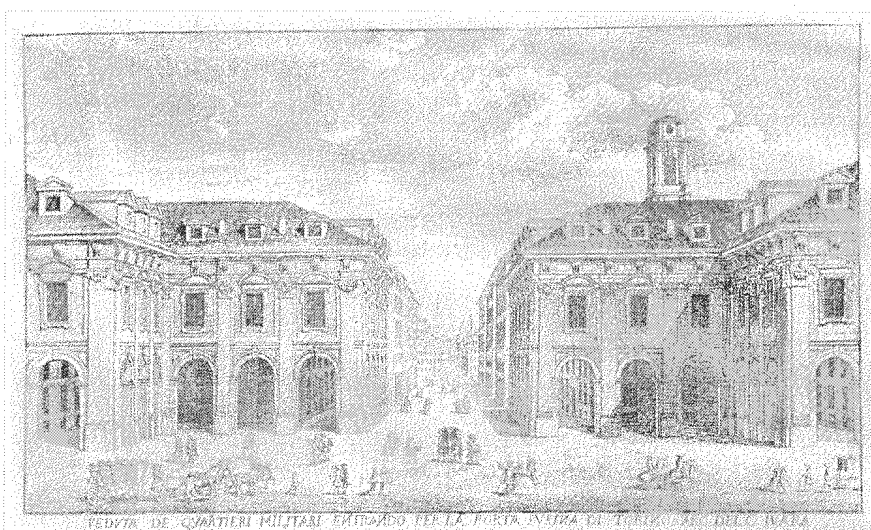




CITTA' DI TORINO

Divisione Servizi Tecnici ed Edilizia per i Servizi
Culturali – Sociali – Commerciali
Settore Edifici per la Cultura
Piazza Corpus Domini 17/E – 10122 Torino

RECUPERO FUNZIONALE DELL'EDIFICIO DI VIA DEL CARMINE 14 AD USO ARCHIVI ED ATTIVITA' CULTURALI



PROGETTO ESECUTIVO

Responsabile Unico di Procedimento e Dirigente del Settore	Arch. Rosalba Stura
Progettista opere architettoniche	Arch. Emanuela Lavezzo
Progettista opere strutturali	Ing. Gianfranco Giovagnetti
Progettista opere impiantistiche	Ing. Alfonso Famà
Progettista della sicurezza – Collaboratore alle opere strutturali	Ing. Flavio Aquilano
Supporto al R.U.P. per le opere strutturali	Ing. Elena Grillone
Collaboratore progetto opere architettoniche e strutturali	Geom. Bartolo Saullo
Collaboratore progetto opere architettoniche e sicurezza	Geom. Fabrizio Passantino
Collaboratore progetto opere architettoniche	Arch. Michelina Pirrone
Collaboratori progetto opere impiantistiche	P.I. Francesco Ferrari P.I. Maurizio Genovese

PROGETTO OPERE STRUTTURALI

SCALA	Relazione Illustrativa e di Calcolo		
SCALA PLOT			
REV	MODIFICHE	DATA	DISEGNATORE
	Revisione	19/11/2010	

REGIONE PIEMONTE

COMUNE DI TORINO

PROGETTO STRUTTURALE

Relazione Illustrativa e di Calcolo

Introduzione

La presente Relazione di Calcolo ha per oggetto gli interventi strutturali previsti all'interno del fabbricato di Via del Carmine n° 14, in Torino, volti a rendere l'edificio in grado di sopportare i carichi ed i sovraccarichi previsti dalla sua destinazione d'uso come Casa degli Archivi.

Normative di riferimento

STRUTTURA

Legge 5 novembre 1971 N. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

OPCM 3274 d.d. 20/03/2003 – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, e successive modifiche e integrazioni (OPCM 3431 03/05/05).

Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008

Circolare n° 617 del 02/02/2009 – (Ministero Infrastrutture e Trasporti)

Dlgs. N° 42 de.22/01/2004 – “Codice dei beni culturali e del paesaggio”.

CARICHI E SOVRACCARICHI

D.M. 16 gennaio 1996 – Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

Circ. MIN.LL.PP. N.156AA.GG./STC del 4 luglio 1996 – Istruzioni per l'applicazione delle

“Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008

TERRENI E FONDAZIONI

D.M. 11 marzo 1988 – Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Circ. MIN.LL.PP. N.30483 del 24 settembre 1988 - Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre.

Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008

Descrizione del manufatto

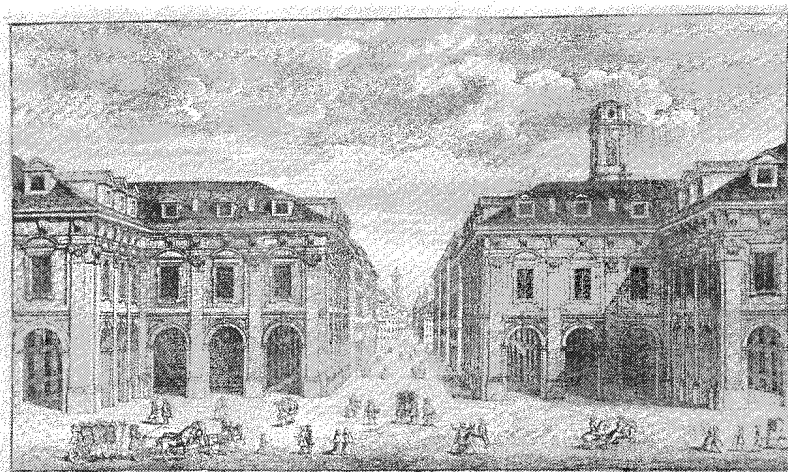


Fig. 1: Riproduzione di: G.B. Borra *"Veduta de' Quartieri Militari"* (1749)

Il palazzo è un bene storico-culturale sottoposto a vincolo dal parte della Soprintendenza competente. L'impiantito originale risale all'erezione settecentesca su progetto dell'Architetto F. Juvarra, anche se la realizzazione dell'opera avvenne in tempi successivi.

L'edificio conserva ben poco della sua struttura originale. Lo stato attuale è quanto deriva dall'intervento effettuato nel periodo compreso tra il 1928 e il 1931. In questi anni si svolsero importanti lavori di adeguamento del fabbricato, finalizzati alla nuova destinazione d'uso che lo vide sede della R. Scuola Tipografica e di Arti Affini – Paravia Vigliardi fino al 2001. Questo intervento, presumibilmente, fu quello più radicale, al quale succedettero alcune opere minori, resisi necessarie per i danni causati dai bombardamenti avvenuti nel corso della Seconda Guerra Mondiale.

Il materiale storico reperito e consultato, purtroppo è limitato, le informazioni contenute non hanno permesso di ricostruire in modo chiaro ed esaustivo l'avvicinarsi delle modifiche e degli adattamenti che il fabbricato subì fin dalle sue origini.

L'edificio costruito nella seconda metà del 1700, fu adibito a caserma militare per l'alloggiamento delle truppe. Il passaggio di proprietà dal Demanio dello Stato alla Città di Torino avvenne in virtù di una convenzione del 1885, ma l'edificio fu realmente dimesso al Comune soltanto nel 1923.

L'Amministrazione comunale nel 1894 fece eseguire lavori di ristrutturazione che riguardarono il rifacimento di numerosi solai del 3° piano con nuovi orizzontamenti a struttura metallica, mediante l'impiego di profilati a I, il rinforzo dei solai in legno del 4° piano con nuove travi in larice, il rifacimento del tetto e la sostituzione dei vetri e finestre.

Nel 1923 furono eseguiti alcuni interventi minori, a carattere prevalentemente manutentivo, quali la pulizia generale e la costruzione di vani in legno per ospitare, provvisoriamente, il maggior numero di famiglie sfrattate e far fronte alla crisi degli alloggi che si manifestò conseguentemente alla Prima Guerra Mondiale.

I lavori avviati nel 1928, riguardarono dapprima la sistemazione della scuola tipografica e furono in seguito estesi a tutto l'isolato, con l'intento di valorizzare l'intero edificio e recuperare, al suo interno, spazi adeguati per utilizzi municipali o da dare in locazione ad istituzioni culturali ed assistenziali.

L'attuale struttura della costruzione, a meno di qualche piccolo intervento di adeguamento normativo, dettato dalla destinazione d'uso, è quella degli anni trenta. L'edificio che originariamente presentava orizzontamenti costituiti da volte in muratura e solai lignei, ora presenta un'ossatura in c.a. che in parte sfrutta come appoggio anche la muratura portante storica.

La muratura storica presenta fessurazioni in corrispondenza di alcune aperture di facciata, certamente più solida risulta essere quella dei locali interrati, sebbene siano molto evidenti i segni dell'umidità di risalita per capillarità.

A copertura dell'intero piano interrato è sopravvissuta la struttura originale del fabbricato costituita da un sistema di archi e volte (a vela e a botte) ben proporzionati e dotati di elementi sufficientemente idonei a contrastare le spinte che le volte scaricano all'imposte.

In corrispondenza della manica che si affaccia su C.so Valdocco, lungo il corridoio centrale e sopra alcune stanze di questo piano, si rileva la presenza di una soletta piena in cemento armato, posta al

di sotto delle volte, costruita per creare il rifugio anticrollo che fu utilizzato durante il II° conflitto mondiale.

Ai piani superiori, la stessa manica, è caratterizzata da una pilastrata di sette elementi, posta in posizione quasi centrale, che spicca dai maschi murari di fine '700 collocati al piano interrato.

Non bisogna trascurare che, in occasione dell'intervento di manutenzione straordinaria degli anni trenta, l'edificio fu quasi svuotato mantenendo sostanzialmente i muri perimetrali e alcuni tra quelli di spina; numerose e consistenti furono le demolizioni che si resero necessarie per ricavare grandi spazi da adibire ad aule e che interessarono notevoli porzioni di muratura portante.

I solai realizzati negli anni trenta appaiono costituiti da travi principali e secondarie, ribassate rispetto alla soletta in latero-cemento. Sono stati rilevati due diversi tipi di solette in latero-cemento: la prima, più tradizionale, a blocchi e armatura unidirezionale, la seconda con nervatura incrociata di modesto spessore; quest'ultima tipologia di solaio, molto diffusa in quel periodo, fu col tempo abbandonata poiché si riscontrarono dei problemi strutturali dovuti alla possibilità di espulsione dei laterizi causata dalle deformazioni e dalle ridotte superfici di aderenza dei blocchi.

Quasi tutti i solai sono di questo tipo, con l'esclusione di un paio di locali ubicati al 2° piano, che sono a struttura metallica con profili a I, presumibilmente realizzati nel corso degli interventi attuati a fine '800, e la copertura della sopraelevazione dell'ultimo piano su cui insiste un solaio in latero-cemento ad armatura unidirezionale impostato direttamente sui muri d'ambito. Pur sembrando ripetitiva, la tipologia costruttiva dei solai esistenti, altrettanto non si può affermare in merito alla disposizione dell'armatura metallica che varia da caso a caso. Il ferro, di tipo liscio, è in grosse barre di diametro ϕ 22 - ϕ 24, disposte a volte su più strati, altre solamente sulla suola inferiore, manca una vera e propria staffatura in quanto i ferri rinvenuti sono posizionati a passo molto elevato e sono di piccolo diametro, essi sono ferri prevalentemente destinati a reggere l'armatura longitudinale.

La sopraelevazione della manica lato C.so Valdocco risale invece al 1957 ed è stata realizzata con un'ossatura di travi e pilastri in cemento armato.

Dal materiale conservato presso gli archivi, è stato possibile rilevare che la struttura realizzata fu progettata per sopportare dei carichi accidentali di 400 kg/mq.

L'invecchiamento dei materiali, le carenze manutentive e la nuova destinazione d'uso a biblioteca-archivio, con zone destinate a ospitare scaffalature di tipo compatto, e quindi carichi molto elevati, rendono la struttura attuale inadeguata. Occorre dunque prevedere una moltèplicità di interventi diffusi su tutti gli elementi portanti che siano di rinforzo a quelli esistenti.

Indagini sulle strutture

Nel corso della progettazione definitiva è stata condotta una campagna di saggi e prove in sito, sulle strutture dell'edificio, al fine di conoscere con maggior precisione il loro grado di conservazione ed efficienza. Allo scopo sono state effettuate tre prove di carico di cui la prima ha interessato due travi del solaio di calpestio del 2° piano, in corrispondenza dei locali 2.15 – 2.16, la seconda ha interessato una trave posta in corrispondenza del locale 2.17 (la numerazione dei locali è riferita alle planimetrie del progetto architettonico) e l'ultima è stata condotta sul quarto rampante, a salire, dello scalone.

Dall'analisi delle curve che rappresentano l'andamento della deformazione delle travi sottoposte a cicli di carico e scarico, si è dedotto che gli orizzontamenti hanno mostrato un comportamento coerente e compatibile con i carichi di esercizio per i quali la struttura, negli anni '30, fu progettata. Allo stesso tempo si è constatato che un ulteriore incremento dei carichi richiede necessariamente opere di rinforzo per mezzo di integrazione o sostituzione degli elementi portanti.

Sono state, inoltre, state eseguite due prove con martinetti piatti doppi, volte a conoscere le caratteristiche le caratteristiche meccaniche delle murature al piano interrato, da correlare alle indagini sclerometriche condotte sulle malte esistenti.

In ultimo, sono state effettuate alcune indagini a carattere distruttivo, su un campione di travi e pilastri ritenuto significativo, al fine di individuare la quantità e la tipologia dell'armatura presente in ciascun elemento.

La campagna di saggi e prove è stata condotta in collaborazione con la 4 EMME SERVICE S.p.A.

Gli esiti delle prove di carico e delle indagini strutturali sono contenuti all'interno della relazione specialistica allegata al presente progetto, redatta dal medesimo laboratorio.

Ad integrazione delle indagini effettuate per la progettazione definitiva, prima e durante la progettazione esecutiva sono state effettuate ulteriori indagini e prove materiali, volte a raggiungere un livello di conoscenza "*esteso*" ai sensi del paragrafo C8.2 e C8A.1 della Circolare Ministero delle Infrastrutture Trasporti n° 617 del 02/02/2009.

Nello specifico, sono stati effettuati rilievi aggiuntivi per verificare la forma e la disposizione delle volte in muratura, di tutti gli archi portanti della scala principale e della sezione resistente effettiva delle travi esistenti, al netto dei riempimenti e degli intonaci. Questi rilievi, oltre a quelli particolareggiati già effettuati per il progetto definitivo, hanno permesso una conoscenza approfondita della geometria.

Ad integrazione delle indagini e dei saggi effettuati in fase di progettazione definitiva, sono stati effettuati ulteriori saggi per la determinazione dei dettagli costruttivi, focalizzando l'attenzione sui seguenti punti per le porzioni in muratura:

- qualità del collegamento tra pareti verticali;
- qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;

- esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- tipologia della muratura (a un paramento, a due paramenti o più paramenti , con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, etc.), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, etc.).

Similmente sono stati verificati i dettagli costruttivi degli elementi in cemento armato con una estesa verifica in situ delle armature di travi e solai e dei collegamenti. Sono stati effettuati anche saggi sugli elementi di fondazione, volti a determinare la forma delle fondazioni esistenti e la natura del terreno allo spiccato di fondazione.

