

A. O. San Gerardo di Monza
Comune di Monza
Provincia di Monza e Brianza

Gruppo di Lavoro Tecnico

Ospedale San Gerardo di Monza

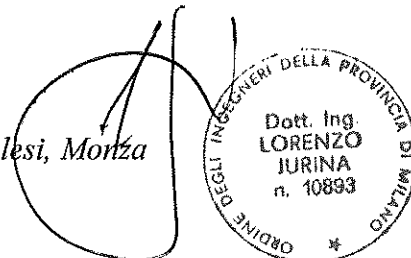
Sintesi delle indagini strutturali svolte

*Linee guida per la redazione di un progetto strutturale esecutivo di
consolidamento statico e sismico*

Commissione:

prof. Ing. Lorenzo JURINA,

Az. Osp. San Gerardo, via Pergolesi, Monza



prof. Ing. Alberto CASTELLANI,

Comune di Monza, Piazza Trento e Trieste, Monza

Alberto Castellani



prof. Ing. Andrea BENEDETTI

Provincia di Monza e Brianza, via T. C...

Andrea Benedetti



Milano, 07 luglio 2011

INDICE

1. Introduzione

2. Risultati delle indagini svolte

2.1 Indagini sperimentali

2.2 Indagini numeriche

3. Linee guida per la redazione del progetto esecutivo

3.1 Dati di progetto

3.1.1 Carichi e azioni sismiche

3.1.2 Parametri meccanici e livello di confidenza

3.1.3 Modellazione strutturale

3.2 Verifiche di sicurezza

3.3 Progetto degli interventi a livello globale

3.4 Progetto degli interventi a livello locale

3.5 Verifica al fuoco delle strutture

3.6 Adeguamento dei giunti

3.7 Interventi connessi con la durabilità dell'opera

4. Indicazioni accessorie

4.1 Criticità temporali e piano dei lavori

4.2 Piano di ispezione e manutenzione

5. Conclusioni

Indicazioni Bibliografiche e Documenti di Riferimento

Allegato A: commento alle prove sperimentali

Allegato B: sintesi delle indagini numeriche

Allegato C: indicazioni sul rinforzo delle colonne

Allegato D: informazioni sui giunti dissipativi

1. Introduzione

Nel corso del 2009 sono state effettuate indagini preliminari finalizzate alla redazione di un progetto esecutivo per interventi di adeguamento funzionale dell'Ospedale San Gerardo a Monza. A seguito di tali prime elaborazioni, è apparsa una situazione statica che presenta numerose criticità con riferimento alla necessità prioritaria di un edificio strategico, ossia quella di rimanere in servizio anche nel caso di eventi sismici di notevole energia.

La Direzione Sanitaria della Regione Lombardia, di concerto con la Provincia di Monza e con il Comune di Monza, hanno deciso di costituire una Commissione di Studio finalizzata a controllare più in dettaglio la presenza dei difetti statici rilevati, la loro entità, in modo da definire le linee guida da adottare come base per la predisposizione di una gara d'appalto finalizzata alla redazione di un progetto esecutivo per l'adeguamento statico dell'Ospedale.

La Commissione ha richiesto ed ha curato una campagna di indagini sperimentali di sufficiente ampiezza, in grado di fornire un insieme affidabile di dati di partenza per l'effettuazione di indagini numeriche mirate, con le quali è stata stimata la pericolosità sismica dell'edificio ai sensi della normativa vigente.

Le indagini svolte hanno anche consentito di mettere a punto una lista ragionata dei possibili tipi di intervento che potrebbero essere adottati in sede di progetto esecutivo per mitigare le criticità sismiche della costruzione. Al fine di ottenere un risultato statico adeguato alla richiesta di robustezza sismica di un edificio strategico (mantenendo bassi i costi e mantenendo alta la operatività del nosocomio) si è deciso di tradurre i risultati delle indagini svolte, sia sperimentali che numeriche, in una lista ragionata di raccomandazioni che dovranno essere analizzate dai Progettisti nel momento in cui si accosteranno alla redazione del progetto esecutivo di adeguamento statico e sismico.

Nei successivi capitoli si presentano i temi qui brevemente anticipati.

2. Risultati delle indagini svolte

2.1 Indagini sperimentali

Sono state svolte sistematiche indagini sperimentali tramite prelievo di carote di calcestruzzo e barre d'acciaio, e prove non distruttive combinate di tipo SON-REB. I risultati delle prove sperimentali sono riportati nei rapporti di prova emessi da P&P Srl e commentati nella relazione finale presentata dal gruppo di lavoro, a conclusione delle varie fasi delle indagini (**Allegato A**).

Di seguito si richiamano i valori ottenuti, rielaborati ai sensi del D.M. 14-01-2008 in modo da poter definire la classe di resistenza di riferimento. In particolare, in accordo al punto 11.2.6. della norma citata si è determinata la classe ridotta all'85% che ha valore di resistenza cubica pari al valore medio sperimentale. Le medie sono state calcolate piano per piano e blocco per blocco, e contengono mediamente tre misure (da un minimo di una e un massimo di sette).

Le classi di resistenza che hanno maggiore rilevanza sperimentale sono la C16/20 e la C20/25; tali classi dovranno essere utilizzate per la modellazione meccanica del fabbricato.

	Blocco A		Blocco B		Blocco C		
Piano	Resist.	Classe	Resist.	Classe	Resist.	Classe	media
11	-	-	19,6	C12/15	-	-	19,6
10	23,9	C16/20	19,6	C12/15	-	-	21,8
9	22,1	C16/20	23,1	C16/20	21,6	C16/20	22,3
8	15,3	C12/15	24,8	C16/20	18,7	C12/15	19,6
7	16,7	C12/15	16,7	C12/15	24,0	C16/20	19,1
6	18,6	C12/15	17,2	C12/15	20,1	C16/20	18,6
5	19,2	C12/15	15,8	C12/15	23,6	C16/20	19,5
4	17,8	C12/15	-	-	22,9	C16/20	20,4
3	25,8	C20/25	30,5	C25/30	26,9	C20/25	27,7
2	33,5	C25/30	33,5	C25/30	33,5	C25/30	33,5
tecnico	20,3	C16/20	24,4	C16/20	20,3	C16/20	21,7
1	-	-	-	-	-	-	-
terra	25,7	C20/25	25,7	C20/25	25,7	C20/25	25,7
-1	17,7	C12/15	17,7	C12/15	17,7	C12/15	17,7
-2	24,6	C16/20	24,6	C16/20	24,6	C16/20	24,6
	[MPa]		[MPa]		[MPa]		[MPa]

Tabella I: risultati delle indagini sperimentali sul calcestruzzo

2.2 Indagini numeriche

Nelle indagini numeriche svolte si sono adottate differenti ipotesi di comportamento del complesso strutturale; in particolare, essendo il giunto attualmente presente tra i corpi di fabbrica non ammissibile in relazione alla normativa vigente, si prevede di introdurre vincoli di continuità tra i vari corpi. Tali vincoli, meglio definiti nei parametri seguenti, sono in grado di assorbire le deformazioni termiche lente, agendo invece come vincoli dissipativi in caso di sisma, sia in direzione longitudinale che trasversale.

