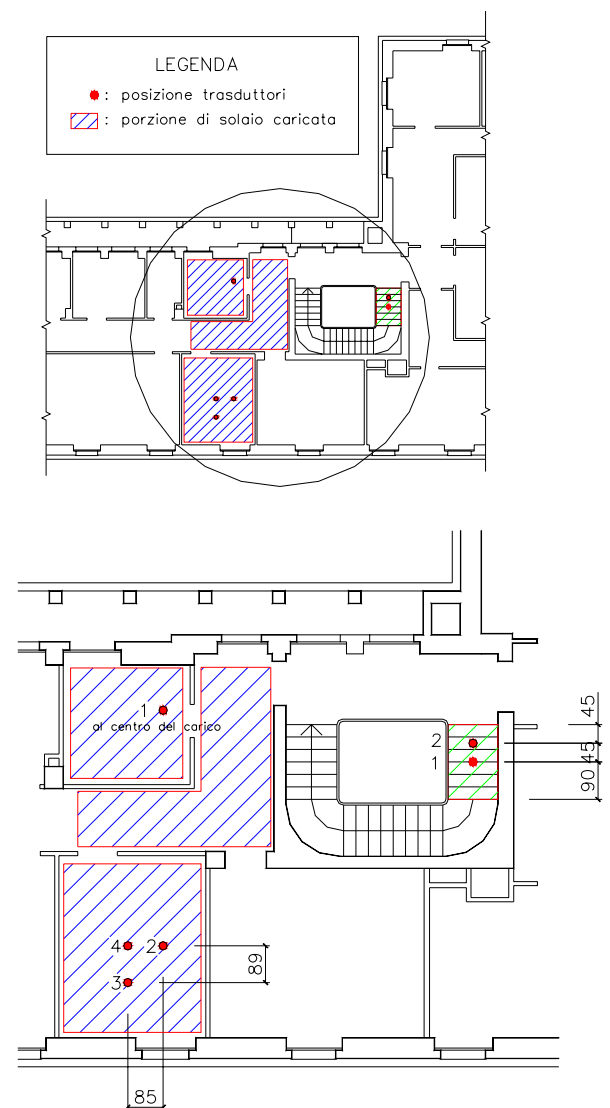


FIG. 5 – Ubicazione della prova di carico sul solaio 2.

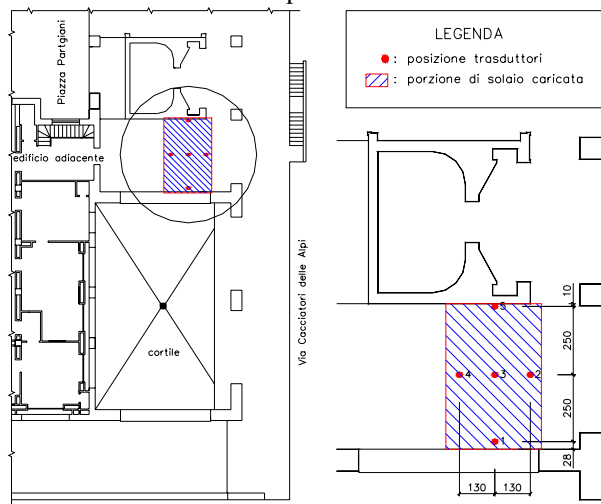


FIG. 6 – Ubicazione della prova di carico sul solaio 3.

- del solaio 3 è stata caricata la zona indicata in fig. 6, nella quale è anche rappresentata la disposizione dei punti di misura degli abbassamenti;
- è stata, infine, caricata la rampa di scale indicata in fig. 5, nella quale è anche rappresentata la disposizione dei punti di misura degli abbassamenti.

Per il solaio 1 è stato considerato un carico di esercizio pari a 2.00 KN/m^2 , mentre per i solai 2 e 3, il sovraccarico è stato di 3.00 KN/m^2 . Per le scale è stato considerato, invece, un sovraccarico di 4.00 KN/m^2 .