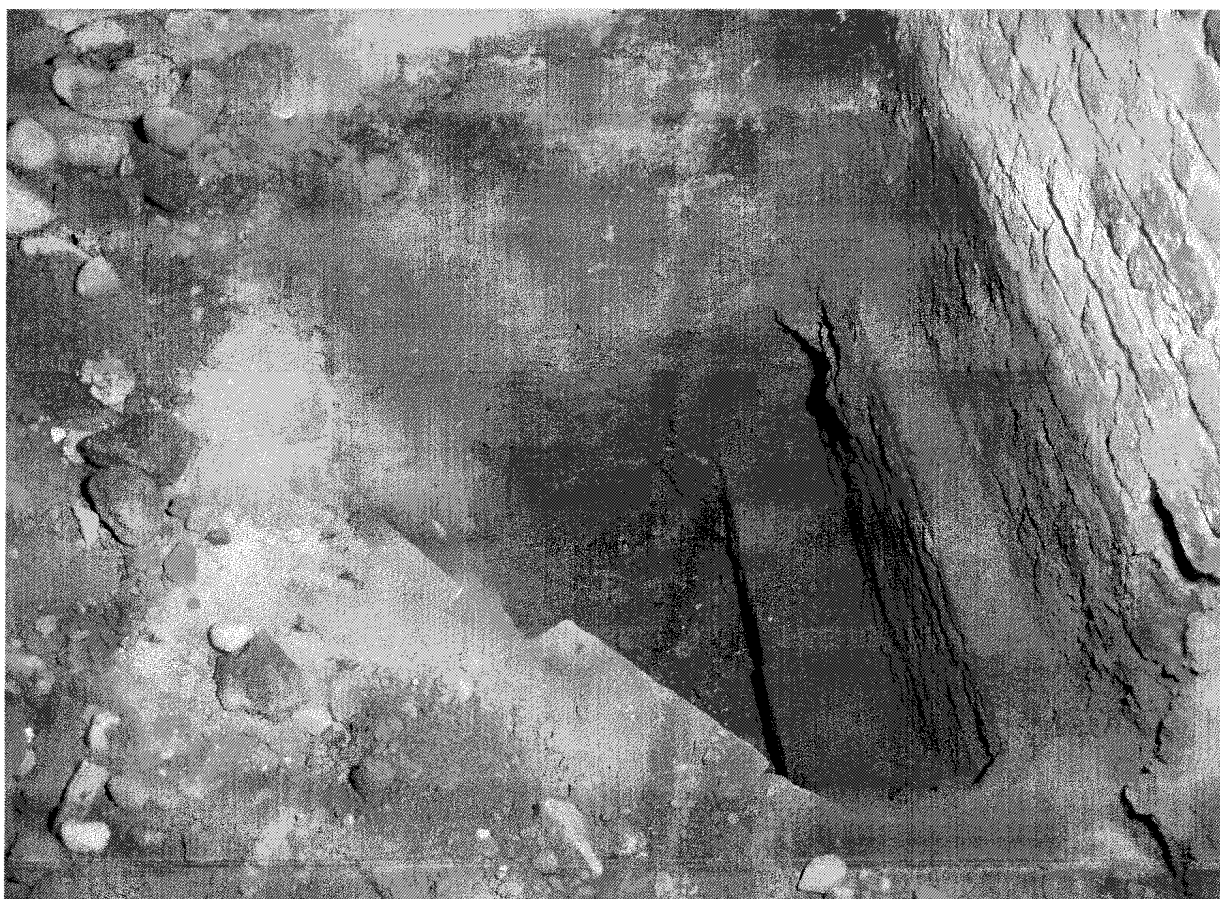


Fig. 2: Fondazioni su C.so Valdocco



Fig. 3: Fondazione maschi murari interni

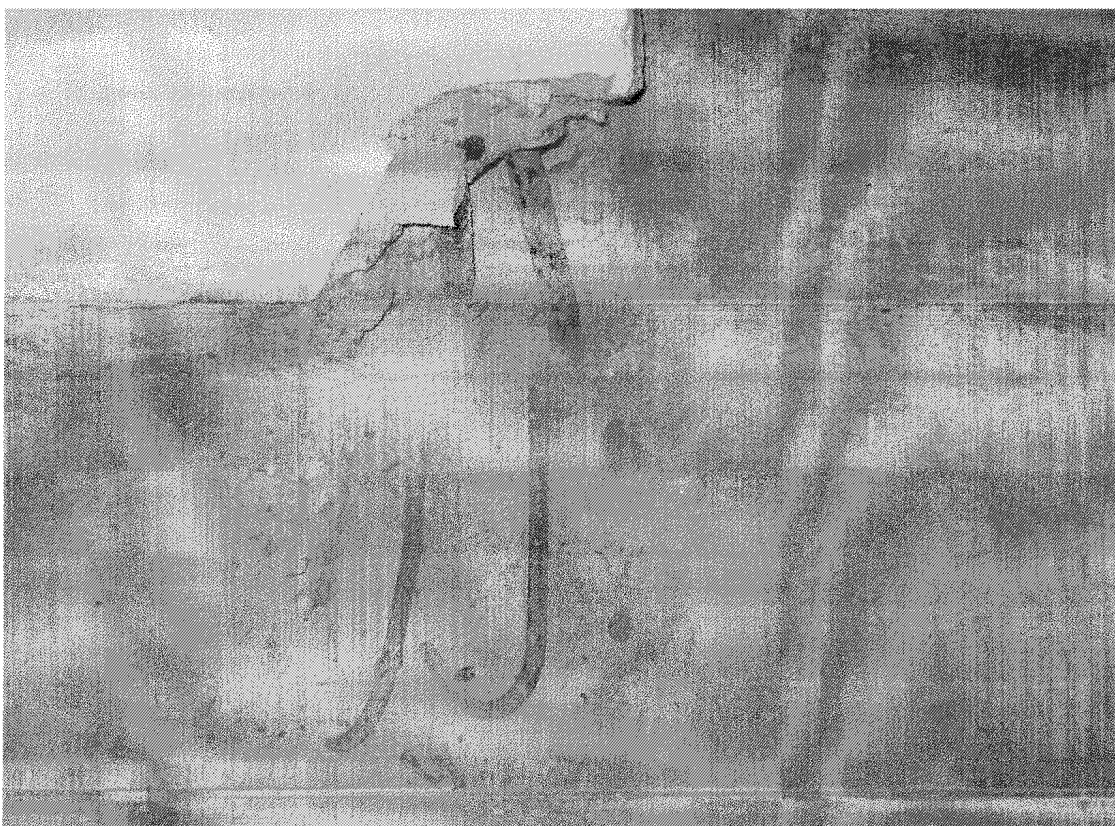


Fig. 4: “Plinto” di collegamento pilastri in c.a. esistenti ai maschi murari sottostanti

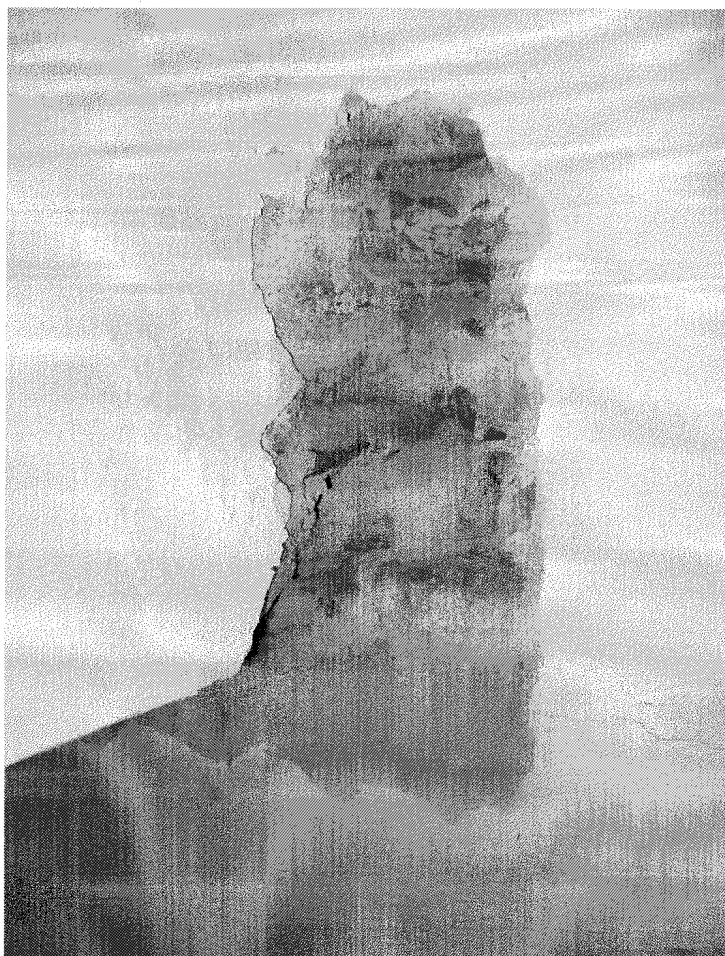


Fig. 5: Inserimento a muro di una trave principale della copertura del piano Terra

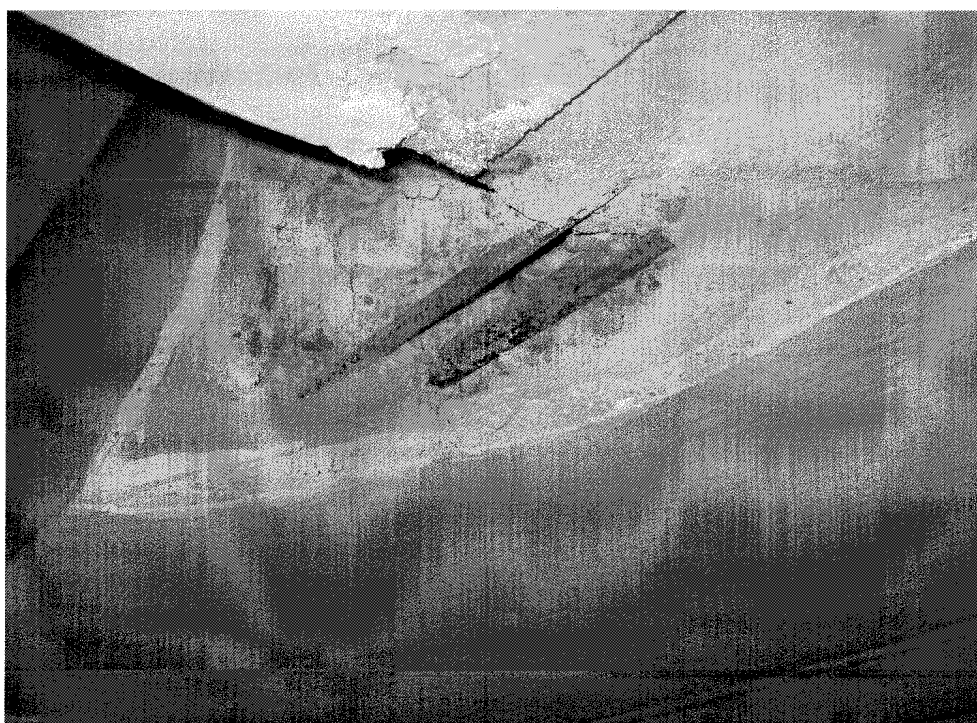


Fig. 6: Architrave in c.a. per trave a piano Secondo (copertura piano Primo)



Fig. 7: Monconatura dei solai di copertura di piano Terra su C.so Valdocco

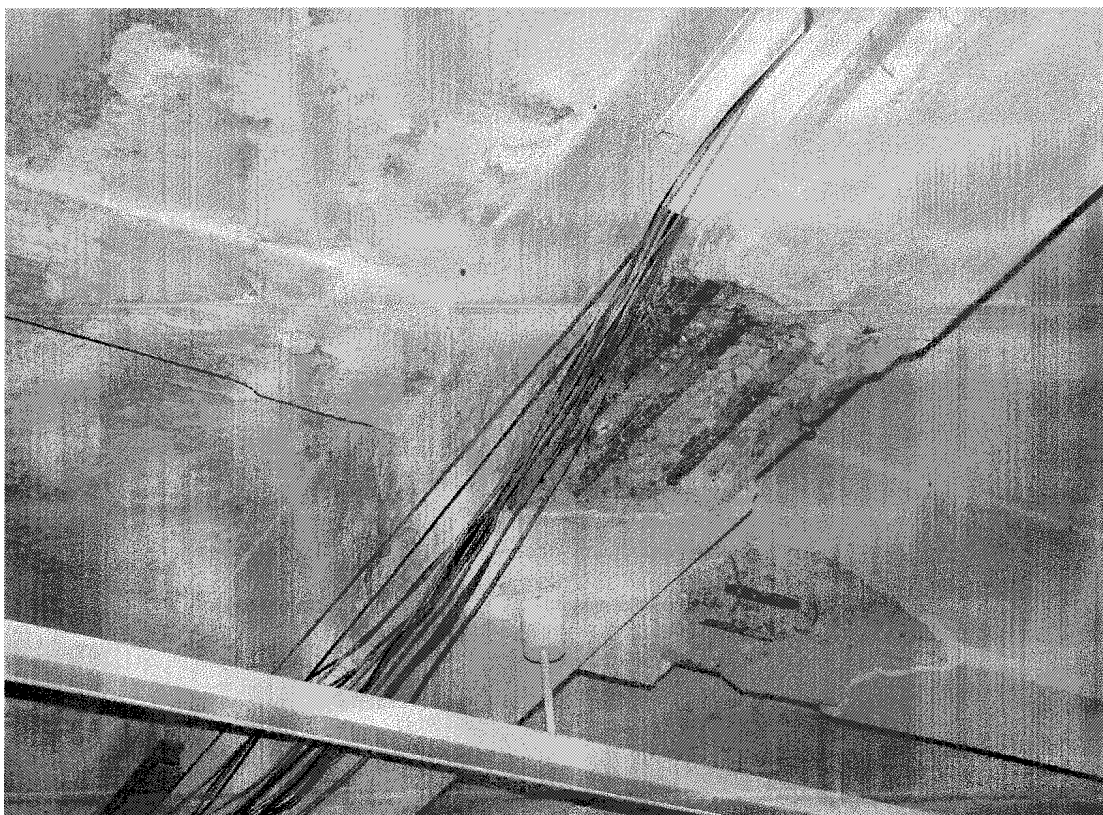


Fig. 8: Armatura delle travi del solaio di copertura del piano Primo (Via San Domenico ang. Via dei Quartieri Militari)

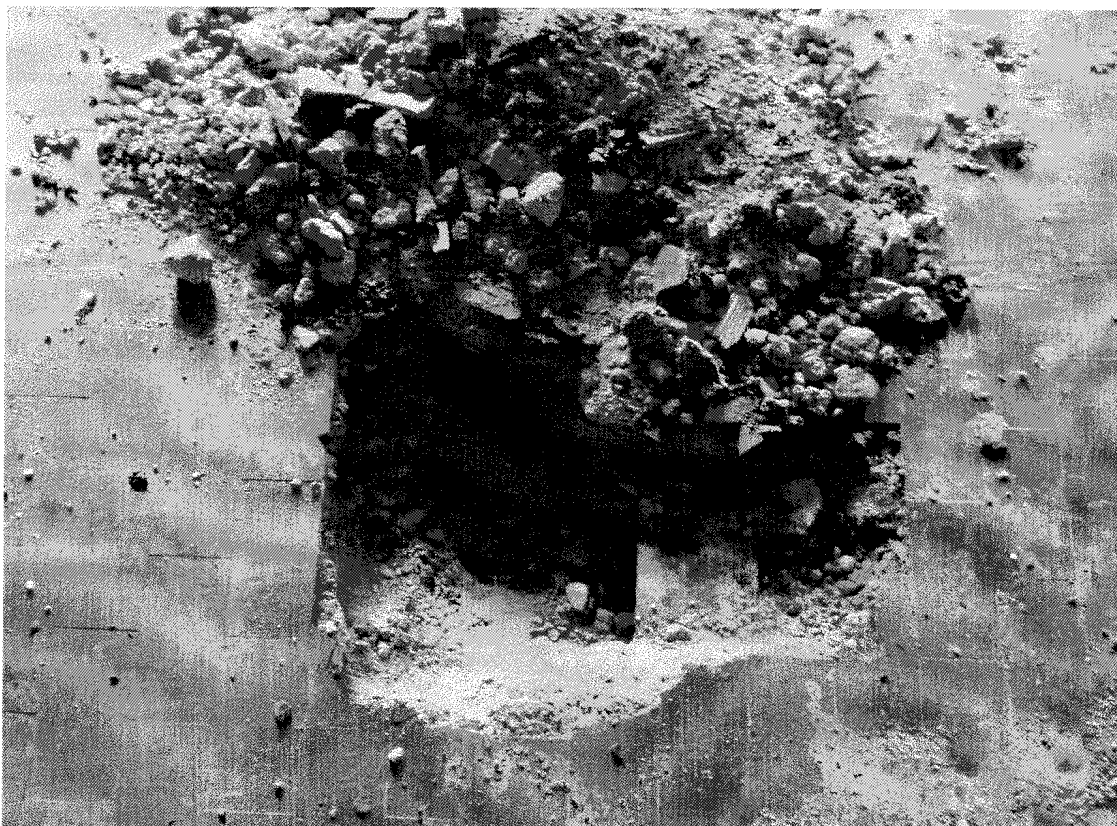


Fig. 9: Solaio a “putrelle e volterranee” a copertura del piano Secondo (su Via dei Quartieri Militari)



Fig. 10: Armatura pilastri da piano Quarto a tetto

Per quanto riguarda le prove dei materiali delle murature, le indagini condotte per il progetto definitivo sono state integrate da n° 3 prove a martinetto semplice più n° 3 prove a martinetto doppio, effettuate a piani diversi, e da esami visivi di zona di muratura, priva di intonaco, di dimensioni almeno 1 m x 1 m. in tal modo si è potuto raggiungere un livello di conoscenza esteso ai sensi del paragrafo C8A.1.A.3 della citata Circolare.