Dal punto di vista della modellazione, si è introdotta l'ipotesi semplificativa ed a favore di sicurezza di un edificio ad asse rettilineo, invece che curvo, esaminando in virtù della simmetria, un sottoinsieme dell'ospedale composto da tre blocchi base.

Per ciascuno dei modelli numerici, le verifiche di resistenza degli elementi strutturali sono state sviluppate in riferimento ad un campione significativo delle colonne presenti in ciascun blocco. Le proprietà dei materiali e la distribuzione delle armature sono state definite sulla base del livello di conoscenza raggiunto.

Si sono esplorate quattro configurazioni di giunti dissipatori:

- a) Edificio in cui i tre corpi A, B e C sono completamente scollegati,
- b) edificio collegato da giunti solo in sommità,
- c) edificio collegato da giunti a metà altezza e in sommità,
- d) edificio collegato da giunti a tutti i piani.

Le indagini numeriche svolte hanno evidenziato i seguenti risultati:

- 1) il modello composto da blocchi scollegati risulta particolarmente critico, in quanto i corpi di fabbrica hanno rigidezze e resistenze molto diverse e questo comporta un notevole numero di colonne non verificate, nelle zone più deboli;
- 2) i modelli collegati da giunti hanno tutti evidenziato un comportamento nettamente migliore, e già con due sole connessioni (a metà altezza ed in sommità) si ottiene una verifica positiva per tutte le colonne dei piani al di sopra del piano terra;
- 3) i pilastri dei piani interrati presentano invece una insufficienza statica, più o meno accentuata, per tutti e tre i modelli esaminati.

Oltre a quanto descritto, si è valutato il possibile effetto migliorativo legato dell'introduzione di nuovi vani ascensore in calcestruzzo a mensola esternamente ad alcuni dei corpi di fabbrica, quelli di minore rigidezza, dove non sono alloggiate le scale.

I risultati sono stati positivi.

Tale misura potrebbe risultare favorevole anche dal punto di vista del miglioramento dei percorsi verticali e delle caratteristiche distributive dell'edificio.

Occorre sottolineare che, rispetto ai modelli analizzati, una ulteriore modellazione numerica in cui si tenga conto della curvatura dell'asse dell'edificio e dell'inserimento di nuovi vani ascensore in calcestruzzo, potrebbe ulteriormente ridurre il numero di elementi che necessitano di interventi importanti di consolidamento.

Ulteriori dettagli sono contenuti nell'**Allegato B**.

3. Linee guida per la redazione del progetto esecutivo

In quanto segue si presentano le linee guida per la redazione di un progetto esecutivo di consolidamento strutturale che raccolga le indicazioni delle indagini svolte. Le regole introdotte non devono essere intese come cogenti ma solo fortemente consigliate.

Risulta in ogni caso inderogabile il rispetto delle prescrizioni della normativa vigente.

3.1 *Dati di progetto*

I dati di progetto geometrici dovranno essere desunti dalle tavole di progetto esistenti, controllando ulteriormente, con saggi locali e prove magnetometriche, la congruenza dell'esistente ai disegni esecutivi.

Per quel che riguarda il valore delle proprietà meccaniche dei materiali, esse dovranno essere ottenute con ulteriori prove sperimentali sufficientemente diffuse da soddisfare le regole indicate dalla normativa per il raggiungimento del livello di conoscenza desiderato.

Al fine di ottenere la giusta ridondanza dei dati si potranno eseguire prove non distruttive sia per il calcestruzzo che per l'acciaio. I valori dei parametri presenti nelle formule d'interpretazione delle prove non distruttive dovranno essere determinati attraverso modalità di "calibrazione inversa", con riferimento a prove di laboratorio atte a correlare le resistenze ai parametri fisici rilevati in cantiere.

Per quanto attiene al calcestruzzo, si dovrà controllare il grado di danneggiamento delle superfici esterne o esposte a corrosione, per le quali si dovranno introdurre fattori di riduzione delle proprietà meccaniche.

In particolare, in accordo con quanto definito in sede collegiale tra i membri della Commissione ed Infrastrutture Lombarde e verbalizzato in data 17 Maggio 2010, dovranno essere condotte le seguenti prove:

- prove distruttive sulle barre di acciaio estratte in modo omogeneo dalle colonne e dalle travi dei piani interrati, del piano terra e dei piani fuori terra in numero non inferiore a 50;
- prove non distruttive su altre barre di acciaio prelevate dalle colonne e dai pilastri a tutti i livelli in numero totale non inferiore a 100;
- prove sclerometriche eseguite su un numero sufficiente di colonne e comunque non inferiore a 50, distribuite in modo uniforme sui livelli e sui blocchi;
- prove di resistenza meccanica delle colonne eseguite su provini di calcestruzzo prelevati mediante almeno 3 carotaggi per piano e per blocco;
- prove SonReb eseguite su ciascuna colonna oggetto di carotaggio e comunque in numero non inferiore a 10 per ciascun piano e ciascun blocco.

Si dovranno determinare inoltre i parametri del terreno necessari per la modellazione dell'interazione tra il terreno e la struttura.

Con riferimento ai materiali strutturali, dovranno anche essere fissate le classi di esposizione alle azioni ambientali e le composizioni necessarie a garantire la durabilità della struttura.

3.1.1 Carichi e azioni sismiche

I carichi relativi alle distribuzioni dei pesi permanenti e variabili dovranno essere calcolati in accordo alle richieste di prestazione fissate dall'Azienda Ospedaliera.

Anche per quel che attiene la definizione delle azioni sismiche di progetto, si dovranno prefissare i parametri legati alla classe d'importanza e d'uso della costruzione, dai quali desumere il tempo di ritorno dell'evento di progetto e la probabilità di eccedenza. Si dovrà ovviamente considerare che l'Ospedale deve rimanere in stato di servizio anche per eventi rari.

3.1.2 Parametri meccanici e livello di confidenza

Il livello di confidenza sarà fissato in LC2 per quel che riguarda le analisi di tipo statico non lineare e LC1 per quanto attiene alle analisi dinamiche lineari.

I parametri meccanici di progetto saranno definiti localmente sulla base della campagna di prove effettuata applicando ai valori caratteristici i coefficienti di sicurezza necessari.

3.1.3 Modellazione strutturale

La modellazione strutturale sarà eseguita con una modellazione tridimensionale agli elementi finiti, producendo un modello completo dell'intera struttura nella sua configurazione ad asse curvilineo.

Saranno introdotti appositi elementi non lineari per la modellazione dei vincoli di collegamento dei giunti.

