

Infrastrutture Lombarde spa

**Indagine di vulnerabilità strutturale alle azioni sismiche del nuovo
Ospedale S. Gerardo di Monza**

Relazione Generale



Engineering Consulting & Structural Design

Via Goldoni, 22 - 20129 Milano

C.F. & P.IVA: 05961930962

ECSD S.R.L.
Via Goldoni, 22 - 20129 Milano
IL DIRETTORE TECNICO
Prof. Franco Mola

Infrastrutture Lombarde spa

Indagine di vulnerabilità strutturale alle azioni sismiche del nuovo Ospedale S. Gerardo di Monza

Relazione Generale

1. Introduzione

Nel D.G. Sicurezza, polizia locale e protezione civile, 21.11.2003, la Regione Lombardia ha posto le definizioni e le procedure atte alla validazione antisismica degli edifici strategici. Tale strategia si è configurata all'interno delle disposizioni della OPCM 3431/03/5/2005, nel prosieguo chiamata OPCM, in particolare relativamente all'art.2, comma 3,4 di tale documento. La strategia si articola in due fasi, definite fase A e fase B, di cui la prima è orientata alla analisi di vulnerabilità e la seconda alle verifiche tecniche. Precisamente, attraverso la fase A si perviene alla definizione di un livello omogeneo di rilevazione dei dati e alla loro elaborazione statistica. Da tale conoscenza è possibile identificare gli edifici da sottoporre a specifiche verifiche tecniche. La Fase B è relativa alle verifiche tecniche che devono essere condotte allo scopo di valutare l'affidabilità degli edifici a fronte della azione sismica. I tempi di effettuazione di tali verifiche dovranno esaurirsi in 30 mesi per le zone sismiche 2,3, mentre per le zone sismiche 4, esse saranno effettuate a partire dall'ultimo anno del programma stabilito nella definizione delle operazioni di cui alla Fase A. All'interno della Fase B Infrastrutture Lombarde spa (ILSPA) ha bandito la procedura negoziata di cui al Doc. Uff-G. 160708-00006. Tale procedura riguarda l'indagine conoscitiva atta alla definizione della idoneità statica degli edifici dell'ospedale S. Gerardo di Monza nei riguardi della azione sismica prevista per la zona in cui essi sorgono, classificata dalla OPCM quale zona sismica 4. L'indagine comprende più passaggi riguardanti:

- L'indagine storico-critica;
- Le indagini sperimentali sul terreno di fondazione;
- Le indagini di caratterizzazione meccanica dei materiali;
- Le analisi strutturali e sezionali degli elementi strutturali e la formulazione di un giudizio circa la idoneità statica degli edifici.

Scopo della indagine è inoltre, qualora venga ravvisata la necessità di procedere ad operazioni di adeguamento strutturale, quello di formulare linee guida degli interventi richiesti.

A seguito di conferimento di specifico incarico, le indagini sopra riportate sono state condotte nel periodo Ottobre-Dicembre 2008, ed integrate nel primo trimestre 2009, e a seguito dei risultati ottenuti è stata redatta la presente Relazione Generale che con i rispettivi Allegati tratta nel dettaglio i quesiti posti nel Documento di procedura negoziata.

2. Caratteri distintivi degli edifici oggetto di indagine

Il complesso ospedaliero S. Gerardo di Monza consta di differenti corpi di fabbrica così definiti:

- a. L'avancorpo, comprendente tre piani fuori terra e due piani interrati;
- b. Il monoblocco, comprendente dodici piani fuori terra e due piani interrati;
- c. Le rotonde ed il relativo corpo di collegamento, posti alle spalle del monoblocco;
- d. La tenaglia ed relativo blocco di collegamento;
- e. L'edificio infettivi, comprendente un piano interrato e tre piani fuori terra;
- f. Villa Serena, comprendente sei piani fuori terra.

I corpi di fabbrica principali, oggetto della indagine sono il monoblocco la tenaglia e le rotonde.

L'impianto strutturale di tutti i corpi consiste in elementi portanti in calcestruzzo armato, con solai in calcestruzzo armato o di tipo latero-cementizio. In particolare il monoblocco è formato da sette edifici fra loro separati da giunti di contrazione, definiti in Fig.1 edifici A÷G.

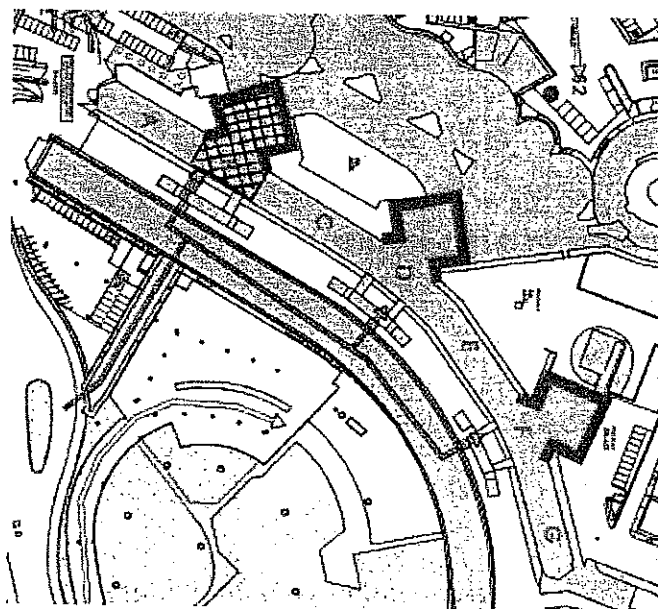


Fig. 1 - Localizzazione blocchi A-G

Negli edifici B,D,F, sono presenti vani scale-ascensori-servizi e pareti in calcestruzzo armato, mentre nei rimanenti edifici tali elementi non sussistono. Le fondazioni sono di tipo diretto, del tipo a graticcio di travi. L'edificio tenaglia-rotonde è invece formato da più sub-sistemi aventi planimetria a forma di settore circolare o circolare, anch'essi separati da giunti di contrazione ed aventi altezza nettamente più limitata rispetto a quella degli edifici del monoblocco. Negli edifici non si osservano elementi aventi caratteristiche taglio- resistenti e la loro stabilità laterale è demandata alla presenza di telai tessuti in direzione radiale e circonferenziale. Nel Documento di procedura negoziata viene evidenziato il soddisfacente stato di conservazione degli edifici, con alcune eccezioni per quanto riguarda lo stato superficiale delle strutture. Il Documento richiede di valutare la capacità portante residua degli edifici a struttura in calcestruzzo armato, sia per quanto riguarda azioni di tipo statico, sia per quanto riguarda azioni di tipo dinamico, connesse alla possibile evenienza di terremoti nella zona ove gli insediamenti sono stati costruiti. Relativamente alle azioni di tipo statico si osserva che le strutture sono state originariamente progettate e costruite per fare fronte solamente a tali azioni, essendo la città di Monza, all'atto della costruzione dell'Ospedale, dichiarata appartenere ad una zona non sismica. Le prescrizioni della OPCM pongono invece la città di Monza all'interno di una zona sismica di tipo 4, cosicché i vari corpi di fabbrica sopra elencati devono essere oggetto di verifica apposita affinché possano essere dichiarati idonei a svolgere le funzioni ad essi richieste con i livelli di sicurezza definiti dagli attuali documenti normativi, in particolare il D.M. 14.01.2008, nel prosieguo chiamato DM08. Quanto richiesto da ILSPA postula una approfondita analisi critica della situazione, non solamente per quanto riguarda il raggiungimento di una sufficiente conoscenza delle prerogative strutturali dei materiali e delle modalità costruttive con cui si è proceduto nella realizzazione delle opere ma anche per definire il comportamento strutturale sotto le varie azioni applicate, tenendo conto che, all'epoca della costruzione del monoblocco, la cui prima pietra fu posta nel 1964, le prescrizioni normative per le strutture in calcestruzzo armato utilizzavano per le misure di sicurezza sotto azioni statiche o di carattere sismico, il Criterio delle Tensioni Ammissibili nella forma contenuta nel Regio Decreto 10.11.1939-XVIII, n.2229, nel prosieguo chiamato RD. Lo stesso criterio, seppure calibrato in maniera differente, ha presieduto alla progettazione dell'edificio tenaglia-rotonde,

costruito negli anni '70, la cui progettazione è stata regolata dalle prescrizioni della Legge 5.11.1971 n.1086 e dalle successive Norme Tecniche (NT). Il criterio delle Tensioni ammissibili, pur se a priori non è da considerarsi metodologia insufficiente o addirittura fallace, nel definire la capacità portante di una opera in calcestruzzo armato, è comunque non utilizzabile per le misure di sicurezza di strutture la cui capacità, portante debba essere definita attraverso analisi che facciano capo al DM08 o alla OPCM., che prescrivono infatti per la misura della sicurezza delle costruzioni soggette ad azione sismica il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Questa osservazione deve essere tenuta in debito conto per potere adire ad un affidabile giudizio circa la capacità portante residua degli edifici, nella loro attuale configurazione e a fronte delle azioni ad essi applicate. A tale scopo, per meglio chiarire quanto detto, si ricordano di seguito le limitazioni tensionali imposte dal RD. Secondo tale documento le tensioni normali ammissibili σ_c per un calcestruzzo avente tensione di rottura $\sigma_{r,28}$, soggetto a compressione semplice risultano :

σ_c (MPa)	$\sigma_{r,28}$ (MPa)	
3.4	11.8	Calcestruzzo di cemento normale (Portland)
4.4	15.7	Calcestruzzo di cemento ad alta resistenza e alluminoso

Qualora la resistenza a rottura sia oggetto di determinazione preventiva e di controllo assiduo durante la costruzione può porsi

$$\sigma_c = \sigma_{r,28}/3, \text{ con le limitazioni } \sigma_c < 5.9 \text{ MPa}; \sigma_{r,28} < 17.6 \text{ MPa} \quad (1)$$

In presenza di sollecitazioni di presso flessione, mantenendo le distinzioni precedenti per quanto riguarda il tipo di cemento e il controllo del materiale, la tensione ammissibile assume rispettivamente i valori 3.2MPa, 4.9MPa; $\sigma_{r,28}/3 \text{ MPa} < 7.3 \text{ MPa}$, associata alle resistenze 11.8MPa, 15.7 MPa, 22MPa. Per calcestruzzi aventi resistenza superiore a 22MPa si pone infine

$$\sigma_c = 7.3 + (\sigma_{r,28} - 22)/9 \quad (2)$$

Da quanto esposto, una importante informazione sulle caratteristiche del materiale può immediatamente ricavarsi dalle precedenti limitazioni, allorché si conoscano i livelli tensionali esistenti nella struttura nella sua configurazione attuale, soggetta ad azioni di natura non sismica. Questa conoscenza può derivarsi mediante analisi diretta delle strutture, o mediante una ricerca storico-critica che assume grande importanza potendo, attraverso essa, entrare in possesso dei documenti originari di progetto e delle calcolazioni e delle verifiche svolte. La conoscenza delle caratteristiche del materiale assegnate in sede di progetto riveste grande importanza in quanto dal confronto tra tali proprietà e quelle desunte attraverso la caratterizzazione meccanica del materiale operata sperimentalmente, possono ricavarsi essenziali informazioni circa l'eventuale degrado subito dal materiale o riguardo intrinseche inadeguatezze dello stesso. Un confronto di questo tipo è essenziale e deve costituire il primo passo verso una conoscenza affidabile della struttura, per poterne valutare la capacità portante residua, e successivamente, la sua idoneità a fronte della azione sismica. Un differente criterio valutativo presiede l'analisi conoscitiva del materiale costituente l'edificio tenaglia-rotonde. Infatti, le Norme Tecniche che ne hanno presieduto la progettazione, pongono per la tensione ammissibile σ_c la relazione

$$\sigma_c = 5.9 + (R_{ck} - 14.7)/4 \text{ (MPa)} \text{ per sollecitazioni di flessione composta} \quad (3)$$

$$\sigma_{c1} = 0.7 \sigma_c \text{ per sollecitazioni di flessione composta con prevalenza della forza normale} \quad (4)$$

Nelle precedenti la resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck} è espressamente richiesta in sede di progetto attraverso specifica prescrizione, cosicché, dalla conoscenza diretta di R_{ck} , indicata nelle Tavole di progetto, risulta immediato ricavare, mediante confronto sperimentale, la conformità

delle strutture eseguite alle prescrizioni di progetto. Nell'edificio tenaglia-rotonde le specifiche progettuali prevedono l'utilizzo di un calcestruzzo avente $R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$.

3. Le indagini conoscitive

Le indagini condotte hanno avuto quale obiettivo il rilievo delle strutture, sia in termini di geometria, sia in termini di conoscenza dei quantitativi di armatura metallica presenti nelle sezioni critiche nonché la caratterizzazione meccanica del terreno di fondazione e la caratterizzazione meccanica dei materiali costituenti i vari elementi strutturali. I risultati ottenuti vengono di seguito discussi in dettaglio.

3.1 Indagine storico-critica

Allorché si debba indagare sullo stato di consistenza di una struttura esistente, l'operazione basilare consiste nel rilievo geometrico e nella determinazione dei quantitativi di armatura presenti in sezioni prefissate. In genere queste operazioni debbono essere effettuate nella loro completezza in quanto è assai difficile, per strutture di notevole età, costruite prima dell'entrata in vigore della Legge 5.11.1971 n.1086, che richiede l'obbligo del deposito dei disegni esecutivi delle strutture presso uffici a ciò specificatamente preposti, potere risalire ai disegni esecutivi delle opere strutturali. Ciò è peraltro non sempre possibile anche per progetti realizzati dopo la Legge 5.11.1971 n. 1086. Nel caso in esame si è invece potuto disporre delle tavole di progetto esecutivo, conservate presso l'Ufficio Tecnico dell'Ente Ospedaliero. Tali tavole, sufficientemente dettagliate, hanno permesso di ricavare nella loro completezza tutti i dati geometrici relativi alle strutture e di potere disporre di una chiara descrizione delle armature che ha consentito di potere effettuare verifiche puntuali in ogni sezione ritenuta critica. Allo scopo di controllare la congruenza fra quanto progettato ed eseguito, sono stati effettuati sondaggi locali in alcuni elementi strutturali, i cui dettagli sono riportati nell'Allegato 3a, relativo alle prove sperimentali condotte per la caratterizzazione meccanica dei materiali. Tali confronti hanno dato esito positivo, cosicché le tavole di progetto esecutivo sono state assunte quale modello geometrico sia in termini dimensionali, sia in termini di distribuzione, localizzazione e quantità delle armature contenute nelle varie membrature resistenti. I documenti progettuali, oltre a contenere le tavole di progetto esecutivo, contengono anche note di calcolo e le verifiche effettuate sulle membrature più importanti. In particolare, per quanto riguarda le colonne del monoblocco, si sono osservate nei documenti di calcolo tensioni sul calcestruzzo oscillanti fra 6 e 7 MPa. Questo dato è estremamente importante in quanto ipotizzando che, data l'importanza della costruzione, si sia proceduto alla preventiva determinazione della resistenza a rottura del calcestruzzo e al suo controllo assiduo in fase di esecuzione, la resistenza a rottura del calcestruzzo, ricordando le limitazioni imposte dal RD, esposte al punto precedente, portano a concludere che il materiale prescritto in progetto dovesse avere una resistenza a rottura per compressione non inferiore a 21 MPa. Questo dato, peraltro facilmente confermabile da una semplice analisi approssimata della azione assiale applicata alle colonne, ha costituito basilare punto di riferimento cui ragguagliare i risultati ottenuti sperimentalmente nei tests di caratterizzazione del materiale calcestruzzo. Alcuni dettagli dei disegni esecutivi e le verifiche originarie di progetto sono riportate, a titolo di esempio nell'Allegato 1, rimandando per una più approfondita lettura delle caratteristiche geometriche delle strutture e della disposizione delle loro armature, alla totalità dei disegni esecutivi conservati presso l'Ufficio Tecnico dell'Ente Ospedaliero. Gli stati tensionali in esercizio, esistenti negli edifici del complesso tenaglia-rotonde, rapportati ai valori di R_{ck} specificati nei documenti di progetto, risultano con essi compatibili.