Fig. 11: Prova a martinetto doppio su muratura 2° piano su Via San Domenico

Per le proprietà dei materiali degli elementi in cemento armato, in considerazione di quanto previsto dalle “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale” del Ministero per i Beni e le Attività Culturali e dal paragrafo 8.5.3 delle “Norme tecniche per le costruzioni” D.M. 14/01/2008, si è preferito ridurre il numero di prove distruttive sostituendole con un numero superiore di prove non distruttive di certificata affidabilità quali prove Sonreb, prove sclerometriche, prove di durezza.

Sono state in ogni caso eseguite alcune prove distruttive per “tarare” i risultati ottenuti dalle prove non distruttive.

Nello specifico sono stati eseguiti tre carotaggi con schiacciamento, tre valutazioni della profondità di carbonatazione, 27 prove Sonreb e sclerometriche e 10 prove di durezza sui ferri di armatura.

I risultati dettagliati di tali prove sono contenuti nella Relazione specialistica redatta dalla ditta “IKON – Diagnostica per i Beni Culturali” che ha condotto la 2° trance di prove.

L'insieme delle prove effettuate ha consentito di applicare un Fattore di confidenza pari a 1,2.



Fig. 12: Carota estratta dalle travi di copertura del piano Terzo

Obiettivi della progettazione e modellazione strutturale

Conformemente a quanto prescritto dal paragrafo 8.4 del D.M. 14/01/2008, per i beni di interesse culturale, dalle prescrizioni fornite dal Committente e dalla zonizzazione sismica, il presente progetto ha come obiettivo garantire la fruibilità dell'edificio per i carichi previsti in condizioni statiche, con verifiche di sicurezza a Stato Limite Ultimo e di Esercizio, e provvedere ad un miglioramento della risposta in presenza delle azioni sismiche previste per il sito e la classe d'uso.

Pertanto si è effettuata una valutazione di sicurezza con la configurazione statica ed i carichi attuali ed una valutazione di sicurezza con la configurazione statica ed i carichi di progetto con gli interventi previsti, come prescritto al paragrafo 8.4.2 delle succitate Norme.

Per effettuare la valutazione di sicurezza si è optato per la realizzazione di un metodo tridimensionale da sottoporre ad analisi dinamica modale tramite il programma MasterSap della ditta Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia).

I risultati di tali analisi sono poi stati integrati dall'analisi di meccanismi di collasso locale non visibili in un modello generale dell'edificio.

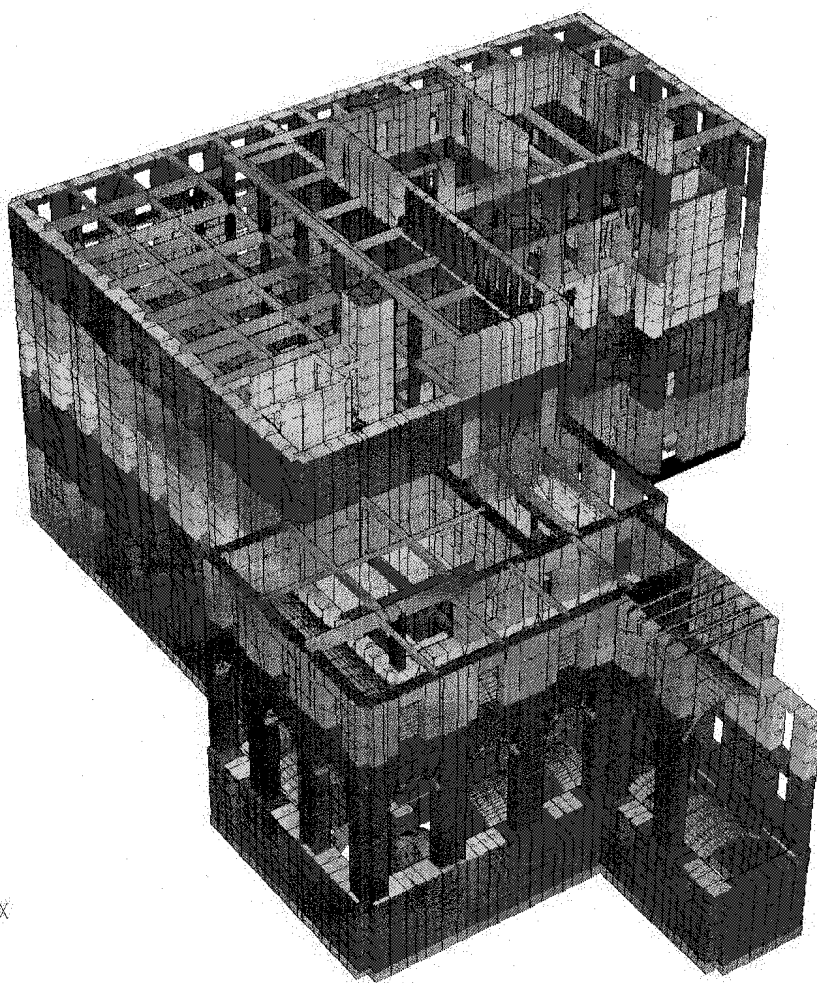


Fig. 13: Modello tridimensionale complessivo con gli interventi a progetto

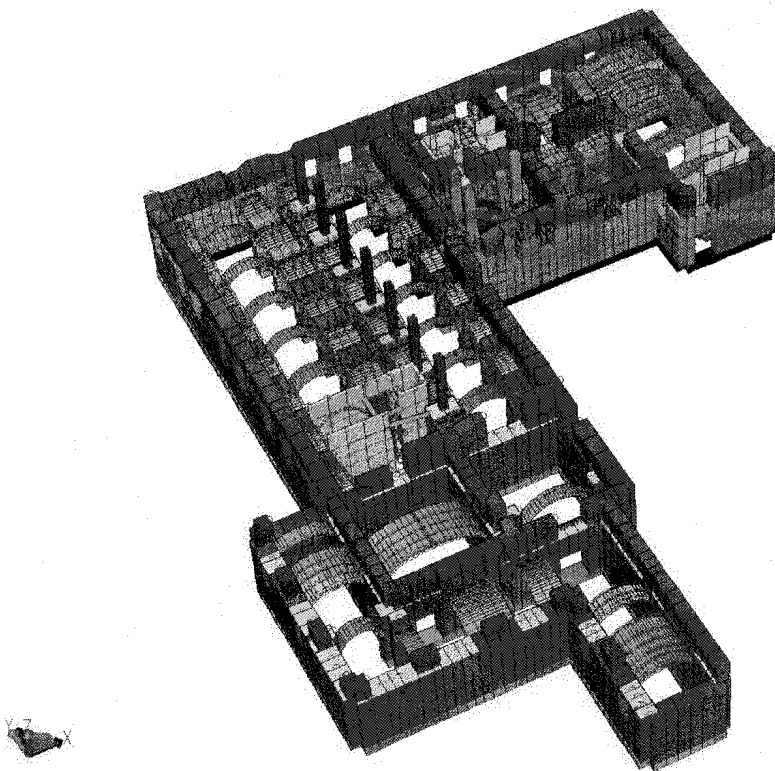


Fig. 14: Vista del piano interrato schematizzato nel modello tridimensionale

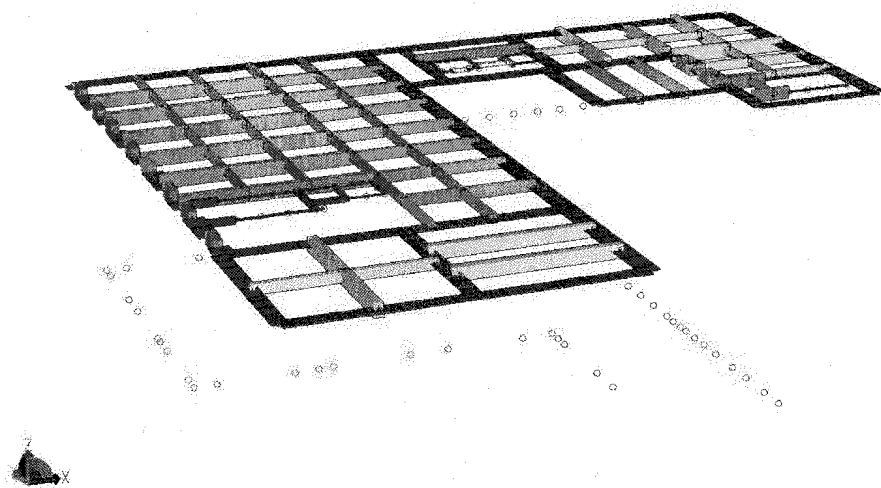


Fig. 15: Vista della copertura del piano Terra

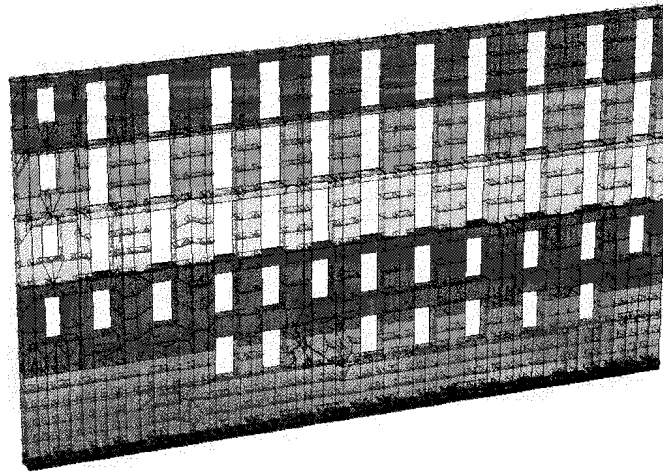


Fig. 16: Sezione muro portante su via San Domenico

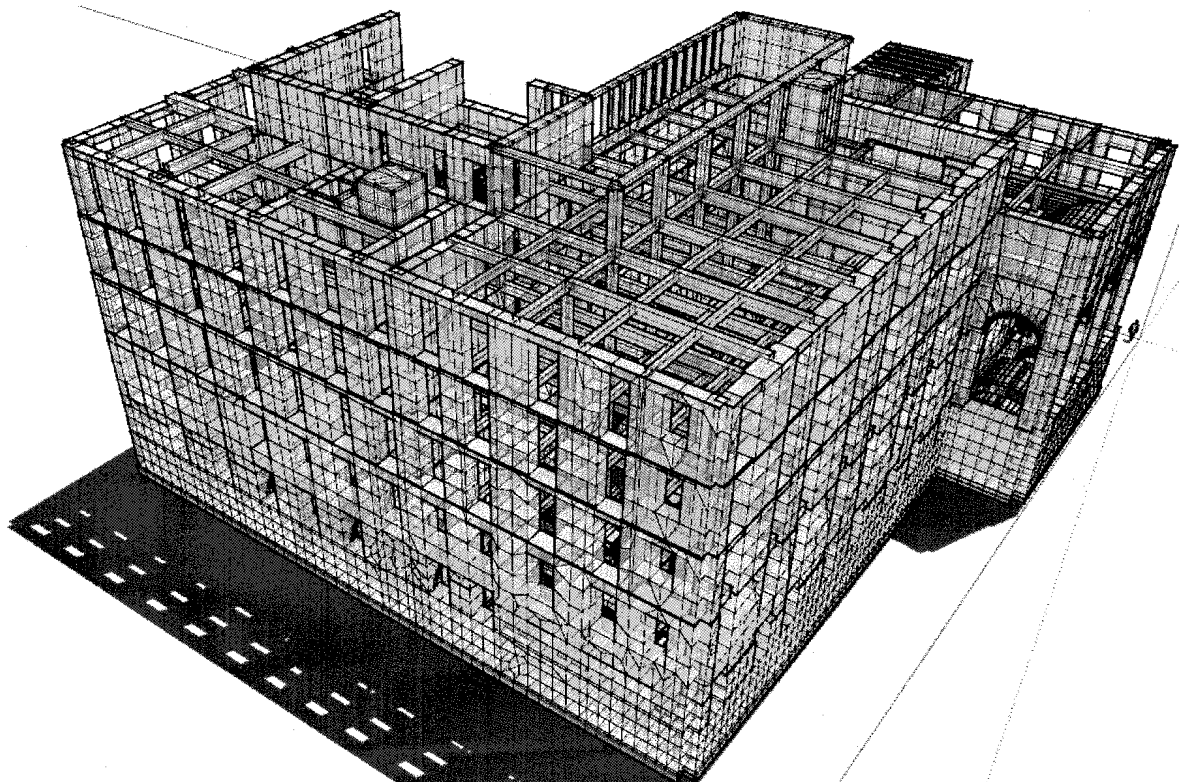


Fig. 17: Sketch 3D del modello (Via San Domenico ang. C.so Valdocco)

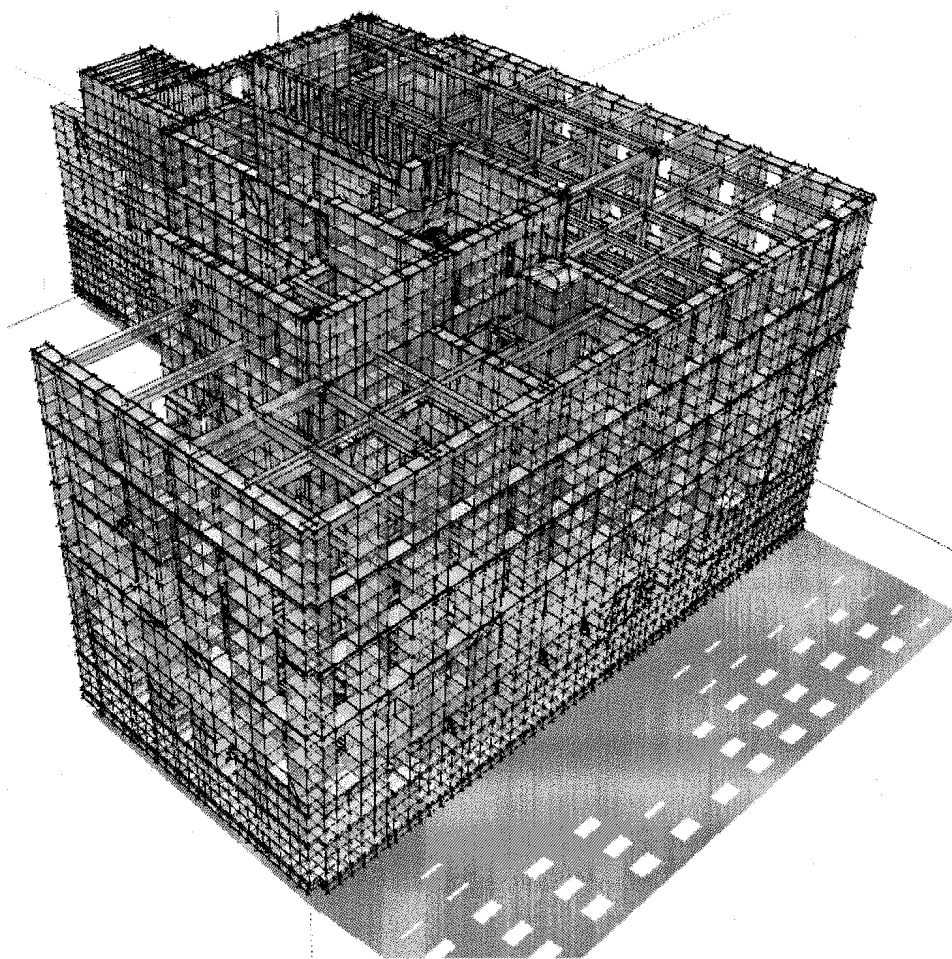


Fig. 18: Sketch 3D del modello (Via San Domenico ang. Via dei Quartieri Militari)