Le fondazioni e le pareti contro terra saranno adeguatamente considerate nella modellazione.

Si dovranno controllare anche gli effetti degli elementi secondari ove la rigidità di questi ultimi fosse in grado di influenzare significativamente la risposta strutturale.

3.2 Verifiche di sicurezza

Le verifiche di sicurezza saranno condotte sia in termini di azioni interne sia in termini di movimenti. Per quanto attiene alle azioni interne si utilizzeranno i domini allo stato limite di collasso delle sezioni considerando i dati dei materiali e della geometria definiti in precedenza.

Nella valutazione dello stato di fatto si prenderà in conto il grado di deterioramento del calcestruzzo conseguente ad azione ambientale. Nella valutazione dello stato di progetto, si determineranno i domini delle sezioni riparate con le aggiunte di rinforzo applicata a ciascuna sezione.

3.3 Progetto degli interventi a livello globale

Il progetto degli interventi sarà condotto diversificando tipologia ed entità del consolidamento in funzione del grado di pericolosità dello stato di sollecitazione considerato.

In primo luogo si metteranno a punto gli interventi necessari a livello globale, quali l'introduzione dei vincoli dissipativi di collegamento e la realizzazione di nuovi vani ascensore in calcestruzzo o a struttura reticolare metallica. Sono da preferire interventi che aggiungano capacità resistente e rigidità ma non incrementino le masse strutturali.

Dovrà essere posta adeguata considerazione al collegamento dei nuovi elementi resistenti con l'ossatura esistente, a livello delle fondazioni. Qualora i nuovi elementi assorbano forze che non

possono essere trasferite alle fondazioni esistenti si provvederà a realizzare nuove fondazioni che dovranno rimanere in campo elastico anche se sottoposte al sisma di progetto.

Dovranno anche essere dimensionate in dettaglio le connessioni locali di detti elementi di regolarizzazione globale con i solai e con le ossature degli edifici esistenti. Dovranno essere adeguatamente considerate le sollecitazioni statiche che potrebbero nascere da vincoli interni addizionali che si oppongono a dilatazioni termiche e cedimenti differenziali.

Successivamente si prenderanno in esame le integrazioni locali di capacità resistente, per le quali vanno progettati i dettagli esecutivi atti a garantire la capacità di trasmissione delle azioni assorbite dai rinforzi agli elementi ai quali essi risultano applicati.

Tutte le integrazioni locali, ed in particolare quelle relative al miglioramento delle colonne realizzate con materiali di classe insufficiente, dovranno essere supportate da indagini non distruttive atte a chiarire la reale necessità di integrazione in base al grado di confidenza adottato.

Si definiranno specifiche zone del cantiere all'interno delle quali si determineranno valori omogenei delle proprietà meccaniche esistenti in sito; per tali zone si procederà a definire un intervento tipo da estendere a tutti gli elementi compresi nella zona considerata. Alla conclusione dei lavori, saranno redatte mappe di tipo "*as built*" con le quali verranno ufficializzate le estensioni delle zone omogenee di lavorazione adottate.

Infine, si prenderanno in esame le tecniche che consentono di garantire la sicurezza e la capacità di deformazione degli elementi secondari e di completamento.

Le pareti murarie non portanti saranno eseguite con tecniche atte a garantire che durante lo scuotimento sismico non si abbia la caduta di materiale di peso tale da generare danni per gli occupanti. Saranno anche valutati i possibili fenomeni di ribaltamento degli armadi e scaffali e i danni che potrebbero derivare dalla compromissione delle reti impiantistiche.

3.4 Progetto degli interventi a livello locale

Con riferimento a quanto contenuto nell'**Allegato C**, le tipologie di intervento più usuali che hanno rilevanza nel caso in esame sono:

- I) esecuzione di rinforzi con ispessimento del copriferro dell'elemento strutturale introducendo in esso una armatura metallica aggiuntiva efficacemente ancorata all'estremità,
- II) esecuzione di gabbie di rinforzo in carpenteria metallica solidarizzata alla struttura esistente,
- III) esecuzione di reti di rinforzo in polimeri fibrorinforzati incollati alla superficie dell'elemento strutturale esistente.

Tenuto conto delle modeste caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi ottenute dalle prove sperimentali effettuate, si formulano le seguenti considerazioni:

- a. con riferimento alla resistenza assiale, l'utilizzo di una "crosta" di calcestruzzo aggiunta alle colonne stesse risulta il rimedio più efficace. Inoltre, le azioni di confinamento esercitate da avvolgimenti delle colonne eseguiti in acciaio o polimeri fibrorinforzati, possono elevare la classe del conglomerato di almeno 5 MPa. Tuttavia va tenuto in conto che l'ispessimento delle colonne comporta un aumento consistente delle masse che partecipano alla sollecitazione sismica.

- b. Anche per quello che riguarda la resistenza a flessione, l'armatura contenuta nell'ispessimento del copriferro della sezione originaria porta ad un incremento notevole della resistenza flessionale. Tale incremento tuttavia può non essere necessario, tenuto conto delle modeste azioni flettenti presenti nelle colonne, e diventa addirittura negativo, se si considera la richiesta di duttilità in termini di rispetto della catena delle gerarchie di resistenza. Anche il sistema degli angolari metallici può aumentare considerevolmente la resistenza flessionale delle colonne e quindi, in base a quanto indicato in precedenza, deve essere adeguatamente calcolato per ottenere l'incremento di resistenza flessionale minimo possibile, tra quelli compatibili con le sollecitazioni presenti nella verifica sismica.
- c. Dal punto di vista della resistenza a taglio il metodo di riparazione basato sull'impiego di angolari e cerchiature metalliche appare di gran lunga quello più indicato a contenere i costi di esecuzione, pur rispettando l'esigenza di ottenere una notevole resistenza a taglio e una certa aderenza alla gerarchia delle resistenze. Quest'ultima può essere ottenuta soltanto se si modulano le cerchiature e gli angolari in modo da rispettare il rapporto relativo delle resistenze in termini di taglio che forma le cerniere plastiche nelle colonne.
- d. I criteri indicati di riparazione possono dar luogo ad una graduazione degli interventi in termini di aggiunta di capacità di resistere alle azioni orizzontali, a cui è legato il costo e il tempo d'esecuzione, oltre al disagio arrecato alla struttura ospedaliera, che rimane in funzione. Riservando gli interventi più complessi alle sole colonne che lo necessitano e privilegiando interventi diffusi di cerchiatura con materiali di facile applicazione come l'FRP, si otterranno notevoli risparmi esecutivi, la velocizzazione degli interventi e il rispetto delle regole che garantiscono una sufficiente duttilità del sistema strutturale.
- e. Pur ritenendo che la piena funzionalità dell'ospedale in caso di sisma debba essere ottenuta mediante sistemi di protezione attiva quali i dissipatori, in grado di limitare l'energia in ingresso nella struttura, si ritiene che gli interventi di riparazione delle colonne debbano aumentare la duttilità delle stesse in misura maggiore rispetto agli incrementi delle resistenze meccaniche. In particolare, grande cura dovrà essere posta nel garantire la stabilità ciclica del calcestruzzo nelle zone nodali e delle armature longitudinali compresse. Dovrà essere inoltre verificata la minor resistenza delle sezioni delle travi rispetto a quelle adiacenti dei pilastri.