3.2 Le indagini geotecniche

L'obiettivo delle indagini geotecniche è consistito nella definizione della stratigrafia e delle proprietà meccaniche del terreno di fondazione e nella caratterizzazione sismica dello stesso. La stratigrafia del terreno ha quale scopo essenziale quello di definire la consistenza del sedime su cui sono appoggiate le fondazioni, mentre l'indagine sismica permette di definire il terreno sotto tale aspetto, per potere adire alla costruzione dello spettro di risposta secondo i dettami della OPCM. I risultati delle prove geotecniche, di seguito brevemente commentati, sono riportati, insieme a tutte le informazioni sulle metodologie di prova e sulle caratteristiche dei macchinari impiegati, nell'Allegato 2.

3.2.1 Le Indagini stratigrafiche e di caratterizzazione meccanica del terreno

Sono consistite in tre sondaggi a rotazione e carotaggio continuo di cui due spinti alla profondità di 20m ed il terzo fino alla profondità di 30m. Nei fori dei sondaggi sono poi state effettuate prove SPT e prove SCPT. I risultati ottenuti hanno evidenziato, dopo spessori di riporto variabili fra -1.30 e -6.1m, la presenza di terreno costituito da sabbia ghiaiosa. Le prove SPT, SCPT hanno mostrato il forte addensamento del terreno al disotto della quota -7.50. Essendo la quota di posa delle fondazioni, consistenti in un graticcio di travi rovesce, posta alla quota -11m circa, il sistema fondale considerato nella sua totalità dall'insieme terreno-struttura presenta una elevata capacità portante associata ad una assai ridotta deformabilità. Tale sistema è particolarmente adatto ad equilibrare, attraverso la ridistribuzione delle sollecitazioni di flessione e taglio in esso presenti, le variazioni delle reazioni trasmesse dalle colonne. Ne deriva che le operazioni di riassetto edilizio programmate all'interno degli edifici, comportanti modeste variazioni delle reazioni delle colonne ed anche quelle più significative indotte dalla azione sismica e dagli eventuali interventi di adeguamento statico delle strutture, possono essere condotte senza alcun timore di penalizzare, la capacità portante e la stabilità del sistema fondale. I risultati delle prove geotecniche, qui brevemente commentati, sono riportati in dettaglio nell'Allegato 2.

3.2.2 Il test sismico down-hole

E' stato eseguito all'interno del foro di sondaggio spinto fino alla profondità di 30m. Si è proceduto a misurare la velocità di propagazione delle onde sussultorie e trasversali a seguito di energizzazione del terreno ottenuta con massa battente. I risultati, riportati nell'Allegato 2, mostrano un terreno, che al disotto della quota 7m ha peso di volume pari a circa 2.1 t/m^3 , coefficiente di Poisson pari a circa 0.3 e modulo elastico normale e tangenziale rispettivamente pari a circa 2500MPa e 1000MPa. Le caratteristiche meccaniche del terreno ed i sismogrammi delle onde compressive P e trasversali S attestano un terreno di tipo B, secondo la classificazione riportata nella OPCM.

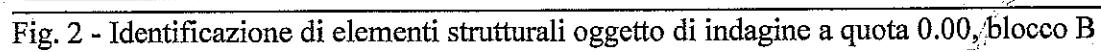
3.3 Le indagini di caratterizzazione meccanica dei materiali

Sono state inizialmente condotte sull'edificio monoblocco e su un edificio del complesso tenaglia-rotonde. Le indagini erano orientate alla determinazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio di armatura. Per quanto riguarda il calcestruzzo le grandezze sotto misura sono state la resistenza a compressione e il modulo elastico mentre per l'acciaio si è misurata la tensione di snervamento e quella di rottura. Il monoblocco è stato suddiviso nei sette sub-sistemi denominati A+G, fra loro separati da giunti di costruzione. Di tali sub-sistemi, quelli denominati B,D,F, presentano elementi verticali portanti misti, costituiti da colonne, nuclei scale-ascensori, vani servizi e pareti, mentre nei sub-sistemi tipo A,C,E,G le strutture verticali sono costituite

soltanto da colonne. Questa divisione assume decisiva importanza per quanto concerne l'aspetto del funzionamento statico dei sub-sistemi, potendosi per i primi ravvisare lo schema resistente alle azioni orizzontale di tipo misto telai-nuclei, mentre per i secondi tale schema si riduce a quello di telaio spaziale.

3.3.1 Indagini sui calcestruzzi

Le indagini, dapprima condotte sul sub-sistema B, sono consistite in 20 carotaggi eseguiti su colonne, travi e setti; 30 misure SONREB eseguite su colonne e setti; 9 misure elettromagnetiche e sondaggi parzialmente distruttivi per la ricerca delle armature; 2 prelievi di barre di armatura. La descrizione delle modalità di esecuzione dei tests ed i risultati conseguenti sono riportati nell'Allegato 3a. Per quanto riguarda la convergenza dei risultati fra quelli ottenuti mediante l'indagine elettromagnetica ed i sondaggi parzialmente distruttivi con quelli deducibili dai documenti di progetto originario, essa è risultata buona, cosicché i dati derivati dal progetto originario sono stati assunti alla base delle modellazioni successivamente condotte per procedere alla analisi strutturale e sezionale di tipo numerico. Le carote estratte hanno permesso di ottenere valori sperimentali della resistenza a compressione del calcestruzzo e di misurare la profondità di carbonatazione. Relativamente a questo punto, si sono osservate profondità di carbonatazione variabili fra 1.5cm e 6.5cm nelle travi e fra 3cm e 6cm nei setti. Tenendo conto dell'anno di costruzione 1964, si osserva pertanto una velocità massima di avanzamento dello spessore di carbonatazione data dalla relazione $v_{max} = 6.5 / (2008 - 1964) = 0.15 \text{ cm/anno}$. Tale velocità è più elevata di quella usualmente riscontrabile in calcestruzzi di media porosità, generalmente dell'ordine di 0.08-0.10cm/anno. Ciò attesta una più marcata porosità dei calcestruzzi provati, cui può associarsi, come evidenziato nei tests a ciò preposti, una minore resistenza. Tali tests, consistenti in n.30 prove SONREB operate ai piani terra, II, IV, VIII, X e in cinque prove di schiacciamento operate su carote estratte ai piani terra, IV e VIII, hanno evidenziato per le colonne 68,74,82 e per i setti 70,77, riportati in Fig.2, i valori riportati in seguito.



EDIFICIO B

Tests SONREB

Colonna 68
 $11.7\text{MPa} < R_c < 27.7\text{MPa}$

Colonna 74
 $14.5\text{MPa} < R_c < 19.2\text{MPa}$

Colonna 82
 $10.1\text{MPa} < R_c < 23\text{MPa}$

Setto 70
 $14.1\text{MPa} < R_c < 20.2\text{MPa}$

Setto 77
 $13.4\text{MPa} < R_c < 22.9\text{MPa}$

Variazione percentuale massima della resistenza lungo l'altezza nei tests SONREB

Colonna 68
136%

Colonna 74
32%

Colonna 82
128%

Setto 70
43%

Setto 77
71%

Tests di schiacciamento delle carote

Colonna 74
 $15.5 < R_c < 18.6\text{MPa}$

Setto 70
 $10.6\text{MPa} < R_c < 22.0\text{MPa}$

Variazione percentuale massima della resistenza lungo l'altezza nei tests di schiacciamento

Colonna 74
107%

Setto 70
20%

Variazione percentuale della resistenza di piano

Piano	0	2	4	6	8	10
Variazioni % della resistenza SONREB	57	21	49	61	27	84

Frequenza degli eventi compresi in prefissati intervalli di resistenza

Intervalli di resistenza	$10\text{MPa} < R_c < 15\text{MPa}$	$15\text{MPa} < R_c < 20\text{MPa}$	$20\text{MPa} < R_c < 22\text{MPa}$	$R_c > 22\text{MPa}$
Frequenza degli eventi	37%	43%	10%	10%

Poiché, come precedentemente evidenziato, dai valori delle tensioni calcolate nel calcestruzzo nei documenti di progetto originario la resistenza necessaria per la misura positiva della sicurezza secondo il RD deve risultare non inferiore a $225\text{kgf/cm}^2 = 22\text{MPa}$, si evince che solo nel 10% delle misure effettuate si sono verificati risultati favorevoli.

Si osserva infine che in circa il 40% dei casi il coefficiente di sicurezza letto sulle tensioni risulta compreso nell'intervallo $1.67 < \gamma < 2.5$, non compatibile con il valore $\gamma = 3$ richiesto dal RD.

La scadente resistenza del calcestruzzo che si è manifestata nei risultati ottenuti nelle prove sull'edificio B ha indotto ad ampliare la campagna di prove sperimentali che ha successivamente preso in considerazione gli edifici A, C, D e l'edificio tenaglia-rotonde. Per i primi due edifici, relativamente ai due piani interrati ed al piano terra, ove l'accesso alle colonne è più agevole, sono stati effettuati tests SONREB e di schiacciamento di carote, nelle zone indicate, rispettivamente, nelle Figg. 3 a)-b)-c) e 4 a), b), c), mentre per l'edificio D si è operato su una colonna tipica, effettuando tests SONREB ad ogni piano accompagnate da prove di schiacciamento di carote prelevate all'ultimo e al sesto piano, come indicato in Fig. 5 a), b). L'edificio tenaglia-rotonde è invece stato indagato relativamente ad una colonna del piano terra.

I risultati vengono di seguito riportati.

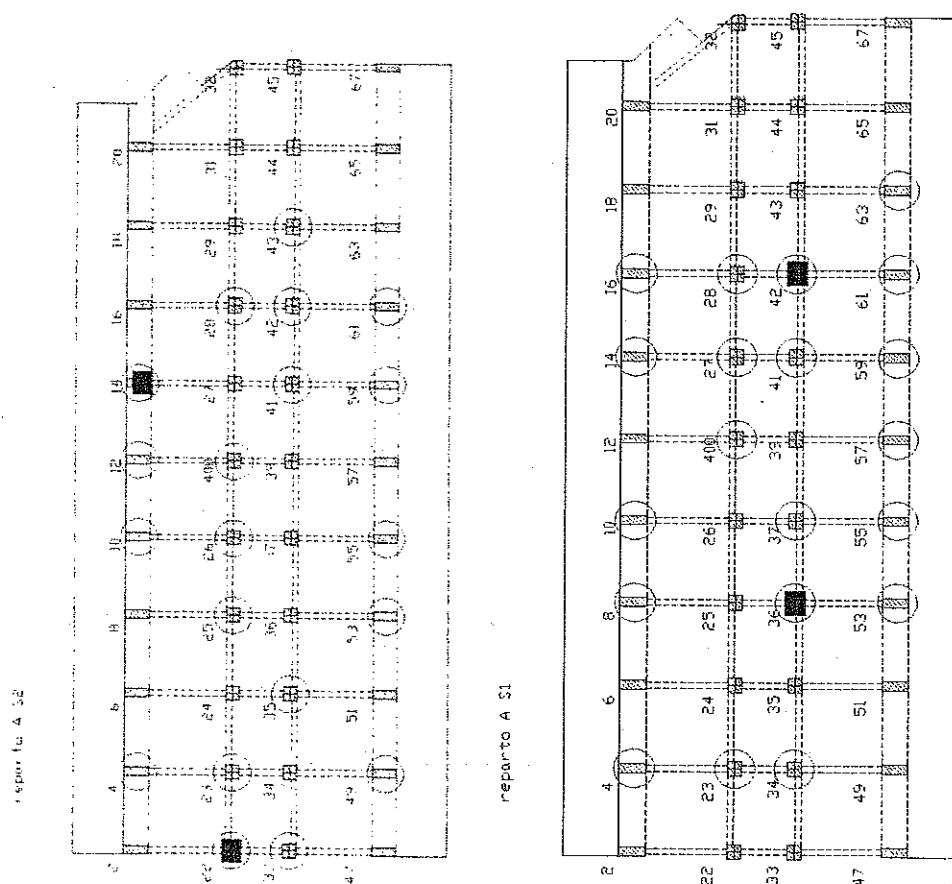


Fig. 3 a), b) - Localizzazione elementi strutturali indagati nel Blocco A, piano S2 e S1