Le prove di carico hanno evidenziato valori delle frecce molto inferiori a quelli dedotti da una parallela analisi teorica. Difatti le frecce massime sperimentali valgono 0.17 mm , contro un valore teorico di 1.93 mm , per il solaio 1, 0.69 mm contro 8.43 mm per il solaio 2 e 0.30 mm contro 4.78 mm per il solaio 3.

Tale comportamento può essere attribuito a diversi fattori, quali la collaborazione del massetto e dei laterizi.

La deformazione percentuale residua allo scarico è risultata pari al 5.9% per il solaio 1, al 73.9% per il solaio 2 ed al 10.3% per il solaio 3. Tuttavia il valore eccessivo del residuo plastico allo scarico per il solaio 2 è apparso inattendibile ed è stato attribuito all'errore introdotto dal valore estremamente esiguo degli abbassamenti.

La deformazione residua allo scarico è stata probabilmente dovuta a scorrimento degli acciai lisci e a scorrimento fra soletta e massetto sovrastante.

Tali residui plastici costituiscono un elemento negativo dal punto di vista del giudizio sulla sicurezza dei solai.

6. ANALISI DELLA SICUREZZA DI TRAVI E PILASTRI

6.1 Modello numerico adottato per l'analisi della risposta strutturale

Sulla base della geometria rilevata e con riferimento ai sovraccarichi previsti dalla attuale normativa, è stata eseguita l'analisi della risposta della struttura.

Particolare attenzione è stata dedicata alla risposta sismica in quanto, all'epoca della costruzione, il comune di Perugia non era inserito, come è oggi, nell'elenco delle zone dichiarate sismiche.

Applicando il metodo degli elementi finiti è stato messo a punto un modello numerico della struttura, come si può vedere in fig. 7.

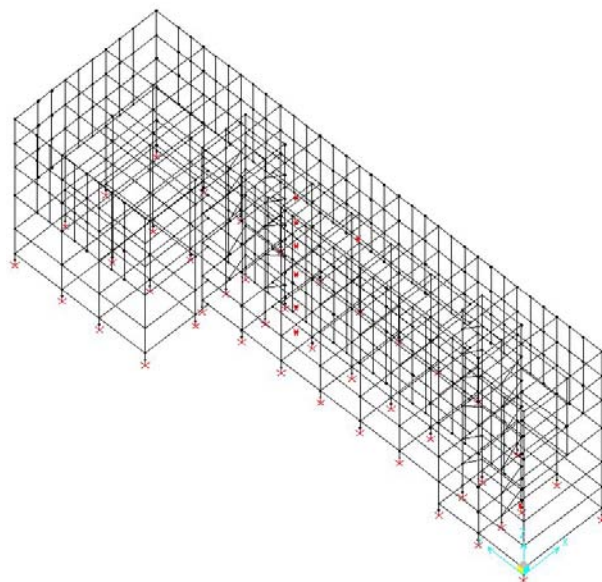


FIG. 7 – Modello numerico adottato per l'analisi della risposta strutturale.

6.2 Risultati salienti dell'analisi strutturale

L'analisi strutturale è stata condotta, con riferimento al modello numerico descritto, considerando i pesi propri delle strutture ed i carichi di servizio prescritti dalla attuale normativa sulle azioni.

L'analisi sismica è stata eseguita utilizzando la tecnica dell'analisi modale e dello spettro di risposta. Come livello delle azioni sismiche è stato considerato quello previsto per le zone sismiche di II categoria.

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei periodi propri e dei coefficienti di partecipazione dei primi 12 modi di vibrazione della struttura.

L'andamento delle prime tre forme modali è invece rappresentato nelle figure 9, 10 ed 11.

TAB. V – Periodi propri di vibrazione e coefficienti di partecipazione della struttura.