3.5 Verifica al fuoco delle strutture

Le strutture di nuova realizzazione dovranno soddisfare i criteri di verifica analitica al fuoco. In particolare per le strutture metalliche si procederà a determinare il ricoprimento di materiale isolante o ritardante necessario alla resistenza. Tale materiale di protezione dovrà essere efficacemente stabilizzato con sistemi certificati di trattenuta quali reti e strati di preparazione. Sono possibili anche protezioni basate sulla realizzazione di croste di calcestruzzo strutturale che riempiono localmente profilati metallici impedendone l'irraggiamento e la convezione.

Per le strutture in calcestruzzo armato, si provvederà a dimensionare i copriferri in modo da garantire la classe di resistenza al fuoco limitando il riscaldamento dell'armatura metallica.

Per le strutture rinforzate con materiali FRP si realizzeranno strati di protezione atti a limitare la temperatura al di sotto della soglia di transizione vetrosa della resina.

Dovrà essere posta particolare cura nell'estendere le protezioni per tutto lo sviluppo degli elementi strutturali soggetti a verifica, comprese le connessioni e le unioni.

Eventuali solai esistenti non classificati per la resistenza richiesta dovranno essere protetti con un controsoffitto certificato atto a impedirne il collasso in caso d'incendio.

3.6 Adeguamento dei giunti

L'Ospedale è composto da più corpi di fabbrica tra loro separati da giunti verticali, che li rendono indipendenti tra loro dal punto di vista strutturale. In occasione di azioni sismiche possono nascere due tipologie di inconvenienti, ossia i corpi di fabbrica tra loro limitrofi possono martellare lungo le superfici del giunto, oppure i corpi di fabbrica più resistenti non collaborano con quelli meno resistenti, cioè non consentono una ridistribuzione delle azioni orizzontali.

La soluzione più idonea per ridurre tali fenomeni consiste nell'introduzione di elementi dissipatori tra i giunti dei corpi di fabbrica, in grado di limitare i movimenti differenziali tra corpi contigui.

Nell'**Allegato D** sono riportati i dettagli costruttivi degli attuali giunti ottenuti dalle tavole di progetto originali. Sempre nello stesso Allegato D vengono descritte alcune possibili tipologie di elementi dissipativi, tra cui gli appoggi elastomerici e i dissipatori elastoplastici.

L'introduzione degli elementi dissipativi, ad evidente comportamento non lineare, rende necessaria l'analisi di tipo non lineare, in particolare nel caso in esame dovrà essere svolta un'analisi non lineare dinamica ad integrazione diretta, modellando cioè l'azione sismica mediante l'adozione di accelerogrammi spettro compatibili; la non linearità dei dissipatori verrà concentrata in corrispondenza dei link introdotti nel modello di calcolo; per la struttura saranno considerate caratteristiche lineari dei materiali e verifiche di resistenza allo stato limite ultimo considerato.

Poiché gli accelerogrammi da utilizzare sono relativi a spettri di tipo elastico, i valori delle sollecitazioni con i quali saranno condotte le verifiche saranno divisi per un fattore di struttura pari a 1,5, in modo da tenere in considerazione la non linearità di tipo fessurativo e plastico che la struttura riesce a sviluppare, sia per le caratteristiche dei materiali, sia per le caratteristiche geometriche di regolarità in pianta e in altezza.

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto; l'analisi dinamica non lineare deve essere confrontata con un'analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base della struttura. Le analisi dinamiche saranno effettuate con passo d'integrazione inferiore a 1/100 del periodo fondamentale dell'opera e applicando simultaneamente gli accelerogrammi di progetto nelle 2 direzioni principali.

A partire dallo spettro elastico di riferimento, sarà stato individuato un gruppo di accelerogrammi coerenti con tale spettro e tali da soddisfare le prescrizioni dettate dalle Norme Tecniche delle Costruzioni e dall'Eurocodice 8. In particolare l'Eurocodice 8 (UNI ENV 1998-1-1 - §4.3.22) prescrive che il numero degli accelerogrammi da utilizzare sia tale da dare una misura statistica stabile (media e varianza) delle quantità relative alla risposta che interessano, e che la coerenza con lo spettro elastico sia verificata in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari al 5%:

L'ordinata spettrale media non deve quindi presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico; per le verifiche agli stati limite ultimi, tale restrizione vale per il maggiore degli intervalli $0,15s \div 2,0s$ e $0,15s \div 2T$, in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, tale restrizione si applica all'intervallo $0,15s \div 1,5T$.

Come previsto dalla normativa vigente, per effettuare le verifiche agli SLU, occorre effettuare due serie di analisi; per le verifiche della struttura le sollecitazioni saranno calcolate con riferimento alle azioni valide per lo SLV, mentre per le verifiche dei dispositivi si farà riferimento alle azioni valide per lo SLC.

La risposta della struttura sarà valutata mediante la media delle analisi dinamiche con integrazione al passo, ovvero applicando le due componenti accelerometriche orizzontali simultaneamente,

formando sette diversi gruppi di accelerogrammi, e considerando gli effetti sulla struttura per le verifiche come media degli effetti più sfavorevoli ottenuti per ciascun elemento dalle analisi.

In accordo alle prescrizioni della Committenza, per gli elementi strutturali è ammesso un miglioramento sismico non inferiore al 70% dell'adeguamento alla nuova normativa (NTC 2008); per questa ragione gli accelerogrammi inseriti modello di calcolo possono essere ottenuti riducendo le storie di accelerazione prescelte per l'SLV e l'SLC fino ad un coefficiente concordato con la stazione Appaltante, comunque compreso tra 0,7 e 1,0.

Le verifiche agli stati limite ultimi saranno effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, tenendo debitamente in conto le sollecitazioni derivanti dalla parte statica dei carichi che risulta connessa con le masse associate alle analisi sismiche svolte.

3.7 Interventi connessi con la durabilità dell'opera

Numerosi elementi strutturali presentano uno stato significativo di deterioramento per azioni ambientali causato da insufficiente copriferro e classe di resistenza del calcestruzzo inadatta alla classe di esposizione ambientale presente.

Dal punto di vista dei calcestruzzi e delle malte di restauro, dovranno essere definite nel progetto le classi di esposizione prescelte per il dimensionamento; in base a queste saranno definite le regole di composizione delle miscele cementizie, tenendo conto anche degli spessori che devono essere realizzati e della configurazione geometrica dei getti.