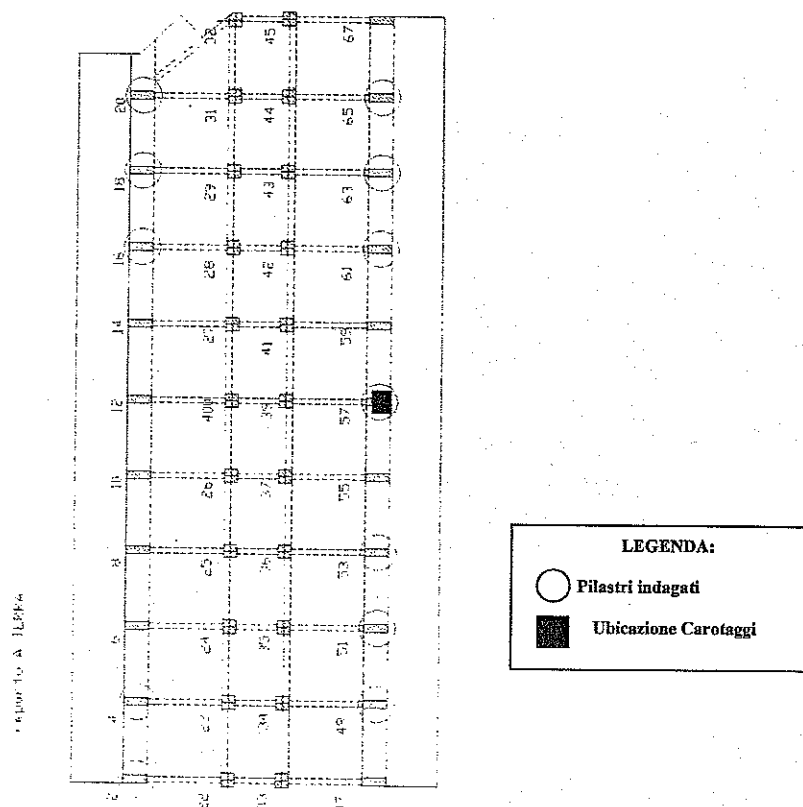


Fig. 3 c) - Localizzazione elementi strutturali indagati nel Blocco A, piano S0 (terra)

EDIFICIO A, Piano S2 (secondo interrato)

Tests SONREB n.20, Tests di schiacciamento n.2

Risultati SONREB

$$R_{cmin}=15\text{MPa}, R_{cmax}=24.2\text{MPa}, R_{cm}=21.1\text{MPa}$$

Intervallo di resistenza	10MPa < R_c < 15MPa	15MPa < R_c < 20MPa	20MPa < R_c < 22MPa	R_c > 22MPa
Frequenza degli eventi	5%	25%	35%	35%

Risultati dei tests di schiacciamento

$$R_{cmin}=11.3\text{MPa} \quad R_{cmax}=18.7\text{MPa}$$

EDIFICIO A, Piano S1 (primo interrato)

Tests SONREB n.20, Tests di schiacciamento n.2

Risultati SONREB

$$R_{cmin}=11.4\text{MPa}, R_{cmax}=24.2\text{MPa} \quad R_{cm}=17.4\text{MPa}$$

Intervallo di resistenza	10MPa < R_c < 15MPa	15MPa < R_c < 20MPa	20MPa < R_c < 22MPa	R_c > 22MPa
Frequenza degli eventi	30%	40%	25%	5%

Risultati dei tests di schiacciamento

$$R_{cmin}=13.3\text{MPa}, R_{cmax}=23.5\text{MPa}$$

EDIFICIO A, Piano S0 (piano terra)

Tests SONREB n.12, Tests di schiacciamento n.1

Risultati SONREB

$$R_{cmin}=10.7\text{MPa}, R_{cmax}=18.4\text{MPa}, R_{cm}=14.1\text{MPa}$$

Intervallo di resistenza	10MPa < R_c < 15MPa	15MPa < R_c < 20MPa	20MPa < R_c < 22MPa	R_c > 22MPa
Frequenza degli eventi	67%	33%	0%	0%

Risultati dei tests di schiacciamento

$$R_{cmin}=10.6\text{MPa}$$

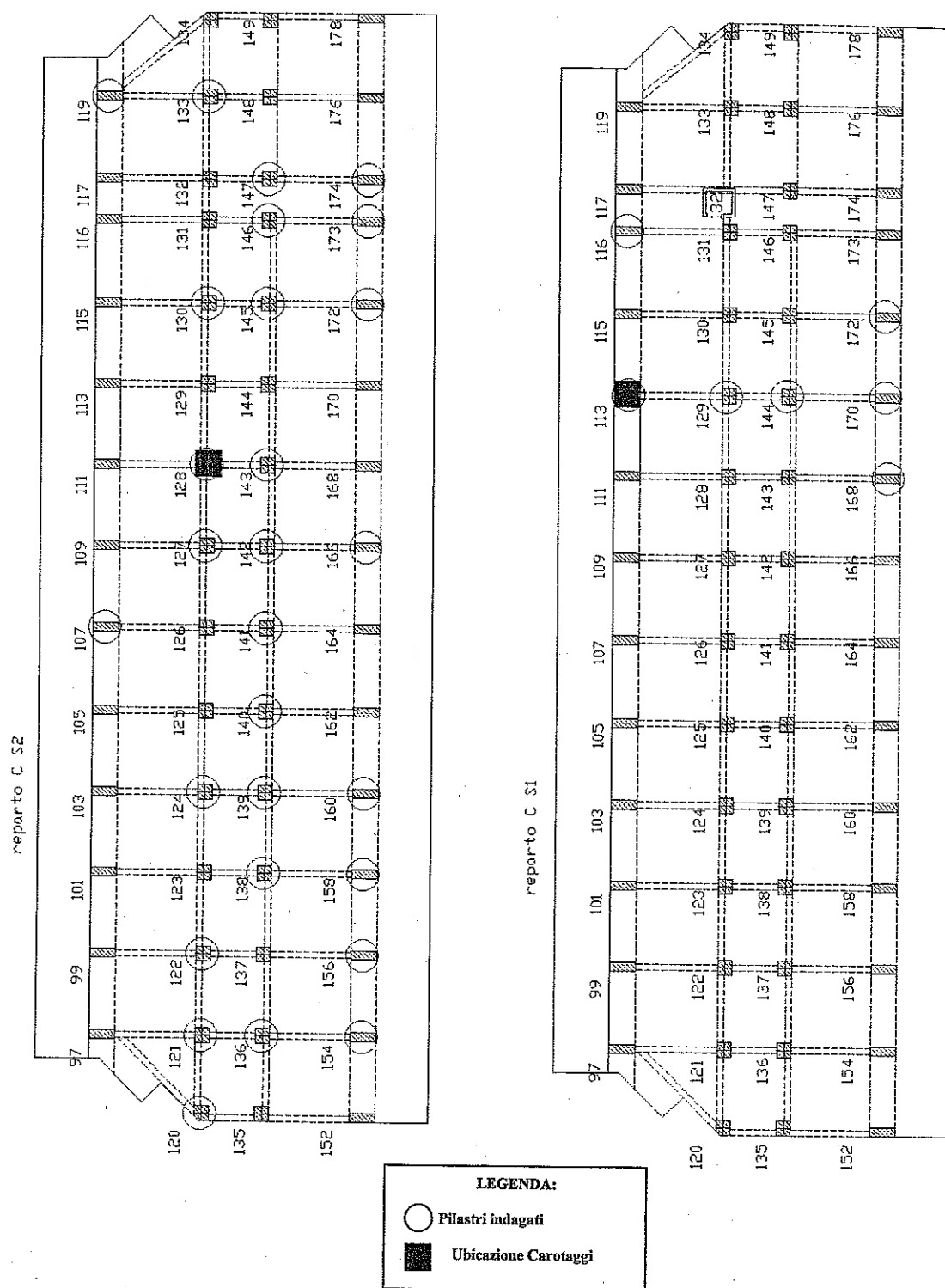


Fig. 4 a), b) - Localizzazione elementi strutturali indagati nel Blocco C, piano S2 e S1

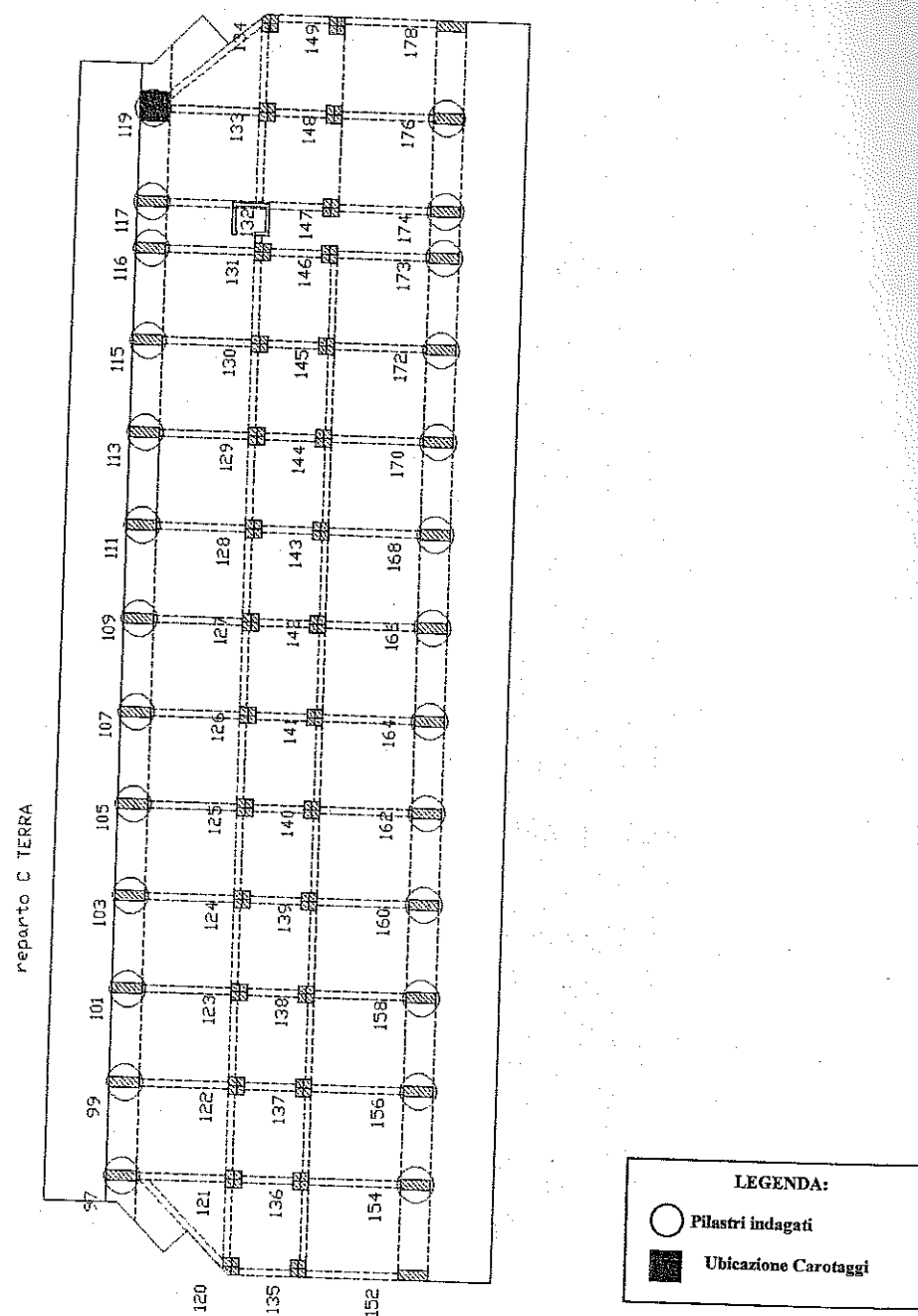


Fig. 4 c) - Localizzazione elementi strutturali indagati nel Blocco C, piano S0 (terra)

EDIFICIO C, Piano S2 (secondo interrato)

Tests SONREB n. 28, Tests di schiacciamento n.1

Risultati SONREB

$$R_{cmin}=15.4\text{MPa}, R_{cmax}=27.2\text{MPa}, R_{cm}=19.8\text{MPa}$$

Intervallo di resistenza $10\text{MPa} < R_c < 15\text{MPa}$ $15\text{MPa} < R_c < 20\text{MPa}$ $20\text{MPa} < R_c < 22\text{MPa}$ $R_c > 22\text{MPa}$

Frequenza degli eventi 0% 53% 25% 22%

Risultato dei tests di schiacciamento

$$R_c = 8\text{MPa}$$

EDIFICIO C, Piano S1(primo interrato)

Tests SONREB n. 7, Tests di schiacciamento n.1

Risultati SONREB

$$R_{cmin}=11.6\text{MPa}, R_{cmax}=20.1\text{MPa}, R_{cm}=14.9\text{MPa}$$

Intervallo di resistenza $10\text{MPa} < R_c < 15\text{MPa}$ $15\text{MPa} < R_c < 20\text{MPa}$ $20\text{MPa} < R_c < 22\text{MPa}$ $R_c > 22\text{MPa}$

Frequenza degli eventi 58% 28% 14% 0%

Risultati dei tests di schiacciamento

$$R_c = 13.1\text{MPa}$$

EDIFICIO C, Piano S0 (piano terra)

Tests SONREB n.26, Tests di schiacciamento n.1

Risultati SONREB

$$R_{cmin}=9.4\text{MPa}, R_{cmax}=25.4\text{MPa}, R_{cm}=14.5\text{MPa}$$

Intervallo di resistenza $9.4\text{MPa} < R_c < 15\text{MPa}$ $15\text{MPa} < R_c < 20\text{MPa}$ $20\text{MPa} < R_c < 22\text{MPa}$ $R_c > 22\text{MPa}$