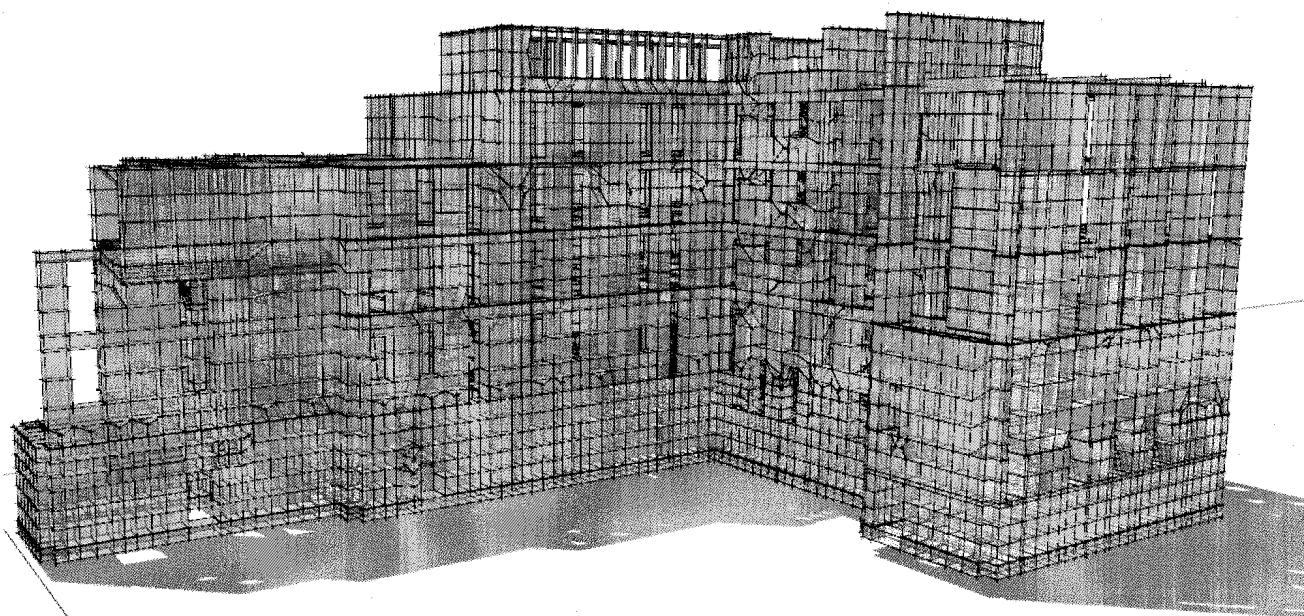


Fig. 19: Sketch 3D del modello (Vista da cortile interno)

Nella modellazione sono state descritte tutte le murature che abbiano una rilevanza strutturale, escludendo i tramezzi, come elementi “guscio” con spessore pari a quanto rilevato in opera, al netto dell’intonaco.

L’eccentricità dell’asse mediano da piano a piano per i muri esterni è stata computata ai fini delle verifiche di sicurezza dei maschi murari.

Per quanto riguarda travi e pilastri, queste sono state descritte con elementi monodimensionali (“beam”).

Il vincolo considerato per tutte le travi è stato del tipo incastro, tranne per le travi esistenti che si innestano sul muro. Per queste, data l’assenza di un cordolo continuo e dalla conformazione del ferro superiore, è stato valutato un semi incastro al 60%.

Non sono state schematizzate le porzioni di solai di cui si è riportato il carico sulle travi adiacenti.

In presenza di armature incrociate, il carico sulle travi è stato calcolato conformemente alla teoria delle piastre, ipotizzando lo stesso tipo di vincolo sui quattro lati.

Data la presenza di monconi al negativo, il carico dato dai solai monodirezionali è stato valutato nell’ipotesi della trave continua.

Data l’assenza di cordoli nel muro portante che leghino la struttura, si è conservativamente, scelto di non inserire “piani rigidi” che vincolassero gli spostamenti a livello degli impalcati.

Le travi di fondazione sono state modellate con travi continue in muratura con interazione di tipo Winkler con il terreno sottostante.

Nei prossimi paragrafi si riporta una descrizione più puntuale del funzionamento del programma di calcolo utilizzato.

Metodologie di calcolo, tipo di analisi e strumenti utilizzati.

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo MasterSap, prodotto da Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). E' stato utilizzata un'analisi lineare dinamica nel rispetto delle norme indicate in precedenza. Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo agli stati limite ultimo /esercizio secondo quanto previsto dal DM 14.01.2008, Norme Tecniche per le Costruzioni.

Presentazione del modello strutturale e sue proprietà

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap.

INODI

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate.

Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà).

Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi. I blocchi vengono applicati nella direzione della terna locale del nodo.

Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse.

Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo link significa specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master.

La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di rototraslazione rigida di un piano.

Il Corpo rigido prescrive che il nodo slave fa parte di un corpo rigido e tutti e sei i suoi gradi di libertà sono legati ai sei gradi di libertà posseduti dal corpo rigido (i gradi di libertà del suo nodo master).

I MATERIALI

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

LE SEZIONI

Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbologia adottata dal programma è la seguente:

Rettangolare piena (Rp);

Rettangolare cava (Rc);

Circolare piena (Cp);

Circolare cava (Cc);

T (T.);

T rovescia (Tr);

L (L.);

C (C.);

C rovescia (Cr);

Cassone (Ca);

Profilo singolo (Ps);

Profilo doppio (Pd);

Generica (Ge).

I CARICHI

I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

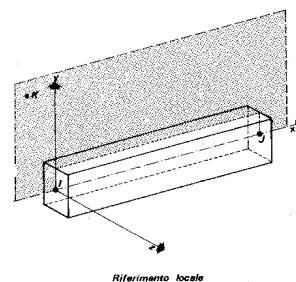
I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (fX , fY , fZ , fV) e locali (fx , fy , fz), forze concentrate riferite agli assi globali (FX , FY , FZ , FV) o locali (Fx , Fy , Fz), momenti concentrati riferiti agli assi locali (Mx , My , Mz), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (mx), carichi termici (tx , ty , tz), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

GLI ELEMENTI FINITI

La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

ELEMENTO FRAME (TRAVE E PILASTRO, TRAVE DI FONDAZIONE)

L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un nodo geometrico facoltativo K che serve



solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali.

L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra x, y, z , come mostrato in figura. L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

deformabilità da taglio (travi tozze);

sconnessioni totali o parziali alle estremità;

connessioni elastiche alle estremità;

offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;

suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

L'elemento frame supporta i seguenti carichi:

carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;

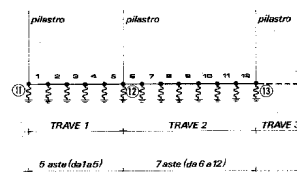
sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;

forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;

carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.

I gruppi formati da elementi del tipo trave riportano, in ordine, i numeri dei nodi iniziale (I), finale (J) e di riferimento (K), la situazione degli svincoli ai nodi I e J (indicate in legenda eventuali situazioni diverse dall'incastro perfetto ad entrambi i nodi), i codici dei materiali e delle sezioni, la situazione di carico nelle otto possibili condizioni A, B, C, D, E, F, G, H: se è presente un numero, esso individua il coefficiente moltiplicativo del carico corrispondente.

I gruppi relativi all'elemento trave di fondazione riportano informazioni analoghe; le condizioni di carico sono limitate a due (A e B); È indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno e il numero



di suddivisioni interne. Per la trave di fondazione il programma abilita automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il terreno mediante un elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale t_Z convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidezza viene determinato da programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.

I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito f_Z , f_V , f_Y . Inoltre accade che:

$V_i = V_f$; $d_i = d_f = 0$, ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.

ELEMENTO SHELL (GUSCIO)

L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K ed L posti nei vertici e 6 gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento flessionale e quello membranale sono disaccoppiati.

Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti.

Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidezza per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà, u_X , u_Y , r_Z , per tutti i nodi del gruppo.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito da questi parametri:

elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);

nodì di riferimento I, J, K, L;

spessore;

materiale;

pressioni e relative aliquote dinamiche;

temperatura;

gradiente termico;

carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.

IL METODO DI CALCOLO

ANALISI DINAMICA MODALE

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare è visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di

ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (involuppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

PRESENTAZIONE DEI RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE

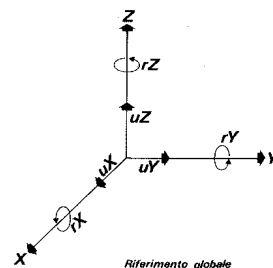
DEFORMATE

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado.

Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z,

le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (vedi figura a lato).

Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).



ASPETTI PARTICOLARI DELL'ANALISI DINAMICA

Nella stampa degli autovettori vengono riportati i relativi risultati, pertinenti ad ogni nodo.

Nel calcolo della risposta spettrale vengono determinate, per ogni verso del sisma, le deformazioni relative ai vari modi di vibrare e la corrispondente media quadratica. Tali risultati vengono successivamente combinati e danno luogo ad uno o più inviluppi in relazione a quanto imposto dall'utente nella fase iniziale di intestazione del lavoro.

TRAVI, PILASTRI E TRAVI DI FONDAZIONE

Il programma calcola ai due nodi estremi di ogni elemento e per ogni combinazione di carico sei sollecitazioni, riferite agli assi locali (come indicato nella figura a lato):

F_x = forza assiale nella direzione locale x ;

F_y = taglio nella direzione locale y ;

F_z = taglio nella direzione locale z ;

M_x = momento torcente attorno all'asse locale x ;

M_y = momento flettente attorno all'asse locale y ;

M_z = momento flettente attorno all'asse locale z ,

con le seguenti convenzioni sui segni:

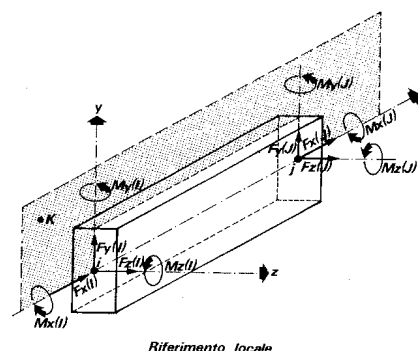
forze positive se concordi con gli assi locali (F);

momenti positivi se antiorari rispetto gli assi locali, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo ($F*L$).

Tali convenzioni sono caratteristiche dei codici di calcolo numerico e sono mantenute soltanto nelle stampe globali. Nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe delle verifiche di sicurezza vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

In caso di analisi sismica con il metodo statico equivalente viene riportato un prospetto riguardante il peso sismico del gruppo, le coordinate baricentriche relative, il coefficiente di distribuzione globale del gruppo funzione della sua quota, il coefficiente globale ricavato dal precedente in base ai parametri sismici, la forza sismica relativa.

Nell'analisi dinamica vengono calcolate le medesime sollecitazioni per ognuna delle tre azioni sismiche previste (Z eventuale). Viene evidenziato il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto



massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta alla combinazione di tutti i modi di vibrazione mediante il criterio prescelto dall'utente.

Per le travi di fondazione il programma calcola ai due nodi estremi della trave e in tutti i punti intermedi generati per effetto della suddivisione della trave di fondazione, per ogni combinazione di carico:

F_y = taglio nella direzione locale y (F);

M_x = momento torcente attorno asse locale x ($F \cdot L$);

M_z = momento flettente attorno asse locale z ($F \cdot L$);

U_Z = spostamento lungo Z (L);

r_X = rotazione intorno X (rad);

r_Y = rotazione intorno Y (rad);

pressione sul suolo (F/L^2).

GUSCI

Il programma propone i risultati al “centro” di ogni elemento. Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

S_{xx} (F/L^2);

S_{yy} (F/L^2);

S_{xy} (F/L^2);

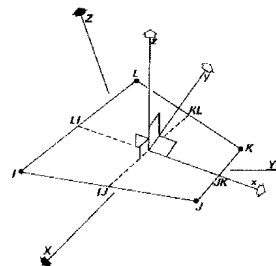
M_{xx} ($F \cdot L/L$);

M_{yy} ($F \cdot L/L$);

M_{xy} ($F \cdot L/L$);

σ_{idsup} (F/L^2);

σ_{idinf} (F/L^2).



S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} rappresentano le tensioni membranali (vedi figura)

M_{xx} rappresenta il momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale x ; analogamente per M_{yy} ;

M_{xy} rappresenta il momento torcente (sempre per unità di lunghezza).

Le tensioni ideali $\sigma_{id\sup}$ (al bordo superiore, ovvero sul semiasse positivo dell'asse locale z) e $\sigma_{id\inf}$ sono calcolate mediante il criterio di Huber-Hencky-Mises. I momenti flettenti generano ai bordi dell'elemento delle tensioni valutate in base al modulo di resistenza dell'elemento. Le tensioni da momento flettente M_{xx} si sovrappongono alle tensioni S_{xx} , con segno positivo al bordo superiore, con segno negativo al bordo inferiore (analogamente per M_{yy} e S_{yy}). Gli effetti tensionali da momento torcente vengono sovrapposti a S_{xy} .

Le convenzioni sui segni dei momenti sono caratteristiche dei codici di calcolo automatici e sono mantenute solo nelle stampe dei risultati conseguenti all'elaborazione strutturale, nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe dei postprocessori vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo, la risultante per sovrapposizione modale per S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} , M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .

Nel calcolo degli involuppi viene effettuata la sovrapposizione. Anche in questo caso vengono calcolate le tensioni ideali.

Nell'analisi statica e negli involuppi dinamici, fra i risultati, alla fine di ogni gruppo vengono riportati i massimi delle tensioni (comprese quelle ideali) e dei momenti, nonché il numero dell'elemento e la combinazione di carico relativa.

Per la verifica degli elementi in muratura portante, per loro natura non omogenei, in conformità con quanto previsto della Norma, sono stati identificati i maschi murari verticali, cioè le porzioni di

muratura continue verticalmente e ad essi è stata applicata una verifica, mediata su tre sezioni per interpiano, per le tensioni verticali, per le tensioni da taglio, per la presso flessione nel piano e fuori piano.

VERIFICA DELLA SICUREZZA NELLA SITUAZIONE ATTUALE

Carichi applicati per la verifica della situazione attuale.