Le armature che da introdurre in elementi strutturali esposti agli agenti atmosferici saranno protette con zincatura superficiale, rispettando il copriferro minimo previsto dalla classe di esposizione più severa a cui sono soggetti.

Per le zone per le quali si prevede una rapida perdita della basicità per carbonatazione si procederà a progettare uno strato protettivo superficiale realizzato con malta elasticizzata impermeabile all'anidride carbonica e all'acqua.

Tutti i getti di riparazione di piccolo spessore saranno eseguiti con miscele anti ritiro, provvedendo a eseguire micro chiodature di collegamento tra le superfici di aderenza del nuovo getto sul vecchio. Per grandi dimensioni di riparazione, si eseguiranno fughe di intrappolamento delle lesioni. Per elementi particolarmente esposti, si effettueranno le verifiche di fessurazione atte a garantire la limitazione dell'apertura delle stesse.

Per tutte le superfici sulle quali si potrebbe avere ristagno d'acqua, si procederà a definire una pendenza atta a smaltire le piogge ed eventualmente un'impermeabilizzazione.

4. Indicazioni accessorie

4.1 *Criticità temporali e piano dei lavori*

Tenuto conto della esigenza di limitare al massimo i disagi per l'ospedale, il progetto esecutivo dovrà essere basato su di una chiara ed affidabile valutazione del dispendio temporale delle varie sequenze operative individuate in base alle tipologie di interventi selezionate e dimensionate.

In particolare saranno presenti in contemporanea al parziale uso dell'ospedale lavorazioni a prevalente sviluppo orizzontale o a sviluppo verticale. Le lavorazioni a sviluppo orizzontale saranno possibili per aree omogenee per le quali sarà stato previsto lo spostamento del reparto in una locazione provvisoria. All'interno dell'area di intervento saranno definite le zone omogenee di sviluppo delle lavorazioni, ma la criticità delle stesse sarà prevalentemente legata alla presenza di interfacce tra zone comprese e non comprese nelle aree di intervento.

Dovranno quindi essere previsti appositi filtri atti a proteggere l'attività ospedaliera confinante con zone di esecuzione di interventi. Si dovranno in ogni caso considerare le criticità dei possibili eventi che dovessero accadere mentre zone importanti dell'edificio sono alterate a causa dell'esecuzione dell'intervento.

Le zone di stoccaggio locale e di movimentazione dei materiali dovranno essere stabilite ai vari piani in forma disgiunta rispetto alle zone di operatività ospedaliera.

4.2 *Piano di ispezione e manutenzione*

Il piano di ispezione e di manutenzione per la parte strutturale dovrà essere messo a punto di concerto tra il Direttore dei Lavori ed il Progettista e sarà depositato in allegato alla relazione a lavori strutturali ultimati.

Nel piano di manutenzione dovranno essere indicate le criticità delle tipologie strutturali presenti nell'edificio con riferimento all'uso e all'invecchiamento.

Per ciascuna tipologia strutturale saranno indicate le rilevazioni visive o strumentali che denotano il grado di compromissione delle strutture secondo una scala di livelli crescenti con la pericolosità delle alterazioni causate dall'uso e dal tempo.

Associati a questa scala di definizione del danno saranno indicati gli interventi, di entità crescente, che devono essere attivati immediatamente dal Servizio Tecnico dell'Ospedale per limitare gli esiti di tale grado di danno.

Le misurazioni e le valutazioni saranno definite secondo una scala di intervalli temporali crescenti che prevede ispezioni sempre più impegnative per intervalli sempre più lunghi. L'intervallo temporale massimo non deve essere esteso oltre cinque anni.

Il piano di manutenzione ufficializzato deve specificare le competenze ed i ruoli tecnici degli incaricati alle ispezioni e valutazioni. Il piano deve essere utilizzato per redigere un "libretto del fabbricato" all'interno del quale saranno annotate tutte le modifiche e integrazioni apportate all'organismo strutturale. Il libretto sarà conservato e aggiornato a cura del Servizio Tecnico dell'Ospedale a partire dall'*as built* redatto dall'Impresa realizzatrice dell'intervento sull'Ospedale.

5. Conclusioni

Il presente documento riassume le analisi e le valutazioni sviluppate dal gruppo di studio sul San Gerardo in oltre un anno di lavoro al fine di predisporre un supporto per le successive fasi di progettazione e realizzazione dei lavori di adeguamento statico, rifunzionalizzazione e ammodernamento dell'Ospedale San Gerardo.

Il presente documento, seppur non esaustivo delle criticità insite in tale processo edilizio, raccoglie gran parte delle cautele che sono necessarie per portare a termine in modo tecnicamente sicuro ed economicamente fattibile un'operazione estremamente complessa come quella prevista per l'intervento sul nosocomio di Monza.

Le indagini sperimentali e numeriche svolte, assieme ai commenti e alle considerazioni riportate nella presente relazione e negli Allegati, rappresentano un elemento propedeutico in grado di esplicitare criteri adeguati per la prevista progettazione esecutiva, nell'ottica della sicurezza e della fruibilità dell'edificio, tenuto conto degli aspetti economici e della durabilità dell'opera.

Alla presente relazione si allegano i seguenti documenti:

Allegato A: commento alle prove sperimentali

Allegato B: sintesi delle indagini numeriche

Allegato C: indicazioni sul rinforzo delle colonne

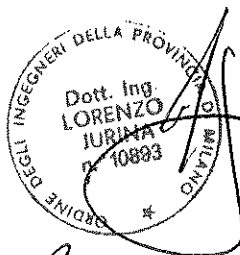
Allegato D: informazioni sui giunti dissipativi