Frequenza degli eventi 65% 31% 4% 0%

Risultati dei tests di schiacciamento

$$R_c = 9.4\text{MPa}$$

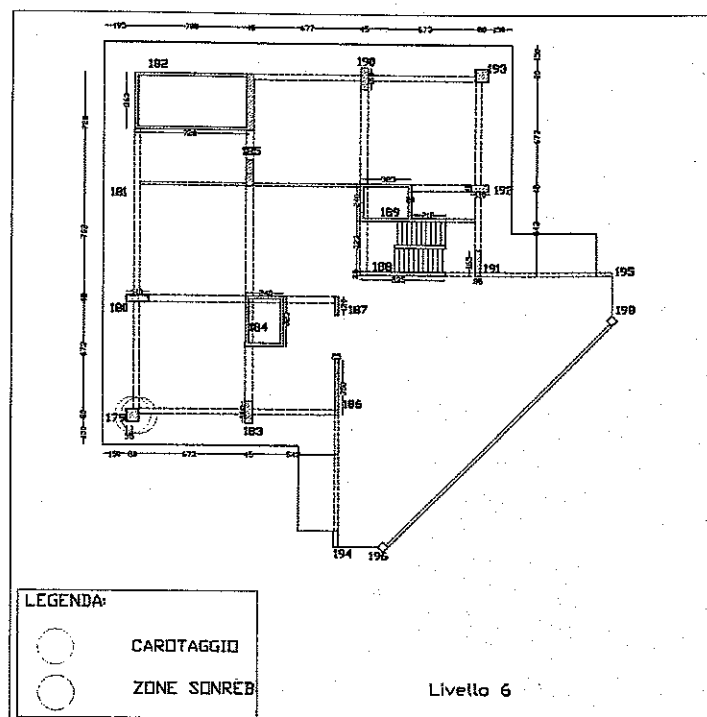
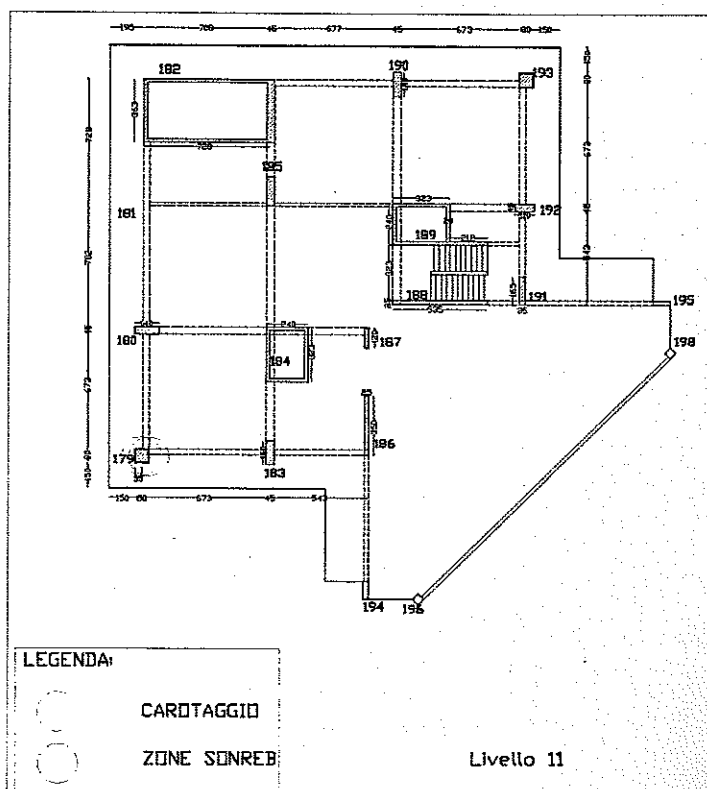


Fig. 5 a), b) - Localizzazione elementi strutturali indagati nel Blocco D, Livello 6 e 11

EDIFICIO D, Colonna 179

Tests SONREB n.12 (1test/piano), tests di schiacciamento n.2 (piani 11,6)

Risultati SONREB

$R_{cmin}=6.7\text{MPa}$ (piano 6), $R_{cmax}=25.3\text{MPa}$ (secondo interrato) $R_{cm}=13.6\text{MPa}$

Intervallo di resistenza	$6.7\text{MPa} < R_c < 15\text{MPa}$	$15\text{MPa} < R_c < 20\text{MPa}$	$20\text{MPa} < R_c < 22\text{MPa}$	$R_c > 22\text{MPa}$
Frequenza degli eventi	75%	17%	0%	8%

Risultati dei tests di schiacciamento

$R_{cmin}=5.3\text{MPa}$, $R_{cmax}=10.7\text{MPa}$

Le indagini sperimentali di caratterizzazione del calcestruzzo si sono concluse con tests di schiacciamento su carote prelevate da alcune travi dell'edificio B. In particolare si sono prelevate tre carote dalle travi 68 destra, 68 sinistra, 70,74 al pianoterra, dalle travi 68,71,81,82 al piano IV e dalle travi 68,71,81,82 al piano VIII. L'identificazione delle travi appare in Fig.2 ed i risultati sperimentali sono riportati nell'Allegato 3a. Una sintesi di tali risultati, condotta con riferimento ad ogni piano fornisce

Piano terra

$R_{cmin}=22.6\text{MPa}$, $R_{cmax}=28.7\text{MPa}$, $R_{cm}=26.4\text{MPa}$

Piano IV

$R_{cmin}=10.3\text{MPa}$, $R_{cmax}=12.4\text{MPa}$, $R_{cm}=11.7\text{MPa}$

Piano VIII

$R_{cmin}=18.8\text{MPa}$, $R_{cmax}=24.9\text{MPa}$, $R_{cm}=22.1\text{MPa}$

EDIFICIO Tenaglia-Rotonde

Tests SONREB n.9, tests di schiacciamento n.0

Risultati SONREB

$R_{cmin}=12.8\text{MPa}$ (piano 6), $R_{cmax}=25.1\text{MPa}$ (secondo interrato) $R_{cm}=20.5\text{MPa}$

Intervallo di resistenza	$12.8\text{MPa} < R_c < 15\text{MPa}$	$15\text{MPa} < R_c < 20\text{MPa}$	$20\text{MPa} < R_c < 22\text{MPa}$	$R_c > 22\text{MPa}$
Frequenza degli eventi	22%	22%	11%	45%

I risultati della prima serie di indagini sul complesso tenaglia-rotonde hanno attestato un materiale più consistente di quello relativo agli edifici del monoblocco. Ciò ha indotto ad estendere ulteriormente le indagini operando n. 30 prove SONREB al piano S2 e n.57 prove SONREB al piano S0. Si sono quindi estratte n.6 carote al piano S2 e n. 10 carote al piano S0, determinando la resistenza sperimentale a compressione del calcestruzzo, come descritto in maggiore dettaglio nell'Allegato 3b.

Si è ottenuto quanto segue

Piano S2

Tests SONREB n. 30, tests di schiacciamento n.6

Risultati SONREB

$$R_{cmin}=20\text{MPa}; R_{cmax}=32.2\text{MPa}, R_{cm}=25.18\text{MPa}$$

Intervallo di resistenza	$20\text{MPa} < R_c < 25\text{MPa}$	$25\text{MPa} < R_c < 28\text{MPa}$	$R_c > 28\text{MPa}$
Frequenza degli eventi	26.7%	43.3%	30%

Risultati dei tests di schiacciamento

$$R_{cmin}=18.4\text{MPa}, R_{cmax}=26.3\text{MPa}, R_{cm}=21.37\text{MPa}$$

Intervallo di resistenza	$18.4\text{MPa} < R_c < 20\text{MPa}$	$20\text{MPa} < R_c < 22\text{MPa}$	$R_c > 22\text{MPa}$
Frequenza degli eventi	20%	30%	50%

Piano S0

Tests SONREB n.57, tests di schiacciamento n.10

Risultati SONREB

$$R_{cmin}=19.1\text{MPa}, R_{cmax}=32.2\text{MPa}, R_{cm}=25.18\text{MPa}$$

Intervallo di resistenza	$19.1\text{MPa} < R_c < 20\text{MPa}$	$20\text{MPa} < R_c < 25\text{MPa}$	$R_c > 25\text{MPa}$
Frequenza degli eventi	44%	35%	21%

Risultati dei tests di schiacciamento

$$R_{cmin}=17.8\text{MPa}, R_{cmax}=31.6\text{MPa}, R_{cm}=23.52\text{MPa}$$

Intervallo di resistenza	$17.8\text{MPa} < R_c < 20\text{MPa}$	$20\text{MPa} < R_c < 22\text{MPa}$	$R_c > 22\text{MPa}$
Frequenza degli eventi	20%	30%	50%

3.3.2 Indagini sugli acciai di armatura

Sono state effettuate prove di laboratorio su due barre di acciaio estratte dalla trave T4-T76 e dalla colonna P74-P10. La barra estratta dalla trave ha diametro $D=20\text{mm}$ e quella estratta dalla colonna ha diametro $D=16\text{mm}$. I risultati, riportati nell'Allegato 3, mostrano tensioni di snervamento all'interno dell'intervallo $346\text{MPa} < f_y < 378\text{MPa}$ e tensioni di rottura all'interno dell'intervallo $527\text{MPa} < f_t < 586\text{MPa}$, con rapporti f_t/f_y rispettivamente uguali a 1.52 e 1.55. Gli allungamenti percentuali A_{gt} valgono rispettivamente 10.6%; 11.1%. Le caratteristiche del materiale derivate dai tests sperimentali individuano un acciaio semiduro del tipo Aq60, per il cui utilizzo, come prescritto dall'Art.19 del RD, all'interno dell'intervallo di tensione ammissibile $1800\text{kgf/cm}^2 \leq \sigma_s \leq 2000\text{kgf/cm}^2$, deve impiegarsi calcestruzzo con resistenza a rottura $\sigma_{r28}=250\text{kgf/cm}^2$ (24,5MPa). Per quanto concerne l'allungamento a rottura A_{gt} , l'acciaio soddisfa ai criteri di duttilità prefissati dal DM08 per le costruzioni in zona sismica, mentre relativamente al

rapporto f_t/f_y , questo è leggermente superiore al valore massimo 1.35 fissato dal medesimo documento. La modesta variazione tuttavia permette di affermare la idoneità dell'acciaio provato quale materiale per armatura di elementi strutturali in calcestruzzo armato in zona sismica.

4. Analisi strutturale

L'analisi strutturale è stata condotta attraverso una modellazione per elementi finiti, inizialmente comprendente gli edifici A,B,C del monoblocco e a una porzione del complesso tenaglia-rotonde, denominato edificio R. La scelta degli edifici deriva dal differente impianto taglio-resistente che li caratterizza. Precisamente, l'edificio B, e gli analoghi D,F presentano un complesso taglio-resistente di tipo misto, formato da pareti, nuclei e telai in calcestruzzo armato, l'edificio A e l'analogo edificio G, posti sulle testate del monoblocco, presentano invece un complesso taglio resistente formato da telai spaziali con travi in spessore e ribassate e parete terminale in calcestruzzo armato. Identica configurazione a telai spaziali ma senza parete terminale, si osserva per gli edifici C ed E. Malgrado la sostanziale simiglianza di comportamento statico che caratterizza gli edifici A,C,E,G, essi sono stati studiati separatamente onde tenere conto negli edifici A,G, che sono di testata, la presenza e l'effetto statico di interazione con i telai spaziali, della parete terminale in calcestruzzo armato. Infine, l'edificio R, avente anch'esso struttura taglio resistente formata da telai spaziali ha richiesto una analisi specifica in quanto presenta una geometria particolare ed ha altezza ridotta rispetto agli edifici del monoblocco; l'analisi del complesso tenaglia-rotonde, estesa poi a tutti gli altri blocchi rappresentativi, in parallelo con la serie addizionale di prove di caratterizzazione del materiale, è dettagliatamente discussa nell'Allegato 4b. Per i dettagli necessari alla identificazione degli edifici e alle loro geometrie si rimanda alla Relazione di Calcolo costituente l'Allegato 4. Le azioni di tipo statico sono state determinate applicando le prescrizioni di cui al DM08, mentre per la azione sismica si è fatto riferimento alla OPCM. In particolare per le azioni variabili sugli impalcati si è assunto il valore caratteristico $q_k=0.3t/m^2$, tipico per strutture ospedaliere, in quanto non conoscendosi in dettaglio la destinazione d'uso della varie parti, non si è potuto mettere a punto una più dettagliata e rappresentativa mappatura delle azioni variabili effettivamente presenti o prescritte dall'Ente Ospedaliero in dipendenza dell'uso delle vari aree. Relativamente alla azione sismica, questa è stata definita attraverso analisi modale con spettro di risposta, facendo riferimento ad un terreno tipo B, come risultato dalle indagini sperimentali eseguite. La modellazione strutturale è stata condotta per tutti gli edifici assumendo gli impalcati rigidi nel proprio piano e infinitamente flessibili fuori da esso. Questa ipotesi comporta per gli impalcati un moto rigido piano sotto le azioni trasversali definito da tre coordinate libere. La modellazione degli elementi resistenti nell'edificio B è stata effettuata utilizzando elementi lineari tipo trave per le colonne e le travi ed elementi bidimensionali di tipo lastra-piastra per le pareti, i setti ed i nuclei. Negli altri edifici la modellazione è stata condotta utilizzando solamente elementi tipo trave. Pur se lo scopo della indagine riguarda la valutazione della idoneità sismica degli edifici, deve premettersi che, essendo la mutata azione applicata alle strutture interpretabile come un cambiamento d'uso delle stesse, che ne modifica i carichi applicati, deve dapprima effettuarsi, in accordo al punto 8.3 del DM08 la analisi strutturale nella configurazione attuale, allo scopo di determinare la capacità portante residua della struttura. Ricordando peraltro che la struttura è stata dimensionata e verificata utilizzando le prescrizioni del RD, l'analisi della stessa e le verifiche sezionali sono state dapprima condotte secondo tali prescrizioni, onde verificare, in accordo al punto 11.1 della OPCM se il progetto riflette lo stato delle conoscenze all'atto della sua costruzione e se la costruzione degli edifici sia avvenuta rispettando queste conoscenze. Precisamente è stata svolta preliminarmente la analisi della struttura in campo elastico lineare, sotto le azioni costituite dalla gravità, dalle azioni variabili previste per i complessi ospedalieri e l'azione laterale rappresentata dal vento. Per quanto concerne le analisi sezionali si è fatto riferimento al modello di calcolo elastico a sezione completamente fessurata, così come prescritto nel RD e nelle NT. Per

quanto riguarda le tensioni ammissibili da assumersi nelle misure di sicurezza, anch'esse sono state dedotte dalle prescrizioni del RD e delle NT, confrontandole con i risultati sperimentali derivati dalle prove di caratterizzazione dei materiali condotte sugli edifici. Questo primo passo ha avuto lo scopo di valutare la congruità di quanto costruito ai dettami normativi vigenti all'epoca in ossequio ai quali è stata condotta la progettazione delle opere e di valutare la consistenza fra le prescrizioni progettuali e le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati nella costruzione. In una seconda fase si sono studiati gli effetti connessi alla azione sismica, operando le misure della sicurezza strutturale attraverso il metodo semiprobabilistico agli stati limite, come richiesto dal DM08. Nel prosieguo, con riferimento agli edifici tipo A,B,C,R, vengono riportati i risultati delle analisi strutturali, confrontandoli con quelli desumibili dalle relazioni di calcolo di progetto. Successivamente tali risultati saranno oggetto di approfondita discussione alla luce dei dati sperimentali ottenuti nelle prove di caratterizzazione dei materiali.