- peso proprio elementi strutturali (travi, muri, putrelle):	reale calcolato dal programma
- peso proprio solai esistenti	150 kg/m ²
- peso proprio volte non modellate	450 kg/m ²
- peso proprio volte scala	220 kg/m ²
- peso proprio solaio 16+4	245 kg/m ²
- permanente piano terra	580 kg/m ²
- permanente ai piani superiori	100 kg/m ²
- permanente zona con putrelle e volterrane	380 kg/m ²
- permanente scala	150 kg/m ²
- permanente muretto scala	200 kg/m ²
- peso proprio e permanente tetto in legno	100 kg/m ²
- sovraccarico scuole	300 kg/m ²
- sovraccarico neve	126 kg/m ²

L'analisi sismica iniziale è stata condotta con i seguenti parametri:

- Vita nominale	50 anni
- Classe	II
- Vita di riferimento	50 anni

- Spettro di risposta	S.L.V.
- Probabilità di superamento	10%
- Tempo di ritorno	475 anni
- a_g / g	0,056
- F_0	2,76
- T_c^*	0,27
- Fattore d'importanza	1

I fattori di struttura sono stati scelti sulla base di un edificio in muratura, in quanto meno duttile, non regolare in pianta né in altezza. Queste due ultime valutazioni sono vere se si considera l'unità strutturale considerata, da Via del Carmine alla cesura data dall'inserimento della scala per la Prefettura su Via dei Quartieri, ma risultano particolarmente penalizzanti se si considera la forma regolare in pianta ed in altezza dell'isolato San Daniele.

Conservativamente, in ogni caso, sono stati assegnati i fattori di struttura coerenti alle specifiche sopra descritte:

$$q_{or1} = 2,24$$

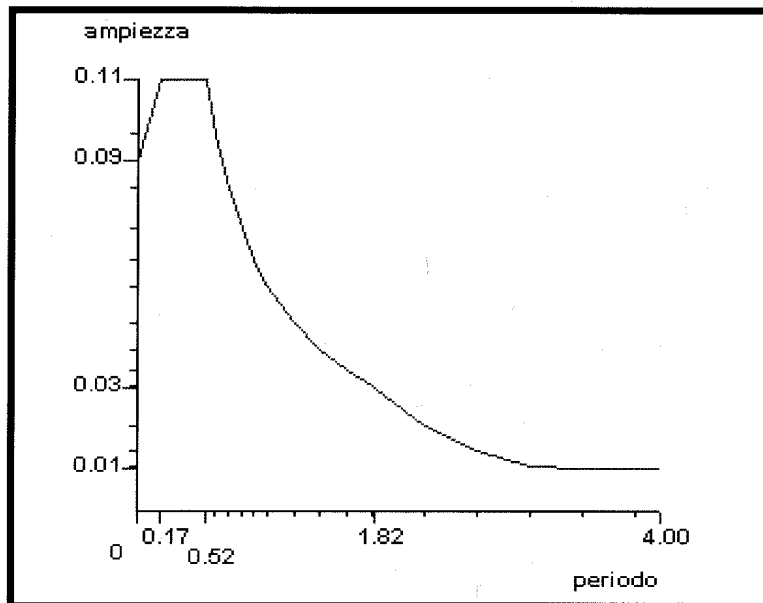
$$q_{or2} = 2,24$$

lo spettro sismico risultante è, quindi, quello sotto descritto:

Spettri orizzontali:

Num.	Periodo	A.slu X
1	0.000	0.0896
2	0.175	0.1104
3	0.524	0.1104
4	0.600	0.0965
5	0.700	0.0827
6	0.800	0.0723
7	0.900	0.0643
8	1.000	0.0579
9	1.200	0.0482
10	1.400	0.0413
11	1.600	0.0362
12	1.800	0.0322
13	1.824	0.0317

14	2.200	0.0218
15	2.600	0.0156
16	3.000	0.0117
17	3.400	0.0112
18	3.800	0.0112
19	4.000	0.0112



Fattore di importanza $\gamma_i=1$ applicato

Successivamente è stato applicato un fattore di riduzione allo spettro sismico, al fine di valutare l'effettiva azione sismica sopportabile.

ANALISI DELLA SITUAZIONE ATTUALE

L'edificio nel suo complesso presenta, al di là dei risultati del modello, una serie di criticità che, sia pure non evidenziati nell'analisi complessiva, pongono seri dubbi sulla sua staticità, senza interventi di consolidamento.

Le prove dei materiali effettuate sulla muratura hanno dimostrato un buon comportamento per le strutture al piano interrato, con buoni valori di resistenza ed una buona caratterizzazione sclerometrica delle malte utilizzate. Anche la tessitura appare molto regolare con giunti sottili.

In elevazione la situazione peggiora leggermente, anche a causa dei successivi rimaneggiamenti, pur mostrando valori di resistenza accettabili, con una riserva di resistenza alla rottura del mattone molto elevata.

Per quanto riguarda le opere in cemento armato esistenti, invece, la situazione è molto variabile.

La rottura, a più riprese, dell'impianto di riscaldamento/idrico sanitario ha provocato allagamenti che hanno seriamente compromesso la stabilità del calcestruzzo e dei ferri d'armatura, soprattutto in prossimità ai punti di rottura al quarto piano.

Infatti, la prova di carbonatazione sulla trave principale dell'orizzontamento di copertura del 3° piano ha mostrato una penetrazione maggiore di 3,5 cm; maggiore del copriferro quindi, con presenza di ruggine sui ferri d'armatura scoperti dalle indagini.

Agli altri piani, invece, la profondità di carbonatazione è inferiore, circa 0,5 cm, con un buon margine rispetto al copriferro.

In ogni caso, la qualità del calcestruzzo è molto variabile. Le prove Sonreb e le carote estratte, più penalizzanti delle prove sclerometriche andando ad analizzare l'intera sezione, hanno mostrato resistenze caratteristiche variabili tra $R'_{ck} = 93 \text{ kg/cm}^2$ e $R'_{ck} 274 \text{ kg/cm}^2$, con un valore medio intorno ad un $R'_{ck} 150 \text{ kg/cm}^2$ con grosse variazioni anche all'interno dello stesso piano.

I ferri d'armatura, lisci, hanno mostrato una resistenza a trazione variabile tra 270 e 416 N/mm², valori comunque superiori (anche tenendo conto dell'errore) a quelli riscontrabili in letteratura che sono stati utilizzati nelle verifiche.

La maggiore problematica relativa al ferro d'armatura è la pressoché totale assenza di staffe. In effetti, dopo la rimozione dell'intonaco da alcune travi principali, sono apparse visibili crepe “a taglio” inclinate a circa 45°.

Inoltre alcune travi capitano in corrispondenza di aperture nelle murature e non sono presenti, tranne in pochi casi, architravi o cordoli in grado di riportare il carico sui maschi murari laterali.

Dal punto di vista dell'analisi del modello, i risultati sono esaminati per le diverse tipologie di elementi strutturali sia in condizioni statiche (combinazioni di carico S.L.U. ed S.L.E.) sia in condizioni dinamiche (combinazioni di carico S.L.V. per i diversi modi di vibrazione).

Per quanto riguarda i maschi murari, in combinazione di carico statiche (S.L.U.), si è evidenziata una crisi per carichi verticali per alcuni elementi dei piastroni in muratura sotto i pilastri in c.a., per il muro interno parallelo a Via dei Quartieri Militari (al piano interrato ed al piano terra in corrispondenza della grossa demolizione effettuata nelle zone delle associazioni), per il muro su cortile parallelo allo scalone e per il muro interno ad esso parallelo. Si riscontrano tensioni elevate sui piastrini del portico, compatibili con lo stato di degrado localizzato ora visibile.

Nelle combinazioni di carico statiche (S.L.U.), si evidenzia anche la crisi a taglio per alcune porzioni di muratura meno gravate da carico verticale nella parte alta dell'edificio (4° piano e tetto).

In allegato si riportano i tabulati con le verifiche effettuate con il programma di calcolo.

Per quanto riguarda le travi, principali o secondarie, qualunque verifica risulta non soddisfatta, stante l'assenza di ferri d'armatura a staffa significativi.

A titolo d'esempio si riporta la verifica delle travi a quota +935, principali e secondarie, poste alla confluenza delle Via San Domenico e Via dei Quartieri Militari (cfr travi T49 e T46, tav. S19).

Di tali travi è stata effettuata sia la verifica delle barre d'armatura sia la prova di resistenza del calcestruzzo.

Per la T49, l'involuppo delle sollecitazioni statiche è il seguente:

$N = \text{sforzo normale} = 556 \text{ kg}$

$T_{\max} = \text{taglio} = 10090 \text{ kg}$

$M_{\text{campata}} = \text{momento flettente} = 10540 \text{ kgm}$

Come si può notare dai calcoli allegati, le barre d'armatura sono sufficienti per le sollecitazioni flessionali, mentre risulta ampiamente carente la staffatura, in quanto il V_{rdul} , taglio resistente ultimo della sezione senza armatura, è pari a 7070 kg, valore inferiore al taglio sollecitante.

Per la T46 l'involuppo delle sollecitazioni statiche è il seguente:

$$N = -297 \text{ kg}$$

$$T_{\max} = 3381 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 1501 \text{ kgm}$$

Anche in questo caso, le barre d'armatura sono appena sufficienti ad equilibrare le sollecitazioni flessionali ($M_{rd} = 1700 \text{ kgm}$), mentre risulta ampiamente carente la staffatura ($V_{rdul} = 2270 \text{ kg}$).

Un ragionamento analogo può essere effettuato per i pilastri.

Anche in questo caso, l'assenza di staffe porta all'instaurarsi di meccanismi di rottura fragile che sono, ove possibile, da correggere ed evitare.

A titolo d'esempio si riporta la verifica del pilastro P1 a piano primo, avente, da indagini effettuate, armatura $8\phi 16$ ed $R'_{ck} 180 \text{ kg/cm}^2$, da carota estratta.

Tale pilastro ha il seguente involuppo di sollecitazioni

$$N = -125000 \text{ kg}$$

$$T_{\max} = 4409 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 9480 \text{ kg}$$

Come si può notare nelle verifiche in allegato, il pilastro risulterebbe anche verificato per le sollecitazioni attuali, ma con un meccanismo di rottura da evitare.

Per quanto riguarda le sollecitazioni dinamiche date dal sisma di riferimento, si può, in prima battuta, notare come per le travi le sollecitazioni risultino meno gravose in quanto i moltiplicatori delle combinazioni di carico sono più bassi e le azioni date dal sisma non molto rilevanti.

Diverso il caso per i muri portanti e per i pilastri.

In questi due casi le sollecitazioni diventano più gravose in quanto, per i muri, diventano dominanti le verifiche a taglio ed a pressoflessione fuori del piano mentre per i pilastri diventa più rilevante il taglio.

Nel caso del pilastro prima analizzato, ad esempio, il taglio sollecitante sale a 6036 kg, più vicino al limite di V_{rdul} pari a 10384 kg.

Il pilastro risulta ancora verificato ma con un margine ancora più ristretto nei confronti di una rottura potenzialmente molto grave.

Per le murature portanti, invece, aumentano sensibilmente il numero di maschi murari che non soddisfano le verifiche. In allegato si riportano i tabulati di tali analisi.

Volendo provare ad individuare l'azione sismica limite sopportata dai maschi murari con i carichi attualmente agenti, si arriva a valori di a_g/g inferiori al 10% del sisma di riferimento per la zona.

Sulla base di quanto scritto in precedenza, si può quindi concludere che ad una verifica di sicurezza con gli standard attuali della struttura caricata con i carichi corrispondenti a quelli riportati sul Certificato di Collaudo provvisorio del 27 marzo 1930, la struttura risulta non idonea; situazione aggravata se prendiamo in considerazione le sollecitazioni sismiche di riferimento ai sensi del D.M. 14/01/2008.

A maggior ragione la struttura, nella configurazione attuale, **non** risulta idonea ad un incremento dei sopra citati carichi.

Interventi di progetto

Il progetto strutturale è stato sviluppato sulla base dei risultati della verifica di sicurezza dello stato attuale con la finalità di garantire che la struttura, ad interventi effettuati, fosse in grado di soddisfare le verifiche di sicurezza verso lo Stato Limite Ultimo per le porzioni esistenti da rinforzare, per le porzioni nuove anche per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio, e che mostrasse un miglioramento del comportamento sismico, spostando, ove possibile, il meccanismo di rottura da fragile a duttile.

Tutti gli interventi, stante la Norma di riferimento, sono stati progettati in classe di duttilità bassa (CD."B").

Le opere strutturali in progetto riguardano essenzialmente:

- Rinforzi delle fondazioni esistenti;
- Realizzazione di aperture, inserimento profilati, ricostruzione murature portanti;
- Rinforzo delle murature in elevazione;
- Rinforzo delle volte,
- Rinforzo dei pilastri in c.a.;
- Rinforzo dei solai esistenti;
- Demolizione e ricostruzioni di campiture di solaio;
- Realizzazione dei setti ascensore, dei cavedi e delle scale in c.a.;

- Rinforzi fondazioni esistenti (cfr. Tav. S1)

Sulla base dei dati geologici utilizzati a progetto, si è evidenziato la necessità di rinforzare le fondazione dei pilastri in muratura del piano interrato della manica parallela a Corso Valdocco e di alcuni muri interni presso l'incrocio tra le vie San Domenico e dei Quartieri Militari.

Si prevede di procedere ad un ingrossamento della fondazione nastriforme esistente.

Nello specifico, nella porzione di manica parallela a C.so Valdocco, è prevista una “fasciatura” completa della fondazione esistente con uno spessore di 50 cm tutt'intorno alla muratura.

Si dovrà rimuovere il terreno di riporto fino allo spiccato di fondazione attuale (circa 90-100 cm dal piano finito attuale).

Rimosso il terreno, si dovranno tassellare due profili UNP 140 in acciaio S 275: uno alla muratura ed uno alla fondazione.

I profili cerchieranno la muratura e saranno tassellati con 12 tasselli M27, classe 8.8, per ogni profilo, legati alla muratura con adesivo composto da una resina base epossidica bisfenolo A/F (esente da stirene) con riempitivo inorganico e da una mistura indurente con poliammine, polvere di quarzo e cemento. Profondità di posa ≥ 25 cm.

Su detti profili UNP 140, si dovranno saldare $1\phi 20$ ogni 20 cm sagomato, di collegamento con i realizzandi cordoli in c.a.

Attorno alla muratura, sarà realizzato un cordolo continuo 50x74 in calcestruzzo, classe 25/30. armato con 5+5 $\phi 16$ correnti, 4+4 barre di parete $\phi 12$ e staffe $\phi 8$ ogni 20 cm.

Si dovrà, altresì, lasciare $1\phi 10$ ogni 20 cm per collegare la fondazione integrativa ai placcaggi in cls che verranno descritti successivamente.

Si procederà in modo analogo per rinforzare la fondazione dei muri interni di spina paralleli a Via San Domenico e Via dei Quartieri militari.

- Realizzazione di aperture nella muratura portante, inserimento di profilati di rinforzo, ricostruzione murature portanti (cfr. Tavv. S2/S3/S4/S5/S6/S7)

Il presente paragrafo riguarda le demolizioni e le ricostruzioni di porzioni di muratura portante con rilevanza strutturale.

L'edificio in esame ha una struttura in muratura portante con travi e pilastri in cemento armato. Qualunque demolizione di parte di muro, che non sia un tamponamento, può provocare lesioni alla muratura ed al solaio soprastante.

Pertanto, prima di eseguire qualunque demolizione in porzioni di muri portante, si dovranno inserire due profilati in acciaio S275 nella muratura, uno per ogni lato di muro ove questo sia possibile, lasciando almeno 20 cm per parte di appoggio. La dimensione dei profilati è stata scelta in base ai carichi agenti. Qualora lo scasso nella muratura non risulti piano, si dovrà porre in opera una malta cementizia espansiva nel punto di contatto tra profilato e muratura.

Tali profilati dovranno essere zincati a caldo.

Dopo la posa in opera dei profilati metallici si potrà procedere con le demolizioni previste a progetto.