Milano, 07 luglio 2011



Alberto Castellani

Prof. Ing. Lorenzo Jurina



Prof. Ing. Alberto Castellani



Prof. Ing. Andrea Benedetti

Andrea Benedetti

Indicazioni Bibliografiche e Documenti di Riferimento

1. ECSD S.r.l. Engineering Consulting & Structural Design: *Infrastrutture Lombarde spa Indagine di vulnerabilità strutturale alle azioni sismiche del nuovo Ospedale S. Gerardo di Monza Relazione Generale*, 15 aprile 2009.
2. Gruppo di Lavoro Tecnico A.O."S. Gerardo" di Monza: *Relazione tecnica per la verifica sismica dell'Ospedale S.Gerardo di Monza*, relazione del 24 maggio 2010, con riedizione del prof. L. Jurina del 22 novembre 2010.
3. Gruppo di lavoro istituito con decreto del Ministro della salute del 22.12.2000: *Raccomandazioni per il miglioramento della sicurezza sismica e della funzionalità degli ospedali*, documento del 24 luglio 2003.
4. Unione Europea, Ministero della salute, Presidenza del Consiglio dei Ministri, Regione Calabria: *Attività di assistenza tecnica a favore delle amministrazioni regionali dell'obiettivo 1 per il miglioramento della sicurezza sismica degli ospedali ed il mantenimento delle funzioni ospedaliere strategiche. Indicazioni metodologiche*. Volumi 1 e 2. 30 luglio 2005.
5. Daniel J. Alesch and William J. Petak. *Seismic Retrofit of California Hospitals: Implementing Regulatory Policy in a Complex and Dynamic Context*. Natural Hazards Review © ASCE / MAY 2004 / 89
6. Nathan M. Wallace, and Thomas H. Miller, *Seismic Screening of Public Facilities in Oregon's Western Counties* Practice Periodical on Structural Design and Construction © ASCE / November 2008 / 189
7. Monti G, Nuti C. (1996) *A procedure for assessing the functional reliability of hospitals*, Structural Safety, 7 (18).
8. Monti G., Nuti C., Santini S. (1996), *Seismic assessment of hospital systems*, Proceedings of the 11th WCEE, June, Acapulco in Mexico.
9. Nuti C. (1993) *Criteri per la valutazione della sicurezza sismica degli ospedali abruzzesi*, Atti del 7° Convegno Nazionale di Ingegneria Sismica, 13-15 Ottobre, Perugia .
10. Nuti C., Vanzì I. (1997) *Sicurezza sismica del sistema ospedaliero abruzzese*, Atti dell'8° Convegno Nazionale di Ingegneria Sismica, Settembre, Taormina.
11. Regione Toscana, Università d'Annunzio, CUREe, OSHPD, 1999, "Workshop on seismic design and retrofitting of hospitals in seismic areas".
12. Castellani A., Faccioli E., *Costruzioni in zona sismica*, Ulrico Hoepli editore, seconda edizione, 2009.
13. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Norme tecniche per le costruzioni*, edizione 2008.

14. Eurocode 8 : Construction in seismic zones. Part 1: Section 10: Base isolation. Part 2, Bridges, Section 7, "Structures with aseismic devices".

Premesse sulla normativa di riferimento

La normativa di riferimento è quella emessa dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel 2008, [13]. Nel tempo sono stati compilati vari documenti sulla sicurezza degli ospedali in occasione di un evento sismico, in particolare i documenti [3] del Gruppo di lavoro istituito con Decreto del Ministro della Salute, e [4] redatto su iniziativa della Regione Calabria. Trattano soprattutto impianti ospedalieri esistenti. All'epoca della emissione dei due documenti, in attesa di una normativa di riferimento applicabile, i due documenti hanno fatto riferimento alle norme del 1996, o all'Ordinanza del 2003, che sono oggi obsolete. Inoltre trattando di strutture civili in genere, compresi edifici in muratura, si presentano come documenti generici e poco dettagliati per quelle in calcestruzzo armato, delle quali si tratta per l'Ospedale San Gerardo. In generale si può affermare che per quanto riguarda i particolari costruttivi, sia sul tema della sicurezza delle strutture civili, sia su quella degli impianti, in questi due documenti non c'è prescrizione alcuna che non sia inclusa nella Normativa vigente [13].

Linee guida per il retrofit dell'analisi di sicurezza degli ospedali sono state pubblicate in altri paesi affetti da una attività sismica importante, ad esempio in California [5] e nell'Oregon [6]. Questi ed altri documenti, come quelli elencati ai numeri [7..11] sono a disposizione presso lo scrivente. Limitatamente ai documenti elencati, possiamo ribadire quanto sopra riportato ovvero che sia sul tema della sicurezza delle strutture civili, sia su quella degli impianti, in questi documenti non vi sono prescrizioni che non siano incluse nella Normativa vigente. Riteniamo pertanto che debba essere fatto riferimento integrale a questo documento [13].

Per quanto riguarda recenti eventi sismici su ospedali, gli scriventi dispongono di documentazione diretta su tre ospedali (Olive View Hospital, a San Fernando, California, Ospedale del Friuli a Gemona, e USC Hospital, 1500 San Pablo St, California), danneggiati da un sisma a causa del malfunzionamento dei giunti, in termini simili a quelli paventati per il San Gerardo. Differenza importante tra quegli ospedali ed il San Gerardo è la bassa sismicità della zona ove è collocato quest'ultimo.

I documenti redatti sulla sicurezza dell'Ospedale nella eventualità di un evento sismico sono due, quello emesso dal prof. F. Mola, [1], e quello emesso dal Gruppo di lavoro Azienda Ospedaliera "S. Gerardo" di Monza, [2], quest'ultimo nel rispetto della normativa vigente [13].

ALLEGATO A

Commento alle prove sperimentali

Allegato A: Commento alle prove sperimentali

Nel periodo compreso tra il Marzo e l'Aprile 2010 sono state condotte una serie di indagini diagnostiche sulle strutture in c.a. dell'Ospedale da parte della ditta specializzata P&P Consulting Engineers per conto dell'Azienda Ospedaliera S. Gerardo e su indicazione dei membri del Gruppo di Lavoro.

Durante la prima campagna di indagini del Marzo 2010 sono stati eseguiti carotaggi, prove sclerometriche, soniche e combinate (SONREB) nonché prove con martinetti piatti limitandosi ad alcuni pilastri dei piani S2 ed S1 (interrati), del piano S0 (piano terra) e del piano 2°.

I risultati sperimentali sono contenuti nel documento prodotto da P&P denominato **RdP-042-2010**.

La seconda campagna di indagini, dell'Aprile 2010, è stata estesa a partire dal PT (piano tecnico), situato tra il piano 1° ed il piano 2°, fino al piano 11° ed ha coinvolto 63 pilastri. Anche su tali pilastri sono state effettuate prove sclerometriche, soniche e combinate (SONREB). Il documento di riferimento è denominato **RdP-042-01-2010**.

Una particolare attenzione è stata posta sul tema delle resistenze del calcestruzzo determinabili con il metodo SONREB, vista la loro applicazione nelle verifiche degli elementi strutturali.

Sono state adottate tre diverse correlazioni, note in letteratura come le formulazioni di "RILEM", "Gasparik", e "Di Leo-Pascale", basate su casi standard, nonché la procedura proposta da Masi ed al. [*Indagini sperimentali su elementi strutturali estratti da una scuola esistente in c.a., XII Convegno ANIDIS, Pisa 2007*]. Il procedimento proposto da Masi si basa sulla espressione di partenza $R_c = a \cdot S^b \cdot V^c$ comune alle tre formulazioni sopra citate, ma introduce anche la specificità del singolo caso attraverso una calibrazione dei parametri contenuti in tale espressione.

Una operazione di "best-fitting", applicata ai risultati SONREB, consente di interpolare i valori sperimentali ottenuti dalle prove non distruttive e da quelle distruttive alla ricerca di una funzione, nello spazio tridimensionale, che minimizzi la somma dei quadrati degli scarti secondo la nota teoria dei "minimi quadrati". Si possono pertanto ricavare i coefficienti **a, b, c** tramite un modello di regressione lineare semplice.