4.1 Edifici A,G

L'edificio A presenta un complesso taglio resistente formato da telai spaziali ortogonali. Per i primi quattro piani fuori terra si osservano quattro telai tessuti in senso longitudinale con interasse delle colonne pari a 4.10m. Gli interassi tra i telai sono rispettivamente pari a 5.0m, 2.98m, 3, 5.0m. A partire dal quarto piano, fino alla sommità dell'edificio le colonne dei telai longitudinali di bordo, posti in corrispondenza alle facciate dell'edificio, assumono interasse pari alla metà di quello esistente ai piani inferiori. Ciò è reso possibile dalla presenza di una trave di facciata, avente altezza pari a 2.50m, agente da elemento di scambio, su cui vengono a cadere le colonne poste in corrispondenza alla mezzera degli interassi longitudinali delle colonne inferiori. A partire dal quarto piano interrato le colonne di facciata presentano pertanto un interasse pari a 2.05m. Sulla base della sommaria descrizione qui effettuata, le aree tributarie delle colonne di facciata risultano pari a $(4.10 \times 5.0/2) = 10.25 \text{ m}^2$ nei primi quattro piani fuori terra e $(4.10/2 \times 5.0/2) = 5.12 \text{ m}^2$ nei piani successivi. Le aree tributarie per le colonne centrali risultano invece pari a $(4.10 \times (5.0 + 2.98)/2) = 16.35 \text{ m}^2$ in tutti i piani. Sulla testata dell'edificio è presente una parete in calcestruzzo armato la cui disposizione planimetrica consiste in due falde inclinate aventi asse verticale comune in corrispondenza all'asse centrale longitudinale dell'edificio. Nella combinazione di azioni di esercizio, definita dalle azioni di gravità, dalla azione verticale variabile e da quella trasversale dovuta al vento, le tensioni normali medie σ_{cm} , rapporto fra la forza normale e l'area della colonna omogeneizzata a calcestruzzo con coefficiente di omogeneizzazione $\alpha_e = 15$, agenti in una colonna centrale derivate dalla analisi, sono di seguito riportate, insieme alle tensioni normali medie σ_{cmp} calcolate in sede di progetto e riportate nella relazione di calcolo originale e alle tensioni normali massime σ_{cmax} dedotte dal modello ad elementi finiti, tenendo conto delle sollecitazioni flessionali esistenti nella colonna.

Piano	S2	S1	S0	2	4	6	8
σ_{cm} (MPa)	6.0	5.6	5.8	6.7	5.4	4.2	3.4
σ_{cmp} (MPa)	5.6	6.0	7.3	6.4	6.0	5.3	4.5
σ_{cmax} (MPa)	6.6	7.3	7.6	9.2	8.5	8.8	7.1
σ_{cmax} (MPa)	6.4	6.3	7.5	6.4	7.2	7.0	6.4

Si osserva una sostanziale convergenza fra i valori delle tensioni medie derivate dal modello di calcolo e quelle riportate nella relazione di calcolo originale. Tenendo peraltro conto che con le percentuali d'armatura dell'ordine dello 1.5% presenti mediamente nelle sezioni trasversali della colonna il calcolo della sezione omogeneizzata secondo il RD, che postula $\alpha_e = 10$, conduce ad un

errore percentuale in eccesso della tensione calcolata nel progetto originario mediamente pari a circa 6%, ne deriva che lo scarto fra le tensioni medie, valutato in corrispondenza della tensione massima di progetto (7.3MPa), risulta dell'ordine del 15%. Questo fatto è giustificabile tenendo conto che il considerare nel modello di calcolo la continuità nei nodi del telaio, la deformabilità assiale delle colonne e la deformabilità flessionale e per taglio della trave posta al piano di scambio, modifica la distribuzione delle forze normali agenti sulle colonne rispetto a quella che si ottiene, come effettuato nella relazione di progetto, semplicemente moltiplicando il valore della area tributaria della colonna per il carico medio insistente sulla unità di superficie dell'impalcato. Inoltre, la valutazione dei pesi propri strutturali e quella dei carichi permanenti portati, in particolare della loro disposizione per quanto riguarda i tamponamenti di facciata, modifica ulteriormente le peraltro contenute differenze riscontrate nelle tensioni. E' invece da tenersi attentamente in considerazione il fatto che il considerare il comportamento a telaio della struttura dà luogo a significativi incrementi della tensione media, dovuti agli effetti indotti dalle sollecitazioni flessionali nelle colonne. Tale effetto dà luogo ad un incremento percentuale massimo della tensione media al piano secondo pari al 34%. Relativamente alle travi trasversali poste al disopra del quarto piano, si osserva una tensione di compressione massima in presenza della azione laterale dovuta al vento pari a 8.4MPa. I risultati ottenuti sia in sede di modello di calcolo sia in sede di progetto originario mostrano che, con le limitazioni tensionali imposte dal RD la resistenza del calcestruzzo deve essere non inferiore a 22MPa se si trascurano gli effetti flessionali nelle colonne e nelle travi, mentre tale tensione dovrebbe risultare non minore di $((9.0-75 \times 0.0981) \times 9 + 22) = 36.8 \text{ MPa}$ se tali effetti vengono presi in considerazione.

4.2 Edifici B,D,F

Costituiscono gli elementi di raccordo fra gli edifici A,C,E,G. Essi contengono i vani scale-ascensori e servizi che costituiscono gli elementi principali taglio-resistenti. L'impalcato ha forma planimetrica all'incirca quadrata ed è collegato su un lato ad un impalcato di forma trapezia allungata che costituisce il collegamento con gli altri edifici. Le strutture verticali, oltre che dai nuclei, sono costituite da colonne disposte su maglie di circa (7x8)m. Le analisi strutturali in presenza dei carichi gravitazionali, dei carichi variabili verticali e della azione laterale di vento, riferiti alla colonna 82, risultano

Piano	S2	S1	S0	2	4	6	8
σ_{cm} (MPa)	6.1	5.6	5.9	6.7	5.3	4.0	3.4
σ_{cmp} (MPa)	5.3	4.9	5.0	6.0	5.2	3.8	2.3
σ_{max} (MPa)	6.7	7.0	7.2	9.5	8.8	7.8	6.8

Anche in questo caso si osserva una sufficiente convergenza fra i risultati del modello e quelli della relazione di calcolo originaria, mentre appaiono sempre alquanto marcati gli incrementi associati alla presenza degli effetti flessionali indotti in modo particolare dalle azioni verticali, le quali, essendo la colonna 82 di angolo, danno luogo a stati di flessione biassiale. In particolare al pano VIII gli effetti flessionali sono tali da rendere la tensione normale massima doppia rispetto a quella media. Nel presente caso, riferendosi alla tensione massima derivata dalla relazione di calcolo originaria o a quella media derivata dal modello, la tensione di rottura necessaria ammonterebbe, secondo RD a 18MPa, mentre riferendosi alla tensione massima derivata dal modello di calcolo tale tensione, sempre nell'ambito delle prescrizioni RD, dovrebbe non essere inferiore al valore $((8.8-75 \times 0.0981) \times 9 + 22) = 35 \text{ MPa}$.

4.3 Edificio Tenaglia-rotonde

Le analisi relative a questi edifici ed i risultati conseguenti sono riportati nell'Allegato 4b, cui si rimanda per la descrizione degli edifici indagati e per la discussione delle metodologie di analisi adottate; nello stesso Allegato si riportano anche in forma tabellare i risultati delle prove sperimentali descritte nell'Allegato 3b. In particolare, con riferimento alle Tab.7.1 e 7.2 dell'Allegato 4b, si osserva che le tensioni medie e massime riscontrate nelle colonne, di cui alla Tab. 7.1, sono compatibili con le tensioni fornite dalle (3), (4), allorché si assuma quale valore caratteristico della resistenza di calcestruzzo quello relativo alla resistenza media valutata sperimentalmente sulle carote estratte. Si osserva infatti un leggero scostamento di circa il 10% solo per la colonna 11 del piano S2 e tale scostamento si riduce se si fa riferimento alla tensione di rottura media derivata da tali prove, sino a svanire completamente se si prende in considerazione la tensione media di rottura derivata dai tests tipo SONREB. Considerazioni analoghe valgono per le tensioni medie riportate nella Tab.7.2 dell'Allegato 4b. In questo caso, malgrado la minore resistenza del calcestruzzo riscontrata sperimentalmente, lo stato tensionale derivato dalla analisi, che nella fase di esercizio è rappresentabile dalla sola tensione media, essendo l'edificio oggetto di indagine di tipo monopiano e schermato dagli altri edifici di maggiore altezza che ne annullano gli effetti connessi alla azione del vento, appare alquanto modesto e tale da essere compatibile con i risultati sperimentali. Sulla base di queste risultanze gli edifici del complesso tenaglia rotonde appaiono pertanto decisamente di migliore qualità, sotto l'aspetto statico, rispetto a quelli del monoblocco

5. Discussione dei risultati nello stato limite di esercizio

Per potere giungere ad un affidabile giudizio sulla capacità portante della struttura risulta di primario interesse valutare la sua affidabilità nello stato limite di servizio, ovvero in presenza delle azioni di tipo statico rappresentate dalla gravità, dalle azioni variabili verticali e dal vento. I risultati delle analisi strutturali e sezionali, condotte sui principali elementi resistenti degli edifici del monoblocco, mostrano che la massima tensione normale nelle colonne, valutata trascurando gli effetti flessionali, risulta pari a 7.3 MPa, mentre considerando gli effetti flessionali tale tensione risulta pari a 9.5 MPa. Relativamente alle travi degli edifici A,G, al disopra del quarto piano, ove assumono la configurazione di travi in spessore di solaio, la tensione massima in esse esistente, come precedentemente osservato, risulta pari a 8.4 MPa. Assumendo le prescrizioni del RD, almeno per quanto riguarda le tensioni medie nelle colonne, i risultati ottenuti postulano una resistenza a rottura del materiale compresa fra 18 MPa e 22 MPa. Una analisi critica dei risultati sperimentali mostra che tale resistenza non può essere garantita dal materiale costituente la struttura nella sua attuale configurazione. Infatti, considerando i risultati ottenuti dalle prove SONREB e dai test di schiacciamento delle carote, si osserva che tensioni di rottura comprese fra 18 e 22 MPa sono possibili solo al piano S2 dell'edificio A. Al piano S1 del medesimo edificio, la percentuale di eventi sperimentali contenuti all'interno dell'intervallo 18÷22 MPa ammonta al 50% mentre al piano S0 tale percentuale si riduce al 16%. Per quanto riguarda l'edificio C al piano S2 si osserva una percentuale di eventi favorevoli pari al 62%, mentre ai piani S1, S0 si hanno percentuali rispettivamente del 14% e 8%. Per le due colonne esaminate dell'edificio B, risulta che per la colonna 74 la limitazione richiesta per la resistenza a rottura del calcestruzzo è rispettata solo ai piani X e IV, mentre per la colonna 82 tale limitazione è rispettata ai piani X, IV e S2. Si osservano peraltro casi di marcata debolezza quali la situazione al piano VI della colonna 82, la cui resistenza sperimentale SONREB vale 10.1 MPa a fronte di una tensione massima di calcolo pari a 7.8 MPa, cui corrisponde un coefficiente di sicurezza globale $\gamma=10.1/7.8=1.29$, pari al 43% del coefficiente di sicurezza di valore 3 richiesto dal RD. Se si confrontano allo stesso piano la tensione massima di calcolo derivata dal modello teorico e quella ottenuta dallo schiacciamento delle carote, risulta un

coefficiente di sicurezza $\gamma = (6.7/0.85)/7.8 = 1.01$. La situazione migliora se si fa riferimento alla tensione media esistente nella sezione, nel qual caso, relativamente ai risultati del test Sonreb il coefficiente di sicurezza assume il valore $\gamma = 10.1/4 = 2.52$, mentre per i risultati relativi al test di schiacciamento si ha $\gamma = (6.7/0.85)/4 = 1.97$, rispettivamente pari al 84% e al 66% del coefficiente di sicurezza richiesto dal RD. Analoghi ragionamenti possono farsi per le altre colonne, verificando tra l'altro che per la colonna 179 dell'edificio D, se si esclude il piano S2, la limitazione richiesta dal RD per la tensione di rottura del calcestruzzo non è mai rispettata.

Situazioni simili si hanno per le travi in spessore al disopra del quarto piano degli edifici C, E.

Una situazione ben diversa si rileva per gli edifici tenaglia-rotonde, per i quali le tensioni di calcolo appaiono compatibili con quelle ammissibili che possono dedursi dai valori medi di resistenza derivati dai tests SONREB, mediante applicazione delle (3),(4).

Quanto ora discusso mostra che gli edifici del monoblocco non soddisfano compiutamente le prescrizioni normative vigenti all'epoca della loro costruzione, mentre gli edifici del complesso tenaglia-rotonde possono ritenersi accettabili sotto tale aspetto. Le carenze riscontrate negli edifici del monoblocco sono da imputarsi presumibilmente a carenze nella fase di esecuzione, durante la quale il controllo delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo non è stato effettuato con diligenza oppure non si sono messi in atto i corretti magisteri atti ad impedire che il calcestruzzo, di per sé sufficiente, tale si mantenesse anche durante la sua posa in opera. Sulla base dei risultati ottenuti e soprattutto dei ridotti margini di sicurezza che possono manifestarsi in alcune sezioni, le strutture del monoblocco non appaiono attualmente tali da potere garantire un corretto ed affidabile comportamento nella fase di esercizio. Viceversa quelle relative agli edifici tenaglia-rotonde si rivelano idonee a tale riguardo.

Ad una simile conclusione si giunge anche operando verifiche allo stato limite di esercizio nello spirito delle prescrizioni di cui al DM. Secondo tali prescrizioni, la tensione massima consentita nello stato limite di esercizio vale $\sigma_c = 0.45f_{ck}$, essendo f_{ck} la resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo. Operando in via largamente favorevole, utilizzando il valore medio della resistenza anziché quello caratteristico, con riferimento alle varie zone indagate si avrebbero le tensioni ammissibili riportate nel prosieguo:

Edificio-Zona	R_{cm}	$f_{cm} = 0.83R_{cm}$	$\bar{\sigma}_c = 0.45f_{cm}$	σ_c^{max}
A - S2	21.1	17.51	7.89	7.18
A - S1	17.4	14.44	6.50	7.52
A - S0	14.1	11.70	5.27	7.61
B - Colonne	17.03	14.13	6.36	9.52
B - Travi	20.10	16.68	7.51	8.40
C - Colonne S2	19.8	16.43	7.39	6.86
C - Colonne S1	14.9	12.37	5.56	8.16
C - Colonne S0	14.5	12.03	5.41	7.85
D - Colonna 179	13.6	11.29	5.07	

Si osserva che, eccettuato il livello S2, i valori delle tensioni limite $\bar{\sigma}_c$ in esercizio risultano inferiori a quelli massimi σ_c^{max} valutati mediante analisi numerica. Quanto ora ricavato, tenendo peraltro conto che i valori medi sperimentali forniscono valori decisamente maggiori, a causa della forte dispersione dei risultati, rispetto ai valori minimi di resistenza osservati, conduce a ritenere le colonne e le travi in spessore poste al di sopra del IV piano degli edifici A, C, E, G, necessitanti di interventi di adeguamento statico. Per gli edifici del complesso tenaglia-rotonde l'applicazione del criterio di limitazione tensionale sopra definito mostra la idoneità degli stessi a garantire un corretto comportamento nella fase di esercizio. Ne consegue che gli edifici non

postulano la necessità di interventi di adeguamento statico per tale fase cosicché essi possono divenire oggetto di controllo della loro eventuale capacità resistente alle azioni sismiche, senza dovere preliminarmente procedere ad opere di rinforzo o adeguamento strutturale.