N.	T (sec)	M _{part,x} (%)	M _{part,y} (%)
1	1.113	0.06	64.96
2	1.010	67.71	64.98
3	0.557	68.17	64.98
4	0.365	68.17	76.90
5	0.342	68.26	76.90
6	0.300	80.78	76.90
7	0.240	80.78	83.34
8	0.223	80.89	83.34
9	0.191	81.78	83.34
10	0.169	82.09	83.35
11	0.167	85.59	85.11
12	0.154	85.59	85.85

armatura $\bar{\gamma}$ previsti nel suddetto decreto. Per i pilastri di area minore di 2000 cm², $\bar{\gamma}$ è l' 0.80% della sezione di conglomerato strettamente necessaria, per quelli di area superiore di 8000 cm² $\bar{\gamma} = 0.50\%$, per quelli di area intermedia la percentuale minima di armatura è stata determinata mediante interpolazione lineare.

Le armature così individuate sono state confrontate con i dati ottenuti da esplorazioni condotte mediante misure di permeabilità magnetica (pachometro) e sono state infine convalidate da saggi esplorativi svolti a campione rimuovendo localmente i copriferri.

A titolo di esempio in fig. 8 è riportato il disegno delle armature di una trave tipica.

6.3 Ricostruzione della disposizione delle armature

In mancanza della documentazione originaria di progetto, è stato necessario ricostruire la disposizione delle armature prima di poter effettuare verifiche di sicurezza sotto i carichi attuali ed anche in condizioni sismiche.

A tale scopo è stato preliminarmente eseguito il progetto condizionato delle armature utilizzando le regole contenute nella norma del 1939, unitamente ai carichi presumibilmente considerati all'epoca. In tale operazione sono stati utilizzati schemi di calcolo semplificati, quali travi continue estratte dai telai e pilastri sottoposti a compressione semplice, secondo metodologie diffuse all'epoca della progettazione dell'edificio.

Si è tenuto conto, inoltre, dei valori minimi di

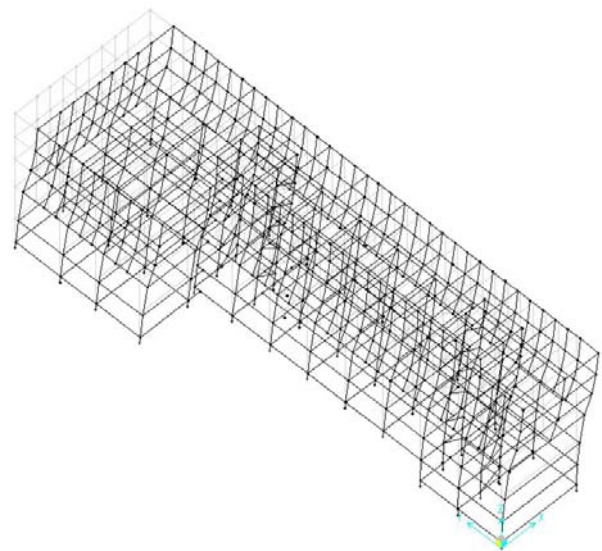


FIG. 9 – Andamento del primo modo di vibrazione.