Nel caso del S.Gerardo è stata operata una correlazione tra i valori ottenuti dalle prove sclerometriche (S) e di velocità ultrasonica (V) con i risultati della resistenza a compressione (R_c) ottenuti da prove a rottura su provini cilindrici ricavati nei medesimi elementi in calcestruzzo durante la campagna dell'Aprile 2010.

Nonostante il coefficiente di correlazione ($r=0,39$) non sia risultato particolarmente vicino ad 1, ossia alla piena correlazione, si è deciso comunque di ritenere tale valore accettabile ai fini pratici.

Dal confronto tra le resistenze a compressione del calcestruzzo (R_c) ricavate dalle 4 formulazioni è emerso che la procedura ricavata da Masi et al. fornisce sistematicamente valori di resistenza superiori a quelle determinate da Rilem-Gasparik-Di Leo.

I risultati hanno pertanto evidenziato una potenziale risorsa strutturale dei pilastri del S.Gerardo.

È da sottolineare inoltre che nelle verifiche di resistenza dei pilastri, contenute nella relazione tecnica del Gruppo di Lavoro, è stato assunto come valore resistente R_c la media tra le formulazioni di Gasparik e Di Leo. Trascurando i risultati ottenuti da Rilem e Masi ed al. ci si è collocati in una posizione a favore di sicurezza.

pilastro n°	Piano	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
28	-2	3227	41	22.3	25.5	23.3	27.4
128	-2	3132	37	17.9	21.3	19.5	25.4
128	-2	3081	41	19.8	23.4	20.8	24.6
174	-2	3485	43	29.1	31.2	29.6	32.8
141	-2	3584	47	35.4	36.8	34.9	35.2
107	-2	3249	42	23.1	26.3	24	27.8
392	-2	3408	37	21.8	24.4	23.6	30.8
206	-2	3250	42	23.5	26.7	24.4	27.9
268	-2	3073	36	16.4	19.8	18	24.2
238	-2	3388	42	25.7	28.4	26.6	30.7
275	-2	2870	35	13.2	16.9	14.8	20.6

con il valor medio:

22.6	25.5	23.6	27.9
------	------	------	------

pilastro n°	Piano	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
109	-1	2958	37	15.4	19.1	16.9	22.2
109	-1	3072	37	16.7	20.2	18.3	24.2
109	-1	3023	32	13.3	16.6	15.3	23.1

con il valor medio:

15.1	18.6	16.8	23.2
------	------	------	------

pilastro n°	Piano	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
107	0	3371	40	23.7	26.4	25	30.2

con il valor medio:

23.7	26.4	25.0	30.2
------	------	------	------

pilastro n°	Piano	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
138	2	3550	46	33.5	35.2	33.3	34.4
138	2	3505	43	29	31.1	29.7	33.2
142	2	3643	46	35.3	36.4	35	36.5
142	2	3550	46	33	34.7	32.9	34.4

con il valor medio:

32.7	34.4	32.7	34.6
------	------	------	------

Tabella 1: Risultati delle indagini SonReb sul calcestruzzo- prove Marzo2010

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
B	11°	2955	34	13.4	17	15.3	22.0
B	11°	3138	37	17.9	21.3	19.5	25.5
B	11°	3285	36	19.7	22.7	21.5	28.3
con il valor medio:				17.0	20.3	18.8	25.2

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
B	10°	3181	34	16.6	19.8	18.5	26.1
B	10°	3244	34	17.5	20.5	19.5	27.3
con il valor medio:				17.1	20.2	19.0	26.7

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
A	10°	3452	39	24.7	27.2	26.1	31.9
A	10°	3180	37	18.7	22	20.3	26.3
con il valor medio:				21.7	24.6	23.2	29.1

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
B	9°	3287	34	18.3	21.3	20.3	28.2
B	9°	3355	39	23.3	26.1	24.6	29.8
con il valor medio:				20.8	23.7	22.5	29.0

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
A	9°	3132	38	18.5	21.9	20.0	25.4
A	9°	3216	40	21.0	24.3	22.3	27.1
con il valor medio:				19.8	23.1	21.2	26.3

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
C	9°	3153	37	18.3	21.7	19.9	25.7
C	9°	3223	38	20.0	23.2	21.5	27.1
con il valor medio:				19.2	22.5	20.7	26.4

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
B	8°	3355	36	20.8	23.6	22.6	29.7
B	8°	3474	38	24.6	26.9	26.0	32.3
con il valor medio:				22.7	25.3	24.3	31.0

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
A	8°	3014	35	14.9	18.5	16.7	23.1
A	8°	2678	34	10.4	14.1	12.0	17.5
con il valor medio:				12.7	16.3	14.4	20.3

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
C	8°	3216	37	19.4	22.6	21.0	27.0
C	8°	2817	36	12.9	16.7	14.4	19.8
con il valor medio:				16.2	19.7	17.7	23.4

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
B	7°	3008	31	12.4	15.7	14.5	22.8
B	7°	3156	33	15.6	18.8	17.6	25.6
con il valor medio:				14.0	17.3	16.1	24.2

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
A	7°	3280	36	19.5	22.6	21.3	28.2
A	7°	2754	29	8.9	12.1	10.8	18.5
con il valor medio:				14.2	17.4	16.1	23.3

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
C	7°	2887	42	17.5	21.7	18.4	21.2
C	7°	3498	35	22.4	24.7	24.4	32.6
C	7°	3448	38	24.2	26.6	25.6	31.7
C	7°	3238	42	23.3	26.6	24.2	27.6
con il valor medio:				21.9	24.9	23.2	28.3

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM R_{cm} (N/mm ²)	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
B	6°	3096	33	14.9	18.2	16.9	24.5
B	6°	3071	33	14.2	17.5	16.2	24.0
con il valor medio:				14.6	17.9	16.6	24.3

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM R_{cm} (N/mm ²)	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
A	6°	2930	31	11.8	15.1	13.8	21.5
A	6°	3406	37	21.9	21.9	23.7	30.8
con il valor medio:				16.9	18.5	18.8	26.1

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM R_{cm} (N/mm ²)	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
C	6°	3328	37	20.7	23.6	22.4	29.2
C	6°	3150	32	14.5	17.6	16.7	25.4
con il valor medio:				17.6	20.6	19.6	27.3

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM R_{cm} (N/mm ²)	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
B	5°	2951	32	12.2	15.6	14.2	21.9
B	5°	2920	35	14.0	17.7	15.7	21.5
con il valor medio:				13.1	16.7	15.0	21.7

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM R_{cm} (N/mm ²)	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
A	5°	3349	35	19.7	22.5	21.7	29.5
A	5°	3086	31	13.5	16.7	15.7	24.2
con il valor medio:				16.6	19.6	18.7	26.8