6. Discussione dei risultati allo stato limite ultimo in presenza di sisma

6.1 Gli edifici del monoblocco

La deficienza strutturale emersa nelle analisi nello stato limite di esercizio, è stata a maggior ragione confermata anche nei riguardi di quella condotta allo stato limite ultimo in presenza delle azioni di gravità, delle azioni variabili verticali e del vento. Riguardo la analisi allo stato limite ultimo, è di particolare importanza osservare che, seppure il livello di conoscenza delle esistenti strutture, in virtù delle indagini condotte e della reperibilità dei documenti progettuali, possa classificare tale livello in classe LC2, la quale comporta per il calcestruzzo la assunzione del coefficiente parziale di sicurezza di valore invariato rispetto a quello di un nuovo materiale, ovvero $\gamma_c=1.5$, la grande dispersione dei valori di resistenza misurati sperimentalmente e la loro marcata variabilità, sia in orizzontale sia in verticale, consigliano di introdurre per il coefficiente di sicurezza parziale del calcestruzzo il valore incrementato $\gamma'_c=1.25\gamma_c=1.875$. In corrispondenza a tale valore, anche considerando i più elevati valori sperimentali della resistenza del calcestruzzo, la misura della sicurezza, come riportato in dettaglio nell'Allegato 4, non risulta soddisfatta. Nel medesimo Allegato si osserva poi che le azioni laterali indotte dal sisma non differiscono in maniera sostanziale da quelle prodotte dal vento, calcolate allo stato limite ultimo, cosicché, ricordando la combinazione di azioni allo stato limite ultimo per sisma di cui al punto 3.3 della OPCM, nella misura della sicurezza allo stato limite ultimo in presenza di sisma, ci si trova sostanzialmente in presenza di una forza normale analoga a quella di esercizio, per la quale la colonna è già insufficiente, associata ad una azione laterale pari a circa quella di esercizio amplificata per il coefficiente $\gamma_f=1.5$. La inidoneità strutturale, peraltro documentata dalle verifiche condotte nell'Allegato 4, appare di per sé evidente. Malgrado la sostanziale similitudine in termini di richiesta di capacità portante che si evidenzia allo stato limite ultimo considerando o meno la azione sismica, occorre tuttavia considerare la richiesta di duttilità strutturale che deve essere garantita in presenza di sisma. La duttilità delle sezioni e degli elementi strutturali è garantita allorché siano soddisfatte le limitazioni in termini di quantitativi di armatura longitudinale e trasversale indicati nella OPCM. Nelle strutture degli edifici analizzati, queste limitazioni non sono in genere soddisfatte, cosicché il comportamento delle colonne è di tipo fragile e ciò, a parità di altre condizioni, incrementa il rischio connesso al raggiungimento della capacità portante. Al di là della mancanza di duttilità strutturale, vi è poi da osservare che i ridotti coefficienti di sicurezza globale esistenti già nella fase di esercizio, configurano per ogni sezione delle varie colonne, con l'esclusione del piano S2, la esistenza di catene fragili, ovvero di zone critiche la cui crisi può innescare un meccanismo di collasso di macroscopiche dimensioni. La intrinseca debolezza delle colonne, generata dalla scadente qualità dei calcestruzzi, dalla possibilità di sviluppo di un meccanismo a catena fragile associato al loro collasso e la mancanza di duttilità derivante da un insufficiente quantitativo di armatura sia longitudinale e soprattutto trasversale fanno sì che debbano prendersi in considerazione operazioni di adeguamento statico delle colonne per potere loro garantire un corretto comportamento in esercizio e allo stato limite ultimo in presenza di sisma. Si osservi comunque che la necessità di intervenire sulle colonne non è conseguenza dell'incremento delle sollecitazioni che in esse si può manifestare a causa dell'inserimento, operato dalla OPCM, della zona ove l'edificio sorge fra le zone sismiche, bensì essa è conseguenza della loro intrinseca debolezza, causata dalla scarsa qualità e resistenza del calcestruzzo. E' pertanto necessario procedere all'adeguamento statico delle colonne già solo per poterne garantire un corretto, affidabile e sicuro comportamento in presenza delle sole azioni di tipo statico,

rappresentato dalle azioni dovute alla gravità, a quelle variabili verticali e a quella trasversale dovuta al vento. E' peraltro evidente che nell'operare tale adeguamento si dovrà anche tenere conto della azione sismica, onde conferire alla struttura adeguata le caratteristiche necessarie per potere svolgere il proprio esercizio all'interno di una zona sismica di quarto grado. Sulla base delle considerazioni qui svolte, nel prosieguo si formulano linee guida generali per procedere all'adeguamento statico degli elementi strutturali che permetta alla struttura così adeguata di soddisfare ai requisiti di sicurezza nella fase di esercizio e allo stato limite ultimo in presenza di sisma, rispettando completamente, per quanto possibile, le limitazioni e le prescrizioni in termini di dettagli costruttivi imposti dalle norme vigenti.

6.2 Gli edifici del blocco tenaglia-rotonde

Gli edifici presi in considerazione, precisamente gli edifici 11, 2, 3, 13 sono sufficientemente rappresentativi del comportamento statico dell'intero complesso. Sotto l'aspetto morfologico l'edificio 11, avente altezza totale pari a circa 14m, ha forma planimetrica a settore circolare con telai disposti in direzione radiale e circonferenziale. Gli edifici 2,3 hanno pianta circolare, con telai disposti sia radialmente che lungo la circonferenza. L'edificio 13 ha pianta rettangolare con telai ortogonali disposti parallelamente ai lati. L'altezza totale degli edifici 2, 3, 13 è pari a 9.37m. La ridotta altezza degli edifici fa sì che delle due azioni orizzontali per le quali sono state condotte le misure di sicurezza, quella relativa al vento abbia effetto assai limitato, cosicché nella situazione di esercizio le sollecitazioni di tipo flessionale nelle colonne sono essenzialmente da ascrivere alle azioni verticali. In presenza di sisma, nella situazione di stato limite ultimo, le sollecitazioni flessionali nelle colonne dipendono invece da questa azione. Le analisi strutturali condotte sui quattro edifici e le misure di sicurezza sezionali eseguite sulle sezioni trasversali delle colonne hanno mostrato risultati positivi. In particolare, per quanto riguarda la misura della sicurezza sezionale, si è fatto riferimento ad una resistenza di calcolo del calcestruzzo applicando il coefficiente parziale $\gamma_c=1.5$, senza incrementarlo del fattore 1.25, come si è fatto per l'edificio monoblocco. Questa scelta è derivata da considerazioni riguardanti la migliore consistenza del materiale e dalla minore dispersione delle resistenze riscontrate sia nelle prove di schiacciamento, sia nei tests SONREB. I risultati relativi alla misura della sicurezza sezionale allo stato limite ultimo hanno mostrato sempre esito positivo ed i punti rappresentativi dello stato di sollecitazione sono risultati ben all'interno dei domini di interazione momento-forza normale delle varie sezioni. Vi è inoltre da osservare che i rapporti geometrici di armatura presenti nelle sezioni trasversali di cui si è effettuata la misura della sicurezza, sono risultati sempre superiori a 1%, cosicché tali sezioni soddisfano la prescrizione al riguardo posta dalla OPCM. I soddisfacenti risultati derivati dalle prove sperimentali, le misure di sicurezza positive nonché il soddisfacimento delle prescrizioni poste dalla OPCM in termini di quantitativi d'armatura longitudinale nelle colonne permettono di giudicare gli edifici del complesso tenaglia-rotonde idonei, nella loro configurazione attuale, a sopportare, con la dovuta sicurezza, gli effetti della azione sismica prescritta dagli attuali documenti normativi per la zona ove essi sorgono.

7. Linee guida per gli interventi di adeguamento strutturale

Le analisi strutturali e le indagini conoscitive eseguite sulle strutture del monoblocco e della rotonda dell'Ospedale S. Gerardo di Monza, hanno evidenziato profonde carenze in termini di capacità portante che hanno riguardato le strutture verticali e in alcuni casi le strutture orizzontali. Precisamente, per quanto riguarda le strutture verticali, quelle che maggiormente presentano debolezze sono le colonne, la cui qualità del calcestruzzo si è rivelata scadente e neppure in grado di soddisfare ai requisiti che dovevano essere garantiti secondo le prescrizioni normative vigenti all'epoca della costruzione. Anche le strutture costituenti i vani scale-ascensori-servizi presentano analoghe carenze che si riflettono, oltre che sulla loro ridotta capacità portante sotto azioni verticali,

anche nella loro capacità di fungere da strutture taglio-resistenti. Per quanto concerne le travi, in particolare le travi in spessore poste al disopra del quarto piano degli edifici A,C,E,G, la modesta qualità del calcestruzzo si riflette in una loro ridotta capacità portante di tipo flessionale, soprattutto in corrispondenza ai nodi travi-colonne, ove le sollecitazioni flessionali indotte dalle azioni verticali si sommano a quelle generate dalle azioni orizzontali. Pur non essendosi ravvisate situazioni di ridotta capacità portante dovute a insufficienti quantitativi di armatura, occorre tuttavia considerare che le opere di adeguamento possono dare luogo a variazioni di sollecitazioni a causa di eventuali incrementi dei pesi strutturali ad esse conseguenti e/o a causa di eventuali variazioni di rigidezza del sistema cui potrebbero conseguire ridistribuzioni di sollecitazioni, rendendo in alcune sezioni inadeguati i quantitativi di armatura attualmente presenti, o ancora la volontà di conferire ad altre sezioni incrementi di duttilità consigliati per ottenere un migliore comportamento della struttura sotto l'azione sismica, possono richiedere interventi di adeguamento sezionale lato acciaio che devono essere presi in considerazione nella fase di progettazione delle opere di adeguamento. Sulla base di queste considerazioni le operazioni di adeguamento devono garantire le seguenti prerogative:

- a) Incrementare la capacità resistente, lato calcestruzzo, di tutte le colonne nei riguardi delle sollecitazioni associate a tensioni normali, ovvero azione assiale e momenti flettenti;
- b) Incrementare la capacità resistente, lato calcestruzzo, degli elementi bidimensionali costituiti dai vani scale-ascensori-servizi sia nei riguardi delle sollecitazioni associate a tensioni normali, sia di quelle di taglio;
- c) Incrementare la capacità resistente lato calcestruzzo delle travi in spessore poste al disopra del quarto piano negli edifici A,B,E,G.

A fianco delle operazioni atte a conferire alle strutture adeguate i necessari incrementi di capacità portante, sono da prevedersi altri possibili interventi, atti a migliorare la duttilità locale e di insieme della struttura adeguata.

In particolare si dovrà:

- d) Incrementare la duttilità dei nodi trave colonna;
- e) Incrementare la capacità resistente a compressione al lembo inferiore delle travi in spessore;
- f) Incrementare la capacità resistente lato acciaio delle travi in spessore.

Le operazioni sopra indicate possono essere condotte utilizzando tecniche differenti. Nel prosieguo vengono indicate alcune linee guida per la loro effettuazione, tenendo conto, in linea di principio delle necessità esecutive conseguenti alla loro messa in opera e ove possibile, delle esigenze della Amministrazione ospedaliera. A tale riguardo, appare utile ricordare i tipi di intervento che la OPCM esplicita con chiarezza per le costruzioni in calcestruzzo armato al punto 11.2.7.2, fornendo ai successivi punti 11.3.2. le direttive per il progetto dell'intervento e al punto 11.3.3 i modelli di misura della sicurezza per le strutture adeguate. I tipi di intervento contemplati nella OPCM sono:

- 1) rinforzo o ricostruzione di tutti o parte degli elementi;
- 2) modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti come, ad esempio, pareti in c.a., pareti di controvento in acciaio, cordoli di incatenamento in c.a. per strutture murarie;
- 3) modifica dell'organismo strutturale: saldatura di giunti fra corpi di fabbrica, ampliamento dei giunti, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili, eliminazione di alcuni piani "deboli";

- 4) introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero alla azione sismica di progetto;
- 5) eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, ad esempio mediante incamiciatura di pareti in laterizio;
- 6) introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base;
- 7) riduzione delle masse;
- 8) limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio;
- 9) demolizione totale o parziale.