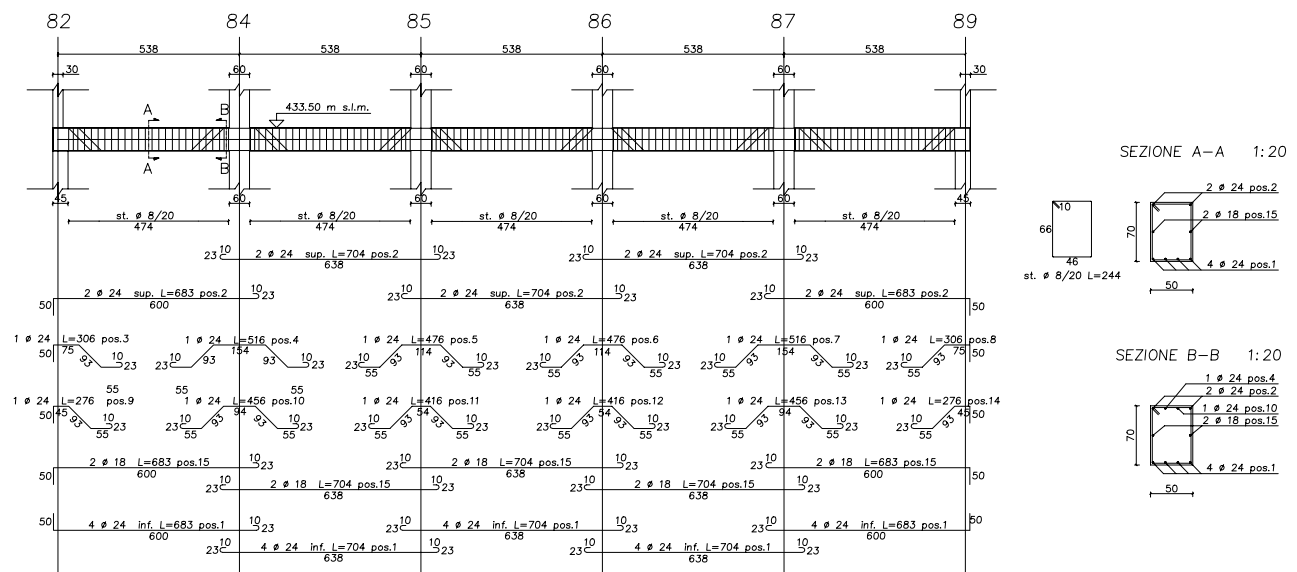


FIG. 8 – Ricostruzione dell'armatura di una trave tipica.

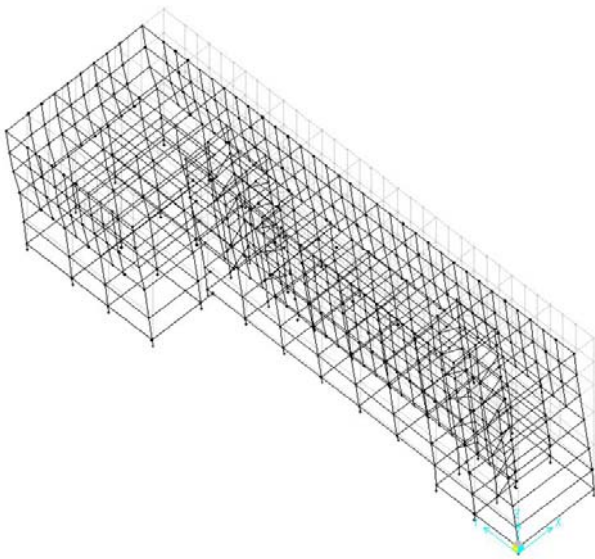


FIG. 10 – Andamento del secondo modo di vibrazione.

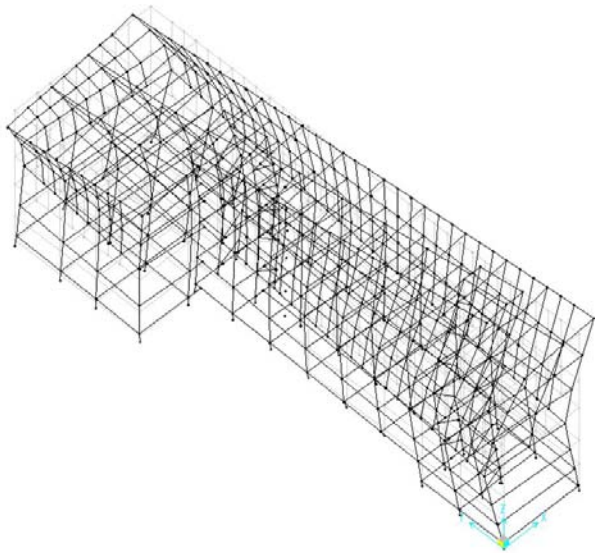


FIG. 11 – Andamento del terzo modo di vibrazione.