Per quanto riguarda le ricostruzioni in muratura, esse dovranno essere realizzate con blocchi in laterizio semipieni (peso specifico del blocco 800 kg/m^3 , percentuale di foratura $< 45\%$, resistenza caratteristica a compressione $f_{bk} > 8 \text{ N/mm}^2$), posati in opera con malta cementizia di allettamento (resistenza media 8 MPa , classe M2 ai sensi del D.M. 20-11-1987). Nelle porzioni a contatto con la muratura esistente si dovranno porre in opera 2 barre $\phi 14$ verticali, legate alla muratura esistente con una legatura $\phi 10$ ogni 75 cm, inghisate nella muratura con adesivo bicomponente fluido, leggermente tixotropico, privo di solventi.

Ogni tre corsi di blocchi di muratura ricostruita dovrà essere posato, annegato nella malta di allettamento, un traliccio in acciaio costituito da due barre $\phi 5$ parallele poste a 15 cm l'una dall'altra e collegate con un terzo filo $\phi 3,75$ sinusoidale continuo, saldato alle due barre.

Ove previsto, sopra i profilati e sopra le ricostruzioni in muratura si dovrà procedere a placcaggi a seguito descritti.

- Rinforzi delle murature (cfr. Tavv. S1/S11/S12/S13/S14/S15)

Per effetto dei carichi consistenti previsti a progetto e delle azioni sismiche, alcune porzioni di muro, seppur di spessore consistente, risultano inadeguate per le sollecitazioni alla quali sono soggette.

Per tali murature si è scelto di procedere ad un placcaggio, preferibilmente da ambo i lati del muro ove possibile, al fine di aumentarne la resistenza.

I placcaggi previsti sono di due tipologie:

- un intonaco armato per spessori fino a 10 cm;
- un placcaggio in calcestruzzo armato ove sia richiesto un intervento di maggiore resistenza.

Il placcaggio, di qualsiasi tipologia, va applicato a tutta la muratura compresa tra l'estradosso del solaio grezzo e l'intradosso del solaio grezzo.

Per i placcaggi al piano interrato, deve essere esteso fino al cordolo di fondazione escluso.

Prima di effettuare il placcaggio, si dovrà rimuovere tutto l'intonaco eventualmente presente, fino alla muratura, scarificare con cura i giunti ammalorati e spazzolare la superficie per rimuovere i residui e la polvere presente.

Successivamente si dovrà procedere all'inghisaggio delle legature.

Per il placcaggio in betoncino sono previste 6 legature $\phi 8$ al metro quadro mentre per quello in calcestruzzo sono calcolate 6 legature $\phi 10$ al metro quadro.

Dette legature devono essere realizzate praticando un foro ϕ 30 nella muratura, profondo almeno 20 cm, nel quale posare il ferro di legatura, piegato ad uncino, utilizzando boiaccia cementizia.

Tutti i ferri posati per le legature per i placcaggi in betoncino dovranno essere zincati a pennello nella parte che esce dalla muratura.

Alle legature dovranno essere legati dei ferri longitudinali paralleli allo sviluppo del muro. Per i placcaggi in betoncino, sono previsti ferri ϕ 10 zincati, mentre per i placcaggi in calcestruzzo sono previste barre ϕ 12.

A detti ferri dovrà essere legata la rete elettrosaldata: ϕ 6 maglia 15x15 zincata per i placcaggi in betoncino, ϕ 10 maglia 20x20 per i placcaggi in cls.

Per i placcaggi in betoncino si dovrà utilizzare una malta composta da calce idraulica naturale, calce aerea, pozzolana, silice micronizzata, sabbie carbonatiche e silice in curva granulometria da 0 a 0,5 mm.

Il materiale andrà applicato previo lavaggio accurati del supporto mediante acqua pulita con idropulitrice a bassa pressione e/o manualmente, in mani successive non superiori a 1,5 cm.

Ogni nuovo strato sarà applicato ad avvenuto appassimento della mano precedente, ma non a indurimento, fino al raggiungimento dello spessore previsto. In caso di indurimento dello strato sarà necessaria una bagnatura abbondante prima dell'applicazione del nuovo strato.

Per i placcaggi in calcestruzzo si dovrà utilizzare un cemento classe 28/35 (R'_{ck} 350).

Tutte le barre d'armatura e le reti elettrosaldate saranno in acciaio FeB 450C.

Oltre ai placcaggi delle murature, dovranno essere rinforzati, ove possibile i pilastri del portico su Via del Carmine.

Si dovrà procedere alla rimozione dei giunti ammalorati e di eventuali mattoni decoesi.

Si dovranno ricostruire le porzioni in laterizio mancanti con una malta di cocchiopesto realizzata con calce idraulica naturale, calce aerea, polvere di marmo e cotto macinato selezionato di vecchi coppi e mattoni in curva granulometrica da 0 a 4 mm.

Successivamente si dovranno stilare i giunti in profondità con una malta preconfezionata costituita da calce aerea, calce idraulica naturale, sabbia di fiume sabbia di campo, e colorata, ove necessario, con terre naturali

-Rinforzo delle volte (cfr. Tavr. S8/S9/S19)

Le volte in muratura che costituiscono il calpestio del piano terra, dovranno essere rinforzare per sopportare i carichi di progetto, soprattutto per quello che attiene alle azioni sismiche.

Per realizzare questo si dovrà procedere ad una fasciatura delle volte all'estradosso con tessuto in fibra di carbonio mono e bidirezionale.

Nello specifico verranno fasciati il perimetro e le diagonali delle volte a vela ed a crociera, le giunzioni delle “unghie” delle volte a botte e particolari punti più deboli in corrispondenza delle demolizioni previste.

Prima di posare il tessuto, pulire l'estradosso della volta fino al mattone con spazzole metalliche, avendo cura di rimuovere tutte le parti decoese e aspirare la polvere formatesi. Qualora la superficie risultasse troppo irregolare si riporterà un piano di posa colmando le lacune con malta cementizia premiscelata, a rapido indurimento. Applicare il tessuto in fibra di carbonio a doppia orditura fino ad una quota di 25° circa dalle reni della volta con l'applicazione di almeno 2 mani di resina di impregnazione bicomponente, senza solventi, tixotropica a base di resina epossidica. Verificare la temperatura minima di posa sulle schede tecniche del materiale scelto.

Dopo aver realizzato la fasciatura si dovranno riportare dei “frenelli” in muratura di mattoni pieni per il contenimento delle sollecitazioni orizzontali causate dal sisma per un'altezza pari ad almeno 2/3 della monta della volta.

Successivamente si potranno riempire le volte con materiale di risulta.

Per finire si dovrà realizzare un massetto di ripartizione in calcestruzzo classe 20/25 (R'_{ck} 250) armato con rete elettrosaldata $\phi 8$ maglia 20x20, sopra al riempimento. Tale rete dovrà essere collegata alle murature portanti perimetrali con barre in acciaio, diametro $\phi 10$, tassellate al muro ogni 100 cm con boiacca cementizia, con profondità di posa di almeno 15 cm.

Per la volta della stanza 14 su Via San Domenico, al piano interrato è previsto un ulteriore rinforzo in corrispondenza dell'infernotto, realizzato con un telaio in carpenteria metallica zincata, da porre in opera tassellata alla muratura. Tutta la carpenteria metallica sarà in acciaio S275, i tasselli saranno in classe 8.8.

Per quanto riguarda le volte a botte del portico (calpestio 2° piano) è previsto un rinforzo analogo a quello sopra descritto da effettuarsi all'estradosso.

Nello specifico saranno rinforzati i punti di giunzioni diagonali delle volte e le porzioni di muratura in corrispondenza dei pilastri del portico.

Si porranno in opera degli opportuni “frenelli” reggispinta, ove non presenti.

Realizzato un riempimento in materiale di risulta, si porrà in opera un massetto di ripartizione in calcestruzzo R'_{ck} 250 armato, con le stesse modalità di posa descritte per il rinforzo del piano terra.

-Rinforzo dei pilastri in cemento armato (cfr. Tavv. S25/S26/S27/S28)

I pilastri in cemento armato della manica su C.so Valdocco risultano realizzati con calcestruzzo avente R'_{ck} scadente e risultano pressoché privi di staffe.

Si deve, pertanto procedere con un intervento di confinamento conforme a quanto previsto dalla Circolare 617 del 2 febbraio 2009, paragrafo C8A.7.2.

Per prima cosa si dovrà rimuovere l'intonaco dei pilastri e portare a vista il calcestruzzo degli stessi.

Successivamente si dovranno realizzare un collare di testa e di base del pilastro.

Il collare di base pilastro avrà una piastra di base che sarà realizzata in due spezzoni, saldati in opera e tassellati al piano di calpestio. I tasselli saranno posizionati sulle travi principali del piano di calpestio. A piano terra i tasselli saranno posizionati nei maschi murari del piano interrato.

Le piastre saranno poste in “bolla” tramite i dadi posti sotto la piastra. Lo spazio tra solaio e piastra dovrà essere riempito con malta cementizia espansiva applicabile per colaggio.

Sulla piastra di base saranno saldate quattro piastre laterali, spessore 15 mm, alte 50 cm dal piano della piastra di base.

Tali piastre laterali saranno ulteriormente bloccate in posizione da una barra filettata passante M30, classe 8.8, con dado e contro dado da entrambi i lati.

Il collare di testa pilastro sarà realizzato con quattro piastre, spessore 15 mm, alte 75-80 cm, collegate a due a due tramite barre passanti M24/27/30 con dado e contro dado.

Tutte le piastre laterali, una volta messe in opera, dovranno essere saldate tra di loro.

Alle piastre di testa pilastro saranno saldati dei canotti ad “U”, lunghi 25 cm, ad avvolgere le travi principali e secondarie.

Dopo aver posto in opera i collari di testa e base pilastro si potranno porre in opera quattro angolari L 150x150, spessore 15 mm, incollati al pilastro con adesivo epossidico per incollaggi strutturali, a pasta morbida tixotropica, a base di resina epossidica esente da solventi con filler speciali.

Dopo almeno 7 gg dall'incollaggio, si potrà procedere alla posa in opera dei calastrelli. Detti calastrelli hanno dimensioni e passo variabile da piano a piano. I calastrelli dovranno essere preriscaldati in modo da dilatarsi e successivamente saldati in opera, in modo da esercitare l'effetto di confinamento al loro raffreddamento.

Gli angolari dovranno essere saldati ai collari di testa e base pilastro.

La sequenza d'intervento per il rinforzo dei pilastro dovrà essere la seguente.

1. rinforzo dei pilastri dal piano terra al 1° piano;

2. rinforzo e ricostruzione del solaio del 1° piano;
3. rinforzo dei pilastri dal 1° al 2° piano;
4. rinforzo e ricostruzione del solaio del 2° piano;
5. rinforzo pilastri dal 2° al 3° piano
6. rinforzo e ricostruzione del solaio del 3° piano;
7. rinforzo dei pilastri dal 3° al 4° piano;

Tutti gli angolari, le piastre ed i calastrelli saranno in acciaio S 355.

-Rinforzo dei solai esistenti (cfr. Tavv. S16BIS/S18/S19/S20/S21/S22/S23/S24)

Al fine di adeguare la struttura in cemento armato alle sollecitazioni dei carichi di progetto risulta necessario rinforzare la quasi totalità delle travi principali e secondarie.

A progetto è previsto di realizzare un placcaggio laterale, inferiore e superiore di 7,5 cm di spessore, all'interno del quale annegare le barre di armatura necessarie.

Operativamente, per prima cosa si dovrà rimuovere tutto l'intonaco dalle travi e si dovranno rimuovere eventuali porzioni di calcestruzzo decoese.

La superficie laterale ed inferiore del calcestruzzo esistente dovrà essere picchettata al fine di rendere sufficientemente scabra la superficie e renderla così un miglior aggrappo per il getto integratore.

Solo per le travi del 4° piano (copertura del terzo piano) della manica su C.so Valdocco, comprese tra Via San Domenico e lo scalone centrale (rif. travi 1 / 2 / 3 / 4 / 5 / 6. / 15 / 16 / 17 / 18 / 19 / 20 / 21 / 22 / 23 / 24 / 25 / 26 cfr. Tavv S6/S23) si dovrà procedere alla rimozione totale del copriferro, previa demolizione dei solai adiacenti, alla pulizia del ferro d'armatura esistente ed al trattamento con un passivante cementizio monocomponente polimero modificato contenente inibitori della corrosione, da stendere a pennello. Per quanto riguarda le barre d'armatura, si dovrà rimuovere non solo il copriferro la una corona circolare do cls attorno alla barra per almeno 2 cm.

Per tutte le travi da rinforzare, si dovrà porre in opera una barra $\phi 16$ ogni metro. Ortogonale all'asse della trave, posta circa nella mezzeria del ribassamento. Tale barra, dovrà sporgere di circa 5 cm dal filo del calcestruzzo attuale e dovrà essere posta in opera in un foro $\phi 30$ precedentemente realizzato.

Nel foro, a barra inserita, dovrà essere iniettato un adesivo bicomponente, leggermente tixotropico, privo di solventi.

A questo punto, si dovranno porre in opera le piastre/mensola di aggancio ai muri (cfr. particolari 1/2/3/8/9/10/11). Tali piastre saranno realizzate con un piatto di dimensioni variabili, in acciaio, spessore 12 mm, tassellato a mano con 6/8 tasselli M20 – M24, classe 8.8.

I tasselli avranno una profondità di posa variabile in ragione delle sollecitazioni previste e saranno ancorati al muro con un adesivo composto da una resina base epossidica bisfenolo A/F (esente da stirene), con riempitivo inorganico e da una mistura indurente con poliammine, polvere di quarzo e cemento.

Sui piatti tassellati a muro dovranno essere saldate delle mensole a “C”, realizzate con piatti spessore 12 mm saldati tra loro, di dimensioni variabili.

Tali mensole dovranno essere allineate con le corrispondenti mensole sui pilastri (ove presenti) e costituiranno il filo della casseratura.

Posizionate le mensole, si potrà procedere alla posa dei ferri d'armatura. Successivamente dovranno essere realizzati gli scassi sui solai adiacenti per la posa delle staffe che verranno realizzate ad “U” e poi piegate in opera.

Si dovranno, inoltre, praticare gli scassi dei solai adiacenti per potere effettuare il getto. Prima di casserare, si dovrà lavare abbondantemente le porzioni di calcestruzzo da integrare.

I ferri longitudinali inferiori e laterali, oltre alle staffe, dovranno essere saldate alle mensole. I ferri superiori delle travi principali dovranno essere legati a 3 barre $\phi 30$ che verranno tassellate passanti sui pilastri in cemento armato.

Il getto dovrà essere realizzato con calcestruzzo autocompattante (SCC) a prestazione garantita, in accordo alle UNI EN 206-1 e UNI 11040 per strutture in elevazione, confezionato con aggregati lavati, non gelivi, privi di impurità, non reattivi con gli alcali, aventi diametro massimo 16 mm.

Tale calcestruzzo dovrà avere consistenza S5 (Uni En 12350/2, T 20°C, $U_r > 90\%$).

Il prodotto confezionato dovrà avere una resistenza a compressione a 28 giorni maggiore di 40 MPa (pari ad una classe 32/40).

Prima di effettuare il getto, pulire e saturare il calcestruzzo esistente con getti d'acqua a pressione per evitare che il supporto dell'esistente sottragga acqua all'impasto e che il supporto sia scevro da polveri che comprometterebbero l'aderenza dei due getti. Eseguire il getto con continuità senza interruzioni, da un solo lato della trave per consentire la fuoriuscita dell'aria dalla parte opposta.

Nella parte superiore delle travi, in corrispondenza delle porzioni del solaio che non sono state demolite e ricostruite, si lascerà uno spezzone $\phi 10$ ogni 50 cm posto ortogonalmente all'asse della trave.

Si poserà poi una rete elettrosaldata $\phi 10$ maglia 20x20 nella campitura del solaio e verrà legata agli spezzoni suddetti.

Successivamente si procederà ad un getto di ripartizione sopra tali solai da effettuarsi con calcestruzzo alleggerito strutturale avente densità non superiore a 1600 kg/m^3 e una resistenza caratteristica non inferiore a 25 N/mm^2 .