Fra gli interventi sopra riportati, alcuni appaiono non perseguibili nel caso presente. In particolare gli interventi 2), 4), 5), 6), 7), 8), 9) non sono da prendersi in considerazione per le seguenti ragioni. Interventi tipo 2) o 4) richiedono l'inserimento di strutture specifiche capaci di incrementare la capacità taglio resistente delle strutture o addirittura di sostituirle totalmente, assumendo il compito di contrastare, da sole, la totalità delle azioni trasversali. Strutture di questo tipo richiedono un inserimento mirato, dislocandole in maniera da conferire regolarità in pianta e in altezza all'edificio adeguato. Ciò comporta la necessità di interventi macroscopicamente invasivi, estesi fino alle strutture fondali, che risulterebbero fortemente sollecitate dovendo equilibrare localmente, in corrispondenza alla connessione con le nuove strutture taglio-resistenti, la totalità delle azioni taglianti e flettenti agenti sull'edificio. Al di là delle difficoltà operative cui un tale intervento darebbe luogo, esso non risolverebbe il problema connesso alla insufficiente capacità portante delle colonne nei confronti delle azioni verticali, che andrebbero comunque adeguate. Interventi tipo 5) possono essere presi in considerazione allorché le pareti in laterizio da incamiciare presentino regolarità in pianta ed in altezza. La soluzione staticamente più efficiente si raggiunge allorché le pareti in laterizio sono tessute fra due colonne, in quanto con l'incamiciatura contemporanea delle pareti e delle colonne si verrebbe a formare una parete taglio-resistente flessionalmente assai efficace, essendo alle sue estremità concentrate le armature metalliche resistenti delle colonne. Nel caso in esame non si ravvisano situazioni di questo tipo, in quanto le pareti divisorie non sono presenti a tutti i piani. Inoltre una simile soluzione impone servitù di utilizzo significative, non divenendo più possibile rimuovere tali pareti o realizzare in esse aperture o scassi richiesti da possibili future necessità di utilizzo dell'ospedale. Infine occorre sottolineare che l'incamiciatura di elementi tipicamente fragili, quali le pareti in laterizio, ha una efficacia ridotta rispetto a quella che si può ottenere operando su pareti in materiale omogeneo a quello utilizzato per l'incamiciatura e non permette di incrementare la capacità portante assiale delle colonne che, sulla base dei risultati sperimentali e delle calcolazioni effettuate, costituisce invece impegno primario. L'intervento 6), relativamente all'inserimento di strutture di controvento passive porta con sé gli inconvenienti relativi agli interventi tipo 2), 4), mentre per quanto concerne la possibilità di isolare sismicamente l'edificio, si deve osservare che ciò comporterebbe il taglio alla base delle colonne e la costruzione di opportune basi ad esse collegate, atte al successivo alloggiamento degli isolatori. Ferma restando in ogni caso la necessità di dovere comunque adeguare staticamente le colonne, operare su di esse, anche se adeguate, operazioni di taglio totale costituirebbe comunque scelta progettuale gravemente ed inutilmente rischiosa. Gli interventi tipo 7), 8), 9), possono definirsi pauperistici e riduttivi in quanto comportano la perdita di valore della costruzione. In particolare l'intervento tipo 8) è nel presente caso precluso in quanto comporterebbe il venir meno della missione dell'edificio, analogamente l'intervento 7) non può essere suggerito poiché la maggiore massa dell'edificio è concentrata nel suo organismo strutturale e non può pertanto essere ridotta, anzi, per quanto detto a proposito delle colonne, deve essere invece, seppure leggermente, incrementata. L'intervento di tipo 9) non si ritiene perseguibile, alla luce di quanto osservato. Infatti tale intervento non appare giustificabile nel presente caso, dato che le condizioni in cui versano le strutture ne permettono un completo ed affidabile recupero. Sulla base delle considerazioni svolte, gli unici tipi di intervento che possono essere vantaggiosamente realizzati sono gli interventi tipo 1), 3). L'intervento 1) è di

tipo classico e consiste nell'adeguamento statico di elementi strutturalmente insufficienti mediante incremento della loro capacità portante operato attraverso la posa in parallelo di elementi in materiale non omogeneo al preesistente, capaci di assorbire una quota delle sollecitazioni applicate, oppure adeguando la sezione resistente mediante incamiciatura con materiale omogeneo. Operazioni di questo tipo possono essere effettuate vantaggiosamente per le colonne e per le travi, conferendo loro la voluta capacità portante e anche, seppur limitatamente, incrementandone la duttilità. Interventi tipo 3), possono poi essere opportunamente programmati, in parallelo agli interventi 1), per conferire all'organismo strutturale un migliore comportamento di insieme e per evitare di dover effettuare operazioni delicate e complesse sulle strutture esistenti. Ci si riferisce in particolare alla possibilità di operare una saldatura, totale o parziale, dei giunti strutturali esistenti, attraverso la quale migliorare la configurazione statica del complesso taglio-resistente, evitando di dovere incrementare, come richiesto dalle prescrizioni normative, la ampiezza dei giunti, che sostituisce operazione di non trascurabile complessità, allorché l'asse dei giunti passa, come avviene nel presente caso, all'interno degli edifici da separare. Individuati così gli unici interventi necessari e possibili per procedere all'adeguamento antisismico dell'ospedale, nel prosieguo si formulano alcune prescrizioni progettuali per la loro realizzazione, unitamente alle principali misure che devono essere intraprese per la loro messa in opera, tenendo conto delle prerogative dell'edificio che deve essere staticamente adeguato.

8. Principi di progettazione degli interventi di adeguamento

Prima di esporre i principi e le modalità esecutive dei procedimenti necessari all'adeguamento strutturale è bene ricordare che tale adeguamento deve essere effettuato indipendentemente dal fatto che l'organismo strutturale sia reso capace di fronteggiare l'azione sismica. Infatti, come precedentemente evidenziato, il calcestruzzo che forma le colonne, le travi in spessore ed i vani scale-ascensori-servizi è di scadente qualità e la sua resistenza non è sufficiente per garantire la dovuta capacità resistente degli elementi strutturali anche in presenza delle sole azioni verticali e della azione dovuta al vento. Tali azioni sono tipiche per le strutture non sismiche, e poichè allo stato limite ultimo le azioni laterali dovute al sisma non differiscono in maniera sostanziale da quelle generate dal vento, può affermarsi che l'intervento di adeguamento può essere riguardato quale intervento non espressamente mirato a conferire alle strutture una sufficiente capacità resistente nei riguardi della azione sismica, bensì quale intervento statico necessario e generalizzato, del quale la capacità resistente contro la azione sismica rappresenta aspetto importante ma non unico. In altri termini l'adeguamento nei confronti delle azioni verticali e di vento effettuato in termini di pura capacità portante, avendo cura di garantire una discreta duttilità dell'elemento risanato, costituirà base sufficiente per risolvere anche il problema sismico. Il principale aspetto dell'adeguamento strutturale consiste nel rinforzo delle colonne, delle travi e dei nuclei scale-ascensori-servizi. Tale operazione può dare risultati tanto più positivi, quanto più lo stato sollecitativo degli elementi da adeguare possa essere opportunamente ridotto. A tale scopo si mostra assai interessante la possibilità di operare la saldatura dei giunti di contrazione esistenti nel monoblocco. Infatti tale operazione toglierebbe agli edifici A,C,E,G la necessità di fronteggiare le azioni laterali mediante un funzionamento a telaio spaziale in quanto tali essi verrebbero vincolati lateralmente dalla presenza degli edifici B,D,F, le cui strutture a nucleo fungerebbero da strutture taglio resistenti per l'intero monoblocco. Le tre operazioni essenziali per conferire al sistema la necessaria capacità portante sono pertanto:

- l'adeguamento statico delle colonne;
- l'adeguamento statico delle travi in spessore poste sopra il quarto piano degli edifici A,C,E,G;
- la saldatura dei giunti di contrazione attualmente presenti nel monoblocco.

Relativamente agli edifici del complesso tenaglia rotonde non si ravvisa la necessità di dovere operare interventi di adeguamento statico in quanto essi nella loro configurazione originaria, sono in grado di garantire la necessaria capacità portante a fronte dell'evento di natura sismica. Degli

interventi di adeguamento statico di cui necessitano invece gli edifici del monoblocco, vengono definiti nel prosieguo i principi di progettazione e i più rilevanti aspetti costruttivi.

8.1 L'adeguamento statico delle colonne

Questo procedimento può effettuarsi in più modi, riconducibili alle categorie di interventi strutturali o interventi sezionali. Gli interventi strutturali consistono nel porre in adiacenza alle colonne, rendendoli aderenti lungo le superfici di interfaccia mediante riempimento con materiale cementizio espansivo, profilati metallici, generalmente posti ai vertici delle colonne e fra loro opportunamente calastrellati. Operando in questo modo si vengono a configurare due elementi strutturali che lavorando in parallelo sono in grado di equilibrare le azioni interne applicate alla colonna. Un intervento di questo tipo presenta lati negativi sia sotto l'aspetto della efficienza dell'adeguamento, sia sotto l'aspetto esecutivo. Relativamente alla efficienza dell'adeguamento, si deve osservare che l'inserimento della carpenteria metallica non opera una azione di confinamento della colonna in calcestruzzo, cosicché non viene in alcun modo migliorata la capacità portante della colonna preesistente né viene incrementata la sua duttilità. Ne deriva, in presenza della azione sismica, che lo scadente calcestruzzo della preesistente colonna, le cui caratteristiche non sono in alcun modo migliorate dall'intervento di adeguamento, possa giungere ad una crisi prematura di tipo fragile, scaricando sul rinforzo in carpenteria metallica l'intera sollecitazione. A causa del possibile verificarsi di questo evento, per potere garantire l'equilibrio allo stato limite ultimo, occorre pertanto che il rinforzo in carpenteria metallica sia dimensionato per assorbire l'intera sollecitazione. Ciò comporta un maggiore consumo di materiale, una più complessa posa in opera ed un maggiore ingombro. Sotto l'aspetto realizzativo vi è poi da tenere presente che le differenti sezioni delle colonne, variabili nel piano e lungo l'altezza, richiedono l'utilizzo di differenti carpenterie la cui altezza, seppure preventivamente definita mediante specifico rilievo in sito, sarà affetta da tolleranza che deve essere opportunamente compensata mediante spessoramenti o altri accorgimenti per garantire il corretto comportamento in parallelo dei due elementi strutturali. A fronte delle difficoltà operative e delle incertezze di funzionamento dell'accoppiamento, non sono da sottovalutarsi le difficoltà esecutive, connesse alla movimentazione e alla posa in opera di elementi di carpenteria, aventi lunghezze pari all'interpiano dell'edificio e peso non trascurabili. Vi è infine da considerare la necessità di proteggere dal fuoco gli elementi metallici, il che richiede di rivestire opportunamente la colonna adeguata con materiale ignifugo, ad esempio cartongesso, aumentando considerevolmente l'ingombro originario della colonna stessa.

La soluzione migliore per ottenere un efficace e garantito risultato consiste nell'incamiciare la colonna mediante materiale cementizio di adeguato spessore. Tale materiale può essere posato a spruzzo o gettato entro cassero, in funzione dello spessore richiesto. Per spessori fino a 8cm il materiale può essere posato a spruzzo in doppia passata, mentre per spessori maggiori è da prevedersi il getto entro cassero. Le operazioni necessarie per l'adeguamento della colonna consistono nell'operare dapprima una leggera bocciardatura della superficie laterale per meglio garantire l'aderenza del materiale di apporto. Successivamente intorno alla colonna viene disposta una rete elettrosaldata di piccolo diametro e passo fitto, dell'ordine di $D=5\text{mm}/(5 \times 5)\text{cm}$, collegata alla colonna mediante tasselli meccanici ad espansione o chimici. Se necessario, nello spessore della crosta, nello spazio fra la rete e la colonna preesistente, vengono disposte barre aggiuntive di armatura, la cui continuità viene garantita da barre di ripresa disposte entro fori realizzati nello spessore del solaio. Si procede infine alla posa in opera del materiale di adeguamento, costituito da betoncino premiscelato a ritiro compensato mediante espansione nella fase indurente, posato a spruzzo oppure gettato entro cassero. Questo procedimento di adeguamento è assai vantaggioso in quanto, oltre a permettere un elevato aumento della capacità portante associato alla presenza della incamiciatura e dipendente dal suo spessore, consente anche di incrementare significativamente la resistenza e la duttilità della preesistente colonna a seguito dell'effetto di confinamento operato dalla incamiciatura. Inoltre, la presenza di barre di armatura continue attraverso il nodo colonna-

solaio, conferisce al sistema un marcato incremento di duttilità, che può essere opportunamente definito in sede di progetto modellando il valore del rapporto geometrico di armatura disposto nello spessore di materiale di adeguamento. Infine, la espansione del materiale di adeguamento nella fase indurente, contrastato dalla rete elettrosaldata, genera uno stato di coazione trasversale che incrementa la aderenza fra i due materiali. Per tale ragione il funzionamento in parallelo della preesistente colonna e della incamiciatura viene garantito sino allo stato limite ultimo. Questa importante proprietà è affermata nel principio di progettazione di cui al punto 11.3.4.1., della OPCM, le cui basi teoriche, messe a punto dal sottoscritto, si trovano dettagliatamente discusse e illustrate mediante casi studio, nel documento costituente l'Allegato 5. In particolare, in tale documento vengono delineati i percorsi progettuali attraverso i quali possono essere opportunamente dilatati i diagrammi di interazione momento-forza normale e incrementata la duttilità sezionale. Vi è infine da osservare che la rete elettrosaldata incrementa sensibilmente la capacità resistente a taglio della colonna, rendendola capace di trasferire con sicurezza le azioni taglianti in essa presenti sia a causa delle azioni laterali, sia a causa della variazione dei momenti flettenti lungo il proprio asse associati alla presenza dei carichi verticali. Sotto l'aspetto costruttivo la soluzione descritta presenta poi il grande vantaggio di non essere affetta dal rispetto di tolleranze, mentre sotto l'aspetto esecutivo essa porta con sé le difficoltà tipiche delle operazioni ad umido, che devono essere opportunamente circoscritte per evitare percolazioni di acqua attraverso i solai. L'adeguamento mediante incamiciatura può essere esteso anche ad una sola parte della sezione delle colonne, come avviene nelle colonne di giunto oppure, e questo è il caso presente, allorché le colonne di facciata sono poste parzialmente all'esterno delle murature di ambito. Per non dovere operare tagli sulle facciate è allora sufficiente incamiciare soltanto la parte interna delle colonne, apportando gli accorgimenti necessari per garantire comunque il confinamento laterale della colonna adeguata. Queste necessità e i dettagli costruttivi correlati saranno alla base delle scelte che saranno operate in sede di progetto esecutivo. Una operazione analoga può essere condotta per il rinforzo delle pareti dei vani scale-ascensori-servizi, operando su una sola faccia delle murature di calcestruzzo. Per questi elementi lo spessore del materiale di adeguamento e il rapporto geometrico trasversale di armatura devono essere calibrati in maniera da conferire al sistema la richiesta capacità portante quale elemento taglio-resistente. In genere l'elevata resistenza del materiale di adeguamento fa sì che gli spessori necessari siano alquanto ridotti cosicché assume valore di regola progettuale il dimensionare lo spessore dell'adeguamento ipotizzando di assegnare tutta la azione tagliante alla sola incamiciatura.