6.4 Verifica delle sezioni

Per quanto riguarda le travi si è riscontrato che le tensioni di compressione nel calcestruzzo non superano i valori ammissibili. Ciò è probabilmente dovuto al generoso dimensionamento delle carpenterie a suo tempo adottato.

Per quanto riguarda la sicurezza a taglio, le armature metalliche presenti risultano sollecitate da tensioni che superano di poco i valori ammissibili.

Diverso è il caso dei pilastri. Per essi i valori ammissibili non vengono superati per la condizione di carico che comprende i pesi propri e i sovraccarichi accidentali. In tal senso il passaggio dal coefficiente di

omogeneizzazione $n=10$, previsto dalla norma del 1939, a quello attuale ($n=15$), ha avuto l'effetto di ridurre le tensioni nel calcestruzzo. Ugualmente le percentuali minime di armatura metallica previste dalla norma del 1939 hanno contribuito ad assorbire le sollecitazioni di pressione eccentrica dovuta ai carichi verticali.

Nel caso delle condizioni di carico comprendenti le azioni sismiche le verifiche a pressione eccentrica non risultano sempre soddisfatte. Tale risultato era peraltro prevedibile per il fatto che le azioni sismiche non erano state considerate al momento del progetto.

7. CONSIDERAZIONI CRITICHE SULLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI ESISTENTI

La procedura di valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti ha lo scopo di determinare il valore del coefficiente di sicurezza rispetto alla rottura, quando su di esse agiscano i carichi di progetto, ottenuti amplificando i carichi di servizio mediante opportuni coefficienti parziali. Il giudizio è positivo quando tale coefficiente sia almeno unitario. In tal senso la misura della sicurezza è associata al concetto di distruzione della struttura, poiché solo allo stato limite ultimo è possibile valutare quale relazione intercorra tra domanda di prestazione di progetto e capacità di prestazione ultima.

Il contributo che a questo quadro conoscitivo possono dare le prove di carico eseguite utilizzando i carichi di servizio è soltanto marginale.

Poiché, evidentemente, è impraticabile l'idea di valutare la sicurezza di un'opera esistente mediante la sua distruzione, la procedura deve essere modificata sostituendo alla prova a rottura reale una prova a rottura simulata mediante metodi analitici o numerici.

Ciò consiste nell'eseguire analisi sulle sezioni e sulle membrature utilizzando i metodi della Tecnica delle Costruzioni, applicando, ad esempio, il metodo agli stati limite.

In sostanza si tratta di eseguire verifiche dello stesso tipo di quelle che si eseguono per le nuove costruzioni con la variante, però, che, per le caratteristiche dei materiali, debbono essere considerate quelle effettivamente presenti in situ al momento attuale e le carpenterie e le armature delle membrature debbono essere quelle effettive.

Proprio nel reperimento dei dati sui materiali e sulle sezioni si annidano, in genere, le maggiori difficoltà operative.

Per quanto riguarda i materiali i metodi non distruttivi disponibili, opportunamente integrati con indagini parzialmente distruttive, quali prelievo di campioni e carote, pur se di complessa esecuzione e

delicata interpretazione, sono in grado di fornire informazioni sufficientemente affidabili.

Il problema più difficile da risolvere è quello della conoscenza delle armature metalliche. Non di rado infatti, per gli edifici progettati e realizzati prima dell'entrata in vigore della Legge n° 1086 del 1971, è difficile reperire la documentazione originale di progetto, che non è stata oggetto di una sistematica procedura di deposito e conservazione. Ma, per di più, la eventuale disponibilità dei disegni esecutivi non è sufficiente a garantire la conoscenza della effettiva disposizione delle armature, in quanto possono essere intervenuti, al momento della costruzione, varianti non documentate oppure veri e propri errori di disposizione.