Il massetto di completamento superiore dovrà essere realizzato con calcestruzzo alleggerito avente una densità non superiore a 1200 kg/m^3 .

Prima di eseguire un rinforzo sistematico di tutte le travi del 1° piano, l'Impresa, di concerto con la D.L., eseguirà il rinforzo di una trave principale (tra muro e pilastro), delle travi secondarie convergenti su questa e delle relative campiture di solaio, al fine di verificare le criticità e la migliore procedura di posa in opera.

A maturazione avvenuta del calcestruzzo, verrà realizzata una prova di carico della zona, al fine di valutare il comportamento sotto carico dei solai rinforzati.

Tutte le barre d'armatura e le staffe dovranno essere in acciaio FeB 450C, tutte le piastre in acciaio S 275, tutti i tasselli in classe 8.8.

-Demolizione ricostruzione di solai e travi (cfr. Tavv. S3 / S4 / S5 / S6 / S16 / S16bis / S18 / S19 / S20 / S21 / S22 / S23 / S24)

Alcune porzioni di solaio, eventualmente comprensive delle travi principali e secondarie, dovranno essere demolite perché non rinforzabili o non in grado di reggere il consistente aumento di carico.

A tutti i piani dovranno essere demolite porzioni di solaio in corrispondenza delle nuove scale, ascensori e cavedi.

Tali porzioni verranno ricostruite con travi in calcestruzzo normale (classe 25/30 R'_{ck} 30) con armature similmente verranno rimossi lente in acciaio FeB 450C.

I solai saranno realizzati a blocchi in laterizio con caldana superiore 18+4 o 16+4 cm oppure in soletta piena.

Similmente verranno rimossi, perché gravemente compromessi, i solai delimitati dalle travi della manica su C.so Valdocco, comprese tra Via San Domenico e lo scalone centrale (rif. travi 1/2/3/4/5/6/15/16/17/18/19/20/21/22/23/24/25/26 cfr. Tavv. S3/S4/S5/S16 bis/ S19/S21/S23).

Verranno altresì rimosse le porzioni di solaio a doppia orditura che si trovano in corrispondenza delle stanze ove, a progetto generale, è prevista la realizzazione di un archivio.

Nello specifico tali campiture d'area si trovano al 2° e 3° piano.

Tali solai dovranno essere ricostruiti utilizzando elementi prefabbricati alleggeriti tipo “termodalle” con armatura incrociata che dovrà essere tassellata alle travi esistenti che verranno rinforzate.

I solai prefabbricati dovranno avere un peso proprio (compreso il getto di completamento) non superiore ai 205 kg/m^2 . Nelle porzioni di solaio adiacenti ai muri portanti, i ferri ed i monconi dovranno essere tassellati alla muratura.

Per le tassellature si dovrà utilizzare un adesivo epossidico bicomponente fluido, leggermente tixotropico, privo di solventi. La profondità di posa, nei muri perimetrali, dovrà essere di almeno 25/30 cm.

L'Impresa fornirà alla D.L. il disegno esecutivo degli elementi prefabbricati, comprensivi dei ferri d'armatura, ed una Relazione di Calcolo, comprovante i carichi utilizzati, prima della posa in opera.

Le porzioni di solaio ove verranno demolite anche le travi si trovano, principalmente, al 1° piano (copertura del piano terra).

Per le demolizioni di queste porzioni si dovrà, dapprima, rimuovere il solaio e, solo in un secondo tempo, rimuovere le travi, dopo aver realizzato i setti di legatura trasversale.

Dovrà essere realizzato un appoggio soddisfacente per le travi nel muro.

Per evitare di realizzare troppe lesioni nel muro, le travi verranno realizzate nello stesso posto delle travi esistenti. Ogni trave dovrà avere un ammorsamento a “coda di rondine” nel muro per trasferire correttamente le spinte orizzontali (cfr. part. 4 Tav. S18).

I solai saranno realizzati con elementi prefabbricati alleggeriti, a doppia o a semplice orditura, in modo simile ai solai esistenti.

Il calcestruzzo delle porzioni in ricostruzione sarà in classe 25/30 ($R'_{ck}30$), con consistenza S4, l'acciaio delle armature e delle staffe sarà FeB 450C.

-Realizzazione dei setti ascensore, dei cavedi e delle scale nuove in cemento armato (cfr Tavv. S29/S30/S31/S32)

A progetto è prevista la realizzazione di due scale, due vani ascensore e due cavedi per gli impianti.

Le scale, i vani ascensore ed i cavedi avranno setti portanti in cemento armato, di spessore variabile, sui quali poseranno le travi portanti ed i cordoli di completamento.

I setti, le travi ed i cordoli saranno realizzati in calcestruzzo classe 25/30 (R'ck30) con consistenza S4 mentre per le rampe è richiesta una consistenza S3.

Le armature dei setti, delle travi e delle rampe scale, saranno in acciaio FeB 450C.

Le piastre ed i profilati di legatura delle porzioni di volte demolite saranno in acciaio S275.

Si dovrà porre particolare attenzione alla demolizione della volte a botte su Via San Domenico, in prossimità del vano ascensore e del cavedo.

L'Impresa concorderà con la D.L. le procedure più idonee per la demolizione dopo la rimozione dei massetti e dei riempimenti esistenti al fine di evidenziare eventuale crepe all'estradosso.

Procedere alla fasciatura in fibra di carbonio prima di eseguire le demolizioni previste.

VERIFICA DELLA SICUREZZA E VERIFICA DEGLI ELEMENTI NELLA SITUAZIONE SUCCESSIVA AGLI INTERVENTI DI PROGETTO.

Carichi applicati alla struttura nella configurazione di progetto:

- peso proprio elementi strutturali (travi, muri, putrelle):	reale calcolato dal programma
- peso proprio solai esistenti	150 kg/m ²
- peso proprio volte non modellate	450 kg/m ²
- peso proprio volte scala	220 kg/m ²
- peso proprio solaio 16+4	245 kg/m ²
- permanente piano terra	580 kg/m ²
- permanente ai piani superiori	100 kg/m ²
- permanente zona con putrelle e volterrane	380 kg/m ²
- permanente scala	150 kg/m ²
- permanente muretto scala	200 kg/m ²
- peso proprio e permanente tetto in legno	100 kg/m ²
- sovraccarico scuole	300 kg/m ²
- sovraccarico neve	126 kg/m ²

Per quanto riguarda le sollecitazioni sismiche, la struttura è stata sottoposta ad uno spettro sismico identico a quello descritto in precedenza.

Gli interventi di progetto sopra descritti, oltre a garantire resistenza e duttilità negli elementi di nuova realizzazione, hanno conferito maggiore resistenza e duttilità agli elementi rinforzati, ponendo l'attenzione anche sui meccanismi locali, conformemente alle prescrizioni del paragrafo 8.4.2. del D.M. 14/1/2008.

In tal senso sono da intendersi il rinforzo degli architrave con profilati metallici, la fasciatura in fibra di carbonio degli elementi più “deboli” delle volte in muratura, la realizzazione del portale per l'appoggio della volta a crociera nel piano interrato, inserimento di “frenelli” in muratura.

Particolare attenzione è stata attribuita ad interventi volti a ridurre la deformabilità dei solai, con la demolizione e ricostruzione di nuovi solai, oppure con il consolidamento degli stessi con un massetto di ripartizione delle spinte tassellato a muro.

Per quanto attiene alle verifiche degli elementi portanti della struttura, esse sono state condotte tramite il programma MasterSap, ove possibile, tramite altri programmi di calcolo oppure a mano.

Per quanto riguarda i risultati di calcolo ottenuti con il programma Mastersap, in allegato si possono trovare i tabulati con i dati della verifica.

Per agevolare la lettura di tali tabulati, riportiamo qui una illustrazione dei simboli e dei loro significati per le varie tabelle.

I RISULTATI PER TRAVI, PILASTRI, SETTI E TRAVI DI FONDAZIONE

Fra le informazioni di testa per le travi è anche segnalata la componente del peso proprio e il carico medio. Per i soli pilastri oltre al numero strutturale dell'asta è anche indicato l'eventuale numero di pilastrata.

Le sollecitazioni sono riferite al sistema locale x, y, z. Vengono riportate, in ordine:

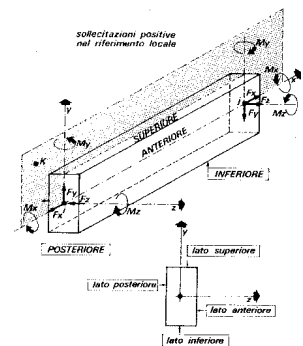
- numero combinazione di carico;
- ascissa di calcolo (cm);
- in sequenza F_x , F_y , F_z (F); M_x , M_y , M_z ($F \cdot m$).

Per le travi e le fondazioni viene applicata la regola della traslazione. In particolare il momento flettente viene incrementato, dove richiesto, del prodotto di F_y (o F_z) con $0.9 \cdot d$, dove d è l'altezza utile corrispondente.

Per elementi trave di fondazione F_x , F_z , M_y sono generalmente nulli.

Le convenzioni adottate sui segni delle sollecitazioni sono (vedi figura):

- F_x (sforzo normale) è positivo se di trazione;
- F_y (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso positivo dell'asse locale corrispondente;
- F_z (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso negativo dell'asse locale corrispondente;
- M_x (momento torcente) è positivo se antiorario intorno a x a sinistra dell'ascissa in esame;
- M_y (momento flettente) è positivo se tende le fibre posteriori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse z ;
- M_z (momento flettente) è positivo se tende le fibre inferiori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse y .



Compaiono poi nel tabulato gli ulteriori risultati:

- in sequenza, armatura posteriore, anteriore, inferiore, superiore (cm^2); si noti che tali armature sono quelle totali. La sezione di due reggistaffe contribuisce in tutti quattro i valori di armatura; per i pilastri circolari viene determinata e stampata l'armatura totale distribuita uniformemente su tutta la circonferenza;
- campo (di rottura): rappresenta il campo di rottura determinato dalla procedura di verifica; nel caso delle travi, qualora sia stata deselezionata la verifica a sforzo normale, il campo di rottura viene sostituita dal rapporto x/d ;

- indice di resistenza a presso-tensoflessione (F_x , M_y , M_z): rappresenta il moltiplicatore delle sollecitazioni allo s.l.u., ovvero il rapporto fra la sollecitazione agente e quella resistente;
- indice di resistenza a taglio/torsione (F_y , F_z , M_x) o indice di resistenza a taglio/torsione (Bielle) per NTC 2008: rappresenta l'indice di resistenza delle bielle compresse sollecitate a taglio e/o torsione;
- Indice di resistenza a taglio/torsione (V , M_x): rappresenta l'indice di resistenza "taglio e torsione" per elementi che non necessitano di armatura trasversale.
- Indice di resistenza a scorrimento: compare solo nel caso di setti calcolati con l'Ordinanza 3431 e NTC 2008 e riporta l'indice di resistenza che si ricava dal rapporto fra la resistenza a scorrimento (vedi § 5.4.5.2 dell'Ordinanza e § 7.4.4.5.2.2 delle NTC/2008) e la sollecitazione di taglio.
- asw_{ta} , asw_{to} : in cm^2/m rappresenta l'area di armatura per unità di lunghezza derivante, rispettivamente, dall'effetto di taglio e torsione;
- passo staffe: in cm rappresenta il passo delle staffe derivante da asw_{ta} e asw_{to} e dall'applicazione dei minimi di normativa.
- per i pilastri, nel caso NTC 2008, nelle colonne αM_y e αM_z vengono riportati i valori dei moltiplicatori delle sollecitazioni M_y ed M_z derivanti dal rispetto della gerarchia delle resistenze trave/pilastro.

Viene evidenziata, su una riga conclusiva apposita, l'involuppo delle armature in grado di resistere a tutte le situazioni. Per la sezione rettangolare viene riportata l'armatura aggiuntiva effettiva sui quattro lati, detraendo dall'armatura totale quella dei reggistaffe. Per la sezione circolare è invece sempre riportato il valore totale distribuito. Viene infine indicato il passo delle staffe calcolato o di normativa.

Alla fine del tabulato di progetto delle armature riguardante un'asta, se attivata l'opzione sulla combinazione dei carichi, la procedura propone uno specchietto che riepiloga nell'ordine:

- numero della combinazione di carico che dà luogo al momento massimo; tale sollecitazione può infatti derivare per effetto di una combinazione di carico spaziale di MasterSap (in questo caso viene riportato il relativo numero di combinazione o simbolo identificativo) o a causa della combinazione dei carichi permanenti e variabili o dell'eventuale momento di sicurezza (in questo secondo caso il contrassegno di combinazione è dato dal simbolo --);
- x_{Mmax} ; ascissa dell'asta in cui si verifica il momento massimo positivo;
- M_{max} ; valore del momento massimo positivo;
- A_{inf} , D. inf agg.; armatura inferiore totale derivante dall'azione del momento massimo positivo, numero e diametro delle barre aggiuntive, come al solito, rispetto ai reggistaffe comunque presenti;
- A_{sup} , D. sup agg.; valgono le stesse considerazioni di sopra, riferite all'armatura superiore;
- il rapporto x/d e l'indice di resistenza a flessione.

Nelle verifiche di esercizio per gli elementi vengono considerati i soli effetti del momento flettente M_z , ma per comodità dell'utente il tabulato riporta anche il valore delle altre sollecitazioni, incluse fra [] per significare che non entrano in gioco nella verifica. Per lo stesso motivo fra parentesi [] sono anche riportate le armature anteriori e posteriori.

- Apertura delle fessure w (mm): rappresenta l'ampiezza della fessura derivante dall'azione del momento flettente M_z all'ascissa indicata. La fessura si apre superiormente per M_z negativo, inferiormente per M_z positivo.

La freccia viene riportata nel prospetto specifico (che compare a fine trave) riguardante anche il momento massimo in campata.

Per i restanti tipi di elementi (pilastri e setti) viene effettuata la sola verifica delle tensioni di esercizio (non compaiono pertanto risultati sull'apertura delle fessure e sulla freccia). La sezione viene trattata a presso-tensoflessione, trascurando in questo caso l'eventuale contributo del calcestruzzo a trazione. Vengono ignorate agli effetti della verifica le sollecitazioni torcenti e di taglio, comunque riportate fra [] nei tabulati per memoria.

Se si verifica la necessità di armare a punzonamento le travi o le fondazioni viene determinata la sezione complessiva delle barre piegate, che andranno disposte parallelamente alle staffe della trave.

Vengono indicate:

- asta: numero dell'asta oggetto di verifica;
- ascissa x (cm): ascissa dell'asta;
- taglio: valore dell'azione di taglio complessiva agente al nodo;
- carico limite di punzonamento;
- coefficiente di sicurezza al punzonamento;
- armatura piegate a punzonamento (cm^2), eventuale.

I RISULTATI PER ELEMENTI GUSCIO IN C.A.

Il tabulato riporta:

- numero elemento in esame.;
- numero combinazione di carico;
- N_{xx} (F), M_{xx} (F*m), N_{yy} (F), M_{yy} (F*m): sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente; le sollecitazioni con indice xx producono tensioni in direzione locale xx; analogamente per yy. Si tenga presente che gli sforzi normali sono positivi se di trazione, i momenti flettenti sono positivi se tendono le fibre inferiori.

Successivamente vengono riportati gli esiti della verifica:

- A_{xx} inf, A_{xx} sup, A_{yy} inf, A_{yy} sup (cm^2): le armature in direzione xx risultano dalla verifica a presso-tensoflessione effettuata sulla base di N_{xx} e M_{xx} ; analogamente per yy; le sollecitazioni sono calcolate per un tratto pari al passo;
- indici di resistenza per le verifica a pressoflessione, a taglio nel piano e a taglio fuori piano. Per il taglio nel piano si controlla che $S_{xy} \leq f_{cd}/(f_{ck})^{1/2}$; l'indice di resistenza a taglio è il rapporto fra il primo e il secondo termine della disuguaglianza;
- il taglio fuori piano (chiamato V_z), agente lungo l'asse locale z ortogonale all'elemento, viene perciò utilmente confrontato con il taglio limite V_{rd1} contemplato per sezioni sprovviste di armatura a taglio.