8.2 Adeguamento statico delle travi in spessore

Le travi in spessore degli edifici A,C,E,G richiedono di un incremento della loro capacità portante flessionale lato calcestruzzo in corrispondenza ai nodi trave pilastro, ove sono presenti momenti flettenti di segno negativo dovuti a sollecitazioni di tipo sismico e legate all'azione del vento nella direzione trasversale. Per cogliere tale obiettivo si può procedere in due modi. Il primo modo consiste nel disporre, al lembo superiore della trave e ad essa collegato mediante tasselli chimici, un getto collaborante di adeguato spessore inglobante armature aggiuntive. La maggiore altezza della trave che ne risulta può essere determinata imponendo che la capacità portante della sezione adeguata, lato calcestruzzo, sia tale da equilibrare le sollecitazioni presenti sfruttando le caratteristiche meccaniche del preesistente calcestruzzo. Qualora ciò richieda eccessivi spessori del getto collaborante, può procedersi applicando al lembo inferiore della trave, mediante incollaggio con resina epossidica, una placcatura metallica di spessore adeguato, che sia in grado di incrementare per quanto necessario la resistenza della trave sul bordo compresso. Essendo i momenti flettenti rapidamente variabili, le precedenti operazioni devono essere estese a ridotte porzioni della luce della trave. In linea generale, per garantire un adeguato ancoraggio delle parti aggiunte, l'estensione del getto superiore e della placcatura inferiore devono essere dell'ordine di un

quinto della luce. Se le operazioni ora descritte, o altre, anche non di tipo strutturale, dovessero incrementare le sollecitazioni di campata nelle travi, rendendo insufficiente l'armatura ivi esistente, essa potrebbe agevolmente essere integrata operando mediante rinforzo con lamina in fibra di carbonio, seguendo le indicazioni progettuali riportate nell'Allegato 11.B della OPCM. Quanto qui brevemente discusso è di semplice esecutività e di garantita efficacia. Vi è peraltro da ricordare che le operazioni da effettuarsi dal basso sono possibili senza mai dovere procedere a demolizioni, mentre per operare quelle al lembo superiore occorre eliminare le parti non strutturali costituite dai pavimenti e dai massetti. Nel caso in esame, ove sono previste operazioni di riassetto edilizio che contemplano la sostituzione dei pavimenti, l'adeguamento statico delle travi assume aspetto assai semplice ed immediato. Pur tuttavia, si ricorda che un intervento di modifica dell'assetto strutturale, opportunamente orientato, potrebbe essere da solo sufficiente a ridurre le sollecitazioni nelle travi in spessore riportandole all'interno dei limiti ammissibili di impegno statico. In tal modo non risulterebbe necessario l'intervento di adeguamento statico delle sezioni delle travi stesse. L'efficacia del modificato assetto strutturale nel ridurre le azioni critiche sulle travi in spessore deve comunque essere opportunamente comprovata mediante modelli di calcolo per l'analisi complessiva dell'insieme dei blocchi, corredata dalle opportune verifiche sezionali in presenza delle nuove azioni sollecitanti.

8.3 La modifica dell'assetto strutturale

Gli edifici del monoblocco sono caratterizzati da differente comportamento strutturale a causa dei giunti di contrazione che suddividono il monoblocco in sette sub-sistemi. A seguito della presenza di giunti di contrazione gli edifici A,C,E,G che non contengono elementi di controventatura, sostengono le azioni laterali mediante comportamento a telaio spaziale, mentre gli edifici B,D,F hanno funzionamento misto a nucleo e telaio. A causa della mancanza di strutture controventanti le travi in spessore degli edifici A,C,E,G vengono sovrassollecitate in corrispondenza dei nodi travi-colonne e richiedono i procedimenti di adeguamento descritti al punto recedente. Un interessante accorgimento, atto a migliorare le prestazioni dell'organismo strutturale, consiste nella eliminazione dei gradi di libertà concessi dai giunti di contrazione, introducendo opportuni apparecchi capaci di trasferire nel piano degli impalcati azioni taglianti trasversali e azioni assiali longitudinali. Occorre fare presente che le caratteristiche degli apparecchi devono essere differenti, in quanto le modalità di trasferimento delle forze non sono le medesime. Infatti, per quanto concerne le azioni di taglio, il collegamento fra i due edifici può essere garantito mediante vincolo rigido, capace di trasmettere immediatamente la azione richiesta. L'introduzione di tale vincolo rende il sistema continuo lungo le linee trasversali coincidenti con i giunti di contrazione garantendo la monoliticità dell'intero monoblocco nei riguardi delle azioni trasversali che vengono così riprese dai nuclei esistenti negli edifici B,D,F, il cui adeguamento statico deve essere condotto secondo le indicazioni di cui al punto 7.1. Nella direzione longitudinale invece, la presenza di un vincolo rigido che renda monolitico l'intero insieme di sub-sistemi A+G potrebbe ingenerare, considerata la lunghezza dell'intero monoblocco, che supera 200m, marcati stati di coazione essenzialmente di origine termica, in quanto il ritiro del calcestruzzo deve considerarsi ormai del tutto esaurito. Per evitare questi inconvenienti occorre che il vincolo disposto lungo i giunti sia tale da lasciare liberi gli spostamenti relativi longitudinali, garantendo la trasmissione delle forze di taglio trasversali. Vincoli di questo tipo sono stati oggetto di intensa sperimentazione e sono stati impiegati con successo in casi di notevole complessità, facendo sì che l'esperienza acquisita abbia trovato sbocco nella presenza sul mercato di vari dispositivi di caratteristiche e prestazionali che consentono di ottenere i risultati richiesti senza richiedere complesse operazioni di installazione. Vi è tuttavia da tenere presente che la presenza della azione sismica richiede, allorché si lascino liberi di avvenire gli spostamenti relativi longitudinali, di allargare opportunamente i giunti onde evitare martellamenti fra due edifici contigui oscillanti in controfase. A tale riguardo, le indicazioni riportate al punto 4.2 della OPCM mostrano che la sicurezza nei riguardi del martellamento, può raggiungersi allorché l'ampiezza dei

giunti non sia inferiore a 13.5cm, che rappresenta valore ben superiore rispetto agli attuali 2-3cm. Questo obbliga a dovere operare sulle strutture orizzontali demolizioni e rifacimenti di complessa esecuzione, lasciando tuttavia inalterata l'ampiezza attuale dei giunti in corrispondenza delle colonne, che già trovandosi in una situazione di marcata debolezza mal sopporterebbero una riduzione delle dimensioni delle sezioni resistenti. I vincoli longitudinali devono pertanto essere tali da permettere gli spostamenti relativi fra i due edifici che avvengono in temi lunghi, quali sono quelli di origine termica, mentre devono essere in grado di impedire immediatamente spostamenti relativi che si sviluppano in tempi brevi, quali sono quelli generati dalla azione sismica. Un siffatto tipo di vincolo può realizzarsi mediante un congegno a stantuffo consistente in un pistone scorrevole entro una camera contenente un fluido viscoso. Tale vincolo, il cui comportamento meccanico è interpretato dallo smorzatore newtoniano, presenta rigidità nulla nei confronti degli spostamenti a lungo termine e rigidità infinita nei confronti di quelli istantanei, garantendo, sotto la azione sismica, la assenza di movimenti relativi longitudinali fra due edifici contrapposti e il danno che conseguirebbe al reciproco martellamento. Anche questo tipo di vincolo è stato oggetto di lunga sperimentazione, coronata da successo e dalla applicazione del congegno in un grande numero di casi reali. Tale sperimentazione ha dato luogo alla commercializzazione di svariati tipi di questi congegni, che attualmente possono essere scelti in funzione delle caratteristiche e delle prestazioni loro richieste. L'utilizzo combinato di vincoli rigidi nella direzione trasversale e di vincoli di tipo newtoniano nella direzione longitudinale, permette di migliorare sensibilmente il comportamento strutturale di insieme sotto e le azioni trasversali e di eliminare le complesse operazioni di formazione di giunto sismico in zone strutturali la cui scarsa qualità del calcestruzzo è fatto palese e chiaramente appurato a seguito delle indagini sperimentali condotte.

8.4 Le implicazioni connesse alla realizzazione delle opere di adeguamento

Nell'edificio ospedaliero sono previste importanti operazioni di riassetto edilizio che interferiscono con l'utilizzo dell'ospedale stesso. Le operazioni sono state oggetto di studio e programmazione in maniera tale da ridurre al minimo tale interferenza arrecando il minore disturbo possibile alle attività che si svolgono all'interno degli edifici oggetto di riassetto, le quali non vengono totalmente inibite dalle lavorazioni che in essi si svolgono. Le indagini sperimentali e teoriche condotte sulle strutture degli edifici hanno mostrato la necessità di dovere operare l'adeguamento statico delle colonne che non può essere in alcun modo evitato. Ne deriva che alle attività di riassetto edilizio occorre affiancare quelle relative all'adeguamento statico delle colonne, delle travi in spessore e della modifica dei giunti di contrazione. Delle tre attività quella connessa all'adeguamento delle colonne è quella più severa sotto l'aspetto della fruibilità dell'edificio, in quanto essa ha carattere generalizzato, mentre il risanamento delle travi è limitato ai piani superiori degli edifici A,C,E,G e la modifica dei giunti di contrazione riveste carattere essenzialmente locale. La generalizzazione delle operazioni di adeguamento delle colonne trova la sua motivazione da un lato nella grande dispersione della resistenza del calcestruzzo che si osserva all'interno di un piano e dall'altro dalla sua pressoché costante presenza che si osserva sulla altezza delle colonne. A tale riguardo costituisce esempio significativo la colonna 179 dell'edificio D, che mostra una inadeguata resistenza su tutta la sua altezza. L'adeguamento delle colonne, utilizzando materiale cementizio posato a spruzzo oppure gettato entro cassero comporta varie operazioni preliminari che non possono essere effettuate mantenendo le attività all'interno dell'edificio. Infatti occorre dapprima eliminare tutte le sovrastrutture, in particolare, tavolati o pareti che interferiscono con la colonna e successivamente rimuovere eventuali tubazioni o impianti passanti in adiacenza alla colonna o sostenuti da essa. Dopo che la colonna sarà stata messa totalmente in evidenza sarà possibile dare luogo alle operazioni di adeguamento, come descritto al punto 7.1. Le operazioni qui brevemente descritte, cui se ne aggiungeranno necessariamente altre, in linea di principio non a priori prevedibili, connesse alla particolare morfologia di pareti o impianti o altro, richiedono di potere operare in assenza di qualsiasi attività che non sia quella connessa all'adeguamento statico delle

colonne. In altri termini l'edificio deve essere temporaneamente trasformato in cantiere edile per permettere di eseguire nel minor tempo possibile le operazioni di adeguamento. A tale riguardo può prendersi in considerazione di chiudere in successione i singoli sub-sistemi dando luogo a quattro cantieri, di cui il primo comprendente gli edifici A,B, il secondo gli edifici C,D, il terzo gli edifici E,F ed il quarto l'edificio G. Operando in questo modo durante le operazioni di adeguamento si arresterebbero le attività all'interno di un solo edificio del monoblocco e risulterebbero più agevoli il rinforzo delle travi e la modifica dei giunti strutturali. Una particolare attenzione deve poi essere dedicata alle operazioni da eseguirsi ai piani interrati, ove è assai marcata la interferenza fra gli impianti e le colonne, tenendo peraltro conto che gli impianti disposti in un edificio servono anche altri edifici. Si pongono pertanto problemi esecutivi la cui soluzione deve essere perseguita attraverso una attenta e approfondita disamina delle varie e differenti situazioni che possono incontrarsi nei vari edifici, tenendo presente che l'adeguamento delle colonne costituisce operazione primaria e irrinunciabile.

9. Conclusione

Le risultanze sperimentali e numeriche derivate all'interno della indagine conoscitiva volta a stabilire la idoneità del complesso delle strutture dell'Ospedale S. Gerardo in Monza nei riguardi delle sollecitazioni di origine sismica, a seguito del passaggio del Comune di Monza in zona sismica 4, hanno rivelato, per gli edifici costituenti il monoblocco, una intrinseca debolezza delle strutture verticali e di alcune travi quale conseguenza della scadente qualità e resistenza del calcestruzzo. Gli edifici, costruiti a partire dall'anno 1964, allorché la normativa per le strutture in calcestruzzo armato consisteva nel RD 16.11.1939-XVIII, n. 2229, si sono mostrati insufficienti già nei riguardi delle prescrizioni delle normative vigenti all'atto della costruzione, probabilmente a causa di mancanze durante la fase di esecuzione delle opere per quanto riguarda il controllo della qualità dei calcestruzzi o di una loro non corretta posa in opera. Pertanto nella loro attuale configurazione gli edifici costituenti il monoblocco non possono essere giudicati idonei neppure nei riguardi delle azioni connesse al loro usuale esercizio, indipendentemente dalle sollecitazioni che in essi possono essere indotte dalla azione sismica. Per potere emettere un giudizio di idoneità statica, che permetta di validare l'edificio monoblocco sotto l'aspetto della sua capacità portante, occorre procedere all'adeguamento strutturale delle colonne, di alcune travi e modificare l'assetto dei giunti di contrazione attualmente presenti. Le operazioni descritte e discusse nel dettaglio ai punti precedenti costituiscono magistero affidabile per potere portare il livello di sicurezza degli edifici al livello richiesto dalle attuali normative, in particolare dal DM 14.01.2008. Essendo state programmate all'interno dell'edificio operazioni di riassetto edilizio, è conveniente condurre insieme a queste le operazioni di adeguamento indicate, onde procedere attraverso un unico approccio al riassetto edilizio e all'adeguamento statico. I risultati sperimentali che sono stati ricavati dai tests effettuati sulle colonne ne mostrano la marcata debolezza che deve essere risanata in tempi brevi. Peraltro, nella attuale configurazione la statica dell'edificio è sicuramente aiutata da fattori accidentali che migliorano lo stato di sollecitazione delle colonne. A tale riguardo si citano la presenza di materiale di intasamento nei giunti di contrazione e quella di pareti divisorie in laterizio. A seguito di queste presenze il regime flessionale delle colonne degli edifici A,C,E,G risulta meno severo, cosicché lo stato tensionale nelle sezioni trasversali delle colonne può pensarsi non molto differente da quello associato alla presenza della sola azione assiale, che, pur rivelandosi non compatibile con le modeste caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, può essere nel breve periodo tollerato, purché si proceda rapidamente all'adeguamento statico delle strutture che costituisce fattore essenziale e cogente per potere utilizzare senza restrizioni gli edifici.

Gli edifici del complesso tenaglia-rotonde, costruiti negli anni '70, in regime normativo assoggettato alla Legge 5.11.1971 n. 1086 hanno invece mostrato una consistenza e qualità dei materiali nettamente superiori a quella degli edifici del monoblocco. Per questi edifici, seppure i risultati derivati dai tests sperimentali attestino un calcestruzzo avente caratteristiche meccaniche

inferiori a quelle prescritte in sede progettuale, nondimeno gli stati tensionali in essi indotti dalle azioni statiche risultano con questi compatibili. Questa circostanza si verifica anche in presenza della azione sismica, cosicché le strutture del complesso tenaglia-rotonde possono ritenersi idonee, nella loro attuale configurazione, a garantire un livello di sicurezza sufficiente sia sotto azioni statiche sia sotto azioni di tipo sismico, così come definite dalla OPCM 3274 per il sito ove sorge l'ospedale, senza richiedere interventi di adeguamento o rinforzo strutturale.

Milano, 28 Aprile 2009

Prof. Ing. Franco Mola