L'esperienza mostra che proprio queste varianti e questi errori possono essere causa di problemi strutturali.

Allo stato attuale delle conoscenze le uniche metodologie disponibili per accertare quantità e disposizione delle armature sono basate su saggi localizzati, guidati dall'impiego di dispositivi magnetici di rilevamento, i quali però, da soli, non sono in grado di fornire informazioni complete ed affidabili.

Si osserva quindi che la determinazione delle armature può divenire un tipo di ispezione particolarmente invasiva ed onerosa, certamente non adatta alla valutazione sistematica della sicurezza di tutte le costruzioni di cemento armato esistenti.

In questo senso è auspicabile che le procedure di controllo previste dal Fascicolo del fabbricato, di cui si dibatte attualmente [2], siano chiaramente suddivise in due categorie: una prima categoria da applicarsi a tutti gli edifici e dedicata esclusivamente alla raccolta di tutte le informazioni disponibili, compresi eventuali segnali di pericolo, ma non finalizzata alla formulazione di un giudizio sulla sicurezza ed una seconda categoria, ristretta a casi di evidente necessità, in cui la sicurezza viene analizzata in modo completo, utilizzando tutte le risorse e le attività specialistiche necessarie.

8. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Nel presente lavoro sono stati presentati i risultati delle indagini teorico-sperimentali eseguite su un edificio di cemento armato sito in Perugia, allo scopo di valutarne la sicurezza residua dopo oltre 50 anni di vita di servizio.

La metodologia seguita è stata quella di verificare le membrature di cemento armato applicando procedure che la normativa vigente prescrive per la progettazione delle nuove costruzioni, utilizzando, però, le effettive caratteristiche dei materiali ed i carichi previsti dalla attuale normativa sulla azioni.

La scelta di impiegare le norme attuali è stata

guidata dalla considerazione che esse riflettano i punti di vista più aggiornati in tema di garanzia della sicurezza e di tutela della pubblica incolumità.

Le tecniche disponibili per la valutazione della resistenza dei materiali in situ, pur se laboriose e certamente delicate, sia in fase di esecuzione che in fase di interpretazione dei risultati, si sono dimostrate del tutto adeguate allo scopo. Viceversa si sono incontrate difficoltà nella determinazione della disposizione delle armature, in quanto la documentazione di progetto disponibile è risultata molto lacunosa in proposito.

L'esperienza mostra che tale situazione si presenta non di rado nel caso di opere progettate e realizzate prima della entrata in vigore della Legge n° 1086 del 1971, che ha imposto il deposito sistematico dei progetti.

La incertezza circa le informazioni sul quantitativo e sulla disposizione delle armature può talvolta impedire ai metodi di analisi perfezionati attualmente disponibili per il controllo delle costruzioni esistenti di esplicitare appieno le proprie potenzialità.

BIBLIOGRAFIA

- [1] C.E.B., *Diagnosis and Assessment of Concrete Structures*, Bull. d'inf. N°192, 1989.
- [2] RADOGNA E.F., *Riflessioni sui Problemi della Sicurezza Strutturale di Edifici Esistenti, con Riferimento alle Finalità del Fascicolo del Fabbricato*, L'Industria Italiana del Cemento" n. 4, 2000.
- [3] ALLEN D. E., *Safety Criteria for the Evaluation of Existing Structures*, IABSE Colloquium "Remaining Structural Capacity", Copenhagen, 17-19 marzo 1993.
- [4] C.E.B., *Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures*, Bull. d'inf. N°243, 1998.
- [5] ISO/FDIS, *Bases for Design of Structures – Assessment of Existing Structures*, International Organization for Standardisation , n° 13822, 2000.
- [6] ACI, *In-Place Methods to Estimate Concrete Strength*, ACI SP- 228.1R, 1995.