I risultati della verifica a punzonamento si riferiscono alla situazione più sfavorevole che determina il valore più elevato dell'azione di punzonamento.

Vengono riportati:

- forza di punzonamento (valore dell'azione di punzonamento agente al nodo);
- carico limite di punzonamento;

- se necessaria: armatura totale teorica nella 1^a direzione locale (cm^2), ovvero parallelamente all'asse locale y del pilastro;
- analogamente per la 2^a direzione, parallela all'asse locale z.

VERIFICHE DI OPERE IN MURATURA

Il tabulato che riguarda la verifica dei maschi murari riporta i seguenti risultati:

- posizione: le posizioni sono quelle di testa (indicata con l), di piede (0) e quelle intermedie (le due previste per l'EC6, 2/5l e 3/5l) oppure l'unica per s.l. e t.a. (1/2l); in questo caso con 1/2l si intende indicare la posizione a momento massimo;
- c.c., combinazione di carico; la verifica è differente per le combinazioni sismiche e quelle non sismiche;
- Fx: sforzo normale, negativo se di compressione;
- V: taglio nel piano del pilastro;
- My, Mz: momenti flettenti con azione nel piano e fuori piano del pilastro; in relazione al valore di B e H i due momenti possono svolgere un'azione nel piano o fuori dal piano dell'elemento;
- es1/eV, es2/eb: sono le eccentricità; es1 viene calcolato in testa, eV in posizione intermedia, es2 ancora in testa, eb alla base, questi quattro dati sono stati compattati in due colonne e vanno letti alla riga (sezione) corrispondente. Nel caso dell'EC6 queste eccentricità sono sostituite da ei/emk.
- $\phi/\phi_t/\phi_b$: sono i coefficienti di riduzione della resistenza; anche in questo caso viene utilizzata una sola colonna: ϕ viene determinato in testa, ϕ_t in posizione intermedia, ϕ_b alla base. Nel caso dell'EC6 questi ϕ sono sostituiti da ϕ_i/ϕ_{mk} ;

- F_x/A : tensione media nell'elemento, negativa se di compressione;
- IRN: rappresenta l'indice di resistenza inteso come rapporto fra la tensione media di compressione e la tensione limite. Al piede del pilastro rappresenta l'indice peggiore (più elevato) derivante dalla verifica a compressione e da quella a presso flessione nel piano dell'elemento;
- β : coefficiente di parzializzazione della sezione, calcolato in base all'eccentricità e_b ;
- τ : rappresenta la tensione media a taglio;
- f_{vk} : resistenza caratteristica a taglio;
- IRV: rapporto fra la tensione media e la tensione limite a taglio;
- IrM: viene calcolato solo al piede del pilastro; rappresenta l'indice di resistenza a momento flettente per pressoflessione nel piano, ottenuto come rapporto fra il momento flettente agente nel piano e il momento ultimo Mult calcolato. Viene anche messo in evidenza, con il simbolo IrMz, se il momento nel piano è Mz, con IrMy se il momento nel piano è My;
- IrMfp: viene calcolato solo al piede del pilastro; rappresenta l'indice di resistenza a momento flettente per pressoflessione fuori piano, ottenuto come rapporto fra il momento flettente agente fuori piano e il momento ultimo Mult calcolato. Viene anche messo in evidenza con IrMz se il momento che agisce fuori piano è Mz, con IrMy se agisce invece My.

Per quanto riguarda le travi, principali e secondarie, sia nuove sia rinforzate, nei tabulati si trova una verifica della sezione effettuata con calcestruzzo classe C25/30 ed acciai FeB 450C per le combinazioni di carico statiche (S.L.U. e S.L.E.) e dinamiche (S.L.V.).

Tale scelta risulta indubbiamente corretta per le travi “nuove” ma decisamente conservativa per le travi rinforzate. Infatti si è scelto di non considerare completamente l'acciaio delle armature esistenti, che pure portano ed hanno portato, in molti casi, un carico analogo a quello di progetto, e di fare la verifica per una resistenza a compressione media tra la resistenza delle travi attuali (R'_{ck} 150 – 250 circa) e la resistenza a compressione del calcestruzzo per i rinforzi (R'_{ck} 500), ignorando completamente l'effetto di confinamento che tende a far aumentare, anche sensibilmente, la classe di un calcestruzzo esistente.

Si è anche effettuata una verifica, per gli elementi più sollecitati, dei risultati ottenuti considerando, in seconda battuta, solo l'apporto di una sezione rettangolare cava, pari al rinforzo effettuato.

In tutti i casi si è ottenuto un risultato superiore alle azioni sollecitanti.

Per le travi di fondazione, la verifica è stata effettuata aumentando le azioni date dal sisma di un fattore 1.1, conformemente al paragrafo 7.2.5. del D.M. 14/01/2008.

Per quanto riguarda le sezioni di muratura, coerentemente con quanto esposto dalla Norma, sono stati verificati i maschi murari per le combinazioni di carico S.L.U.

Sulla base dei risultati delle prove a martinetto doppio della tabella C8A.2.1 di cui al paragrafo C8A.2 della Circolare 617 del 02/02/2009, del fattore di confidenza $F_c = 1,2$, dei fattori correttivi della tabella C8A.2.2 e della tipologia dei materiali scelti per gli interventi correttivi, sono stati caratterizzate le seguenti tipologie di muratura:

1. Muratura piano interrato ($f_k = 28 \text{ kg/m}^2 - f_{vko} = 0,66 \text{ kg/m}^2$)
2. Muratura piano interrato con intonaco armato di betoncino ($f_k = 42 \text{ kg/m}^2 - f_{vko} = 0,99 \text{ kg/m}^2$)
3. Muratura piano interrato con placcatura in calcestruzzo ($f_k = 60 \text{ kg/m}^2 - f_{vko} = 0,99 \text{ kg/m}^2$)
4. Muratura in elevazione ($f_k = 23 \text{ kg/m}^2 - f_{vko} = 0,66 \text{ kg/m}^2$)
5. Muratura in elevazione interrato con intonaco armato di betoncino ($f_k = 34 \text{ kg/m}^2 - f_{vko} = 0,99 \text{ kg/m}^2$)
6. Muratura in elevazione con placcatura in calcestruzzo ($f_k = 48 \text{ kg/m}^2 - f_{vko} = 0,99 \text{ kg/m}^2$)

Considerata l'incertezza legata al modello ed alle assunzioni conservative fatte, si è deciso di considerare verificati tutti gli elementi che presentassero uno scarto del 5% rispetto ai valori sopra indicati. In allegato si possono trovare i tabulati con le verifiche dei maschi murari .

Per quanto riguarda i pilastri in cemento armato, la metodologia di rinforzo scelta, il confinamento metallico della sezione, garantisce da un lato l'aumento del valore di resistenza a compressione del calcestruzzo per effetto del confinamento e dall'altro consente di porre in opera un'armatura trasversale sufficiente a garantire la resistenza a taglio ed un meccanismo di rottura di tipo duttile.

La verifica è stata condotta conformemente alle formule di cui al paragrafo C8A.7.2 della Circolare 617 e cioè:

$$V_j = \text{resistenza a taglio aggiuntiva} = 0,5 ((2t_j * b_j) / s) * f_{yw} * 1/\cos \alpha_t$$

Con:

$$\alpha_t = 45^\circ$$

$$f_{yw} = 338 \text{ N/mm}^2$$

b_j = larghezza bande

t_j = spessore bande = 15 mm

s = interasse bande

$b/s = 1$ nel caso di camicie continue

f_{cc} = resistenza conglomerato confinato = $f_c \left\{ 1 + 3,7 * [(0,5 * \alpha_n \alpha_s \rho_s f_{yw}) / f_c]^{0,86} \right\}$

con:

ρ_s = rapporto volumetrico armatura trasversale,

α_n = fattore di efficienza del confinamento nella sezione;

α_s = fattore di confinamento lungo l'elemento,

$f_{yw} = 338 \text{ N/mm}^2$ per acciaio S355;

f_c = resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato.

I risultati di tali formule sono poi stati utilizzati in un programma di verifica delle sezioni in cemento armato della ditta Studio Software AMV s.r.l. per definire il diagramma $N - M$ e l'armatura a taglio necessaria in base alle sollecitazioni di progetto.

Nel caso dei pilastri 55x55 tra piano terra e piano primo, ad esempio, armati con 8 ϕ 16 longitudinali e staffe ϕ 5 passo 30 cm, l'inviluppo delle sollecitazioni di progetto sul pilastro più carico, comprensive delle azioni sismiche, è il seguente:

$N = 221.600 \text{ kg}$

$T_{\max} = 1.812 \text{ kg}$

$M_{\max} = 7.388 \text{ kg}$

Applicando le formule sopra descritte sulla base delle fasciature previste a progetto e delle caratteristiche meccaniche dei materiali, si ha:

$f_c = 11,29 \text{ N/mm}^2$

f_{cc} = zona di base e di testa = 55 N/mm^2

$$f_{cc} = \text{zona intermedia} = 20,56 \text{ N/mm}^2$$

$$V_j = \text{zona di base e di testa} = 7.171 \text{ kg}$$

$$V_j = \text{zona intermedia} = 1.722 \text{ kg}$$

Inserendo tali dati si ottiene un momento massimo a pressoflessione pari a:

$$M = 32.974 \text{ kgm}$$

Valore ampiamente superiore al Momento sollecitante.

Per il taglio, l'effetto combinato delle staffe esistenti e delle fasciature, porta ad un valore resistente variabile tra 10080 kg alla base a 4.630 kg in mezzzeria, valori entrambi superiori al taglio sollecitante.

Nel caso dei pilastri 50x50 tra piano primo a piano secondo, ad esempio, armati con 8 ϕ 16 longitudinali e staffe ϕ 5 passo 30 cm, l'involuppo delle sollecitazioni di progetto sul pilastro più carico, comprensive delle azioni sismiche, è il seguente:

$$N = 170.000 \text{ kg}$$

$$T_{\max} = 7.434 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 15.920 \text{ kg}$$

Applicando le formule sopra descritte sulla base delle fasciature previste a progetto e delle caratteristiche meccaniche dei materiali, si ha:

$$f_c = 18,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cc} = \text{zona di base e di testa} = 60,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cc} = \text{zona intermedia} = 31 \text{ N/mm}^2$$

$$V_j = \text{zona di base e di testa} = 7.171 \text{ kg}$$

$$V_j = \text{zona intermedia} = 3.073 \text{ kg}$$

Inserendo tali dati si ottiene un momento massimo a pressoflessione pari a:

$$M = 31.850 \text{ kgm}$$

Valore ampiamente superiore al Momento sollecitante.

Per il taglio, l'effetto combinato delle staffe esistenti e delle fasciature, porta ad un valore resistente variabile tra 10880 kg alla base a 6.790 kg in mezzzeria, valori entrambi superiori al taglio sollecitante.

Nel caso dei pilastri 40x40 tra piano terra e piano primo, ad esempio, armati con 4 ϕ 16+4 ϕ 12 longitudinali e staffe ϕ 6 passo 30 cm, l'involuppo delle sollecitazioni di progetto sul pilastro più carico, comprensive delle azioni sismiche, è il seguente:

$$N = 125.0000 \text{ kg}$$

$$T_{\max} = 4.465 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 9.654 \text{ kg}$$

Applicando le formule sopra descritte sulla base delle fasciature previste a progetto e delle caratteristiche meccaniche dei materiali, si ha:

$$f_c = 14,30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cc} = \text{zona di base e di testa} = 97,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cc} = \text{zona intermedia} = 26,60 \text{ N/mm}^2$$

$$V_j = \text{zona di base e di testa} = 7.171 \text{ kg}$$

$$V_j = \text{zona intermedia} = 1.722 \text{ kg}$$

Inserendo tali dati si ottiene un momento massimo a pressoflessione pari a:

$$M = 17.000 \text{ kgm}$$

Valore ampiamente superiore al Momento sollecitante.

Per il taglio, l'effetto combinato delle staffe esistenti e delle fasciature, porta ad un valore resistente variabile tra 10.000 kg alla base a 4.647 kg in mezzzeria, valori entrambi superiori al taglio sollecitante.

Per quanto riguarda le piastre in acciaio di rinforzo delle travi, la verifica è stata effettuata sulla base dell'inviluppo delle sollecitazioni agenti provenienti dalle combinazioni di carico a S.L.U. ed a S.L.V.

Prendendo, ad esempio, le sollecitazioni massime delle travi ai vari piani e considerando che su tali mensole grava esclusivamente il taglio proveniente dalla trave, siccome il momento viene bilanciato in altro modo, si ha:

$$T_{\max} = 29.000 \text{ kg}$$

Tale taglio è applicato a circa 15 cm dal muro/pilastro ed induce un momento trasposto pari a :

$$M_{\text{trasp}} = 29.000 * 0,15 = 4.350 \text{ kg}$$

Queste sollecitazioni sono applicate da una trave 40x70.

La mensola risulta una sezione a "C", dimensioni 400x505 mm , sp. 12 mm, ed ha le seguenti caratteristiche geometriche:

$$J_z = 45741 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 50945 \text{ cm}^4$$

$$W_{z\text{sup}} (\text{zona tesa}) = 1432,09 \text{ cm}^3$$

$$W_{z\text{inf}} (\text{zona compressa}) = 2464,49 \text{ cm}^3$$

$$A = 166,32 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Max}} = 174,36 \text{ k/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{VM}} = \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)} = 428,5 < 1900 \text{ k/cm}^2$$

Per le saldature della stessa mensola alla piastra posta a muro, considerando, conservativamente, solo i cordoni verticali, si ha:

$$\text{Area cordoni: } 493 \times 4 \times 10 = 19.720 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{\text{saldatura}} = 290.000 / 19729 = 14,71 \text{ N/mm}^2$$

secondo il punto 4.2.8.2.4 del D.M. 14/01/2008:

$$(3\tau_{\text{II}}^2)^{0,5} < f_{yw} / \beta \gamma_{M2}$$

con:

$$f_{yw} = 338 \text{ N/mm}^2 \text{ per acciaio S355}$$

$$\beta = 0,9$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$\text{da cui } 26,34 < 300,4 \text{ N/mm}^2$$

Per quanto attiene alla verifica per le azioni sismiche, sia le travi sia i pilastri risultano verificati per le combinazioni di carico S.L.U. con un sisma pari al sisma di progetto.

Per quanto attiene ai maschi murari, invece, tale sollecitazione risulta troppo elevata, soprattutto per le verifiche a taglio.

Operando una diminuzione progressiva del sisma di progetto, tenendo conto di particolari costruttivi ulteriori rispetto a quelli modellati quali la presenza di frenelli o le fasciature in fibra di carbonio, considerando l'effettivo punto di applicazione dei carichi verticali, esiziali nella verifica a taglio per la componente di coesione, e trascurando i fenomeni locali dovuti alla modellazione 3D, si può verificare che la struttura sopporta le sollecitazioni provenienti dal a_g/g pari al 75% del sisma di riferimento per la zona, a conferma del miglioramento del comportamento sismico effettuato.

In allegato si riporta il tabulato di verifica per tali combinazioni di carico.

Codice di calcolo adottato, solutore e affidabilità dei risultati

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di *Lanczos* noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria *LAPACK*.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

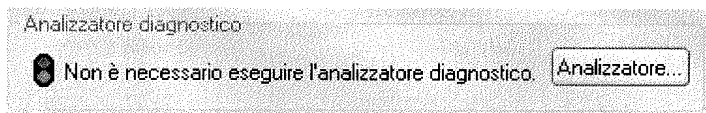
Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un

controllo di compatibilità. Un
ulteriore procedura di controllo può



essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.