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM R_{cm} (N/mm ²)	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
C	5°	3146	34	16.1	19.4	18.1	25.5
C	5°	3563	39	26.9	28.8	28.2	34.3
con il valor medio:				21.5	24.1	23.2	29.9

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM R_{cm} (N/mm ²)	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
A	4°	3281	30	15.2	18	17.6	27.8
con il valor medio:				15.2	18.0	17.6	27.8

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM R_{cm} (N/mm ²)	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
C	4°	3262	38	20.6	23.7	22.1	27.9
con il valor medio:				20.6	23.7	22.1	27.9

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM R_{cm} (N/mm ²)	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
B	3°	3656	38	27.8	29.4	29.3	36.3
B	3°	3697	40	30.5	31.7	31.6	37.4
con il valor medio:				29.2	30.6	30.5	36.9

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM R_{cm} (N/mm ²)	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
A	3°	3587	40	28.0	29.8	29.2	34.9
A	3°	3060	39	18.2	21.9	19.6	24.1
A	3°	3370	42	25.4	28.1	26.3	30.3
con il valor medio:				23.9	26.6	25.0	29.8

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM R_{cm} (N/mm ²)	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
C	3°	3485	39	25.0	27.3	26.4	32.6
con il valor medio:				25.0	27.3	26.4	32.6

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM R_{cm} (N/mm ²)	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
A	Ptecnico	3472	36	22.1	24.5	24.0	32.1
A	Ptecnico	3215	33	16.6	19.7	18.6	26.7
A	Ptecnico	2915	36	14.3	18	15.9	21.4
A	Ptecnico	3179	37	18.3	21.6	20.0	26.2
con il valor medio:				17.8	21.0	19.6	26.6

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM R_{cm} (N/mm ²)	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
B	Ptecnico	3580	38	26.4	28.4	27.9	34.6
B	Ptecnico	3203	38	19.7	23	21.2	26.8
B	Ptecnico	3251	38	20.5	23.6	22.0	27.7
con il valor medio:				22.2	25.0	23.7	29.7

EDIFICIO	PIANO	VELOCITA' (m/s)	S [Mpa]	RILEM R_{cm} (N/mm ²)	Gasparik	DI LEO	Masi et al.
C	Ptecnico	3328	33	18.1	20.9	20.2	28.9
C	Ptecnico	3064	36	16.4	20	18.1	24.0
C	Ptecnico	2840	33	12.0	15.6	13.7	20.1
C	Ptecnico	3251	38	20.9	24.1	22.3	27.7
C	Ptecnico	3012	37	16.1	19.7	17.6	23.2
C	Ptecnico	3251	33	17.0	20	19.1	27.4
C	Ptecnico	3087	36	16.5	20	18.2	24.5
C	Ptecnico	3491	32	19.4	21.8	21.8	32.3
C	Ptecnico	3381	40	24.0	26.7	25.3	30.4
con il valor medio:				17.8	21.0	19.6	26.5

Tabella 2: Risultati delle indagini SonReb sul calcestruzzo- prove Aprile2010

ALLEGATO B

Sintesi delle indagini numeriche

Allegato B: Sintesi delle indagini numeriche

La modellazione F.E.M.

La modellazione degli edifici è stata realizzata mediante l'ausilio del software elastico lineare SAP 2000, agli elementi finiti.

Nel modello sono stati introdotti elementi mono-dimensionali per travi e pilastri, mentre elementi bi-dimensionali del tipo membrana e piastra sono stati adottati per i setti verticali e per i solai.

Tutti gli elementi verticali (pilastri, setti e nuclei ascensore-scale) sono incastrati a terra e incastrati mutuamente agli elementi orizzontali tipo trave.

Nel posizionamento degli elementi bi-dimensionali si è tenuto conto dell'andamento dei solai in relazione ai progetti originali, mentre una fitta discretizzazione dei nuclei e dei setti ha permesso di tenere in conto le riduzioni di spessore alle diverse quote e quindi di ottenere una struttura il più possibile realistica.

Inoltre, per garantire la continuità degli elementi rappresentanti i solai, sono stati introdotti dei vincoli interni ad ogni piano, che lo irrigidiscono.

Le proprietà meccaniche dei materiali, introdotte nei modelli numerici, sono state ricavate in base ai risultati provenienti da test combinati (SONREB) di tipo sclerometrico + ultrasonico e da prove di carico a rottura su carote prelevate a campione da alcuni elementi strutturali del monoblocco.

Si veda l'allegato A.

Alle strutture sono stati applicati sia carichi verticali che orizzontali: per i primi si è tenuto conto dei pesi propri delle strutture e dei possibili sovraccarichi, per i secondi invece l'azione del vento e sismica.

Il calcolo dell'azione sismica è stato ottenuto in ottemperanza a 2 diverse normative, ossia **l'Ordinanza 3431 del 03/05/2005** (normativa non cogente) e le **NTC2008** (normativa vigente).

I risultati ottenuti seguendo l'Ordinanza 3431 sono stati confrontati con i risultati numerici disponibili dalla Relazione di ILSPA "Indagine di vulnerabilità strutturale alle azioni sismiche del nuovo Ospedale S. Gerardo di Monza". I risultati ottenuti dalle NTC2008 sono stati invece utilizzati per le verifiche di resistenza.

Nell'analisi F.E.M. dell'edificio si è proceduto per passi successivi, modellando non solo lo stato di fatto, ma anche alcune possibili soluzioni d'intervento proposte dal Gruppo di Lavoro.

Nella prima analisi, il modello ad elementi finiti denominato **modello (J1)**, considera ciascun blocco del S.Gerardo come separato ed indipendente. Sono state analizzate singolarmente le 3 sub-unità principali A, B e C, che si ripetono nello sviluppo longitudinale dell'Ospedale.

Le differenze ottenute dall'analisi modale in termini di frequenze, se paragonate con i risultati ILSPA, sono nell'ordine del $\pm 3\%$, valori più che soddisfacenti. Analogamente le azioni interne M ed N per i pilastri considerati presentano differenze con i risultati ILSPA intorno al $\pm 4\%$. Tali valori sono attribuibili a ipotesi di partenza leggermente diverse adottate nei 2 modelli.

E' apparso da subito evidente che l'ipotesi di considerare gli vari edifici come se fossero separati è particolarmente severa. Va aggiunto inoltre che la ipotesi con una semplice sconnessione tra i corpi di fabbrica accostati non è ammessa dalla normativa vigente.

Per tale ragione sono state considerate nel **modello (J2)** varie possibili soluzioni di collegamento tra le sub-unità:

- CASO1: si riferisce al modello (J1) di riferimento, con edifici singoli ed indipendenti;
- CASO2: collegamento dei blocchi A, B e metà C solo **al piano 11°**, ovvero all'ultimo piano, che risulta comune alle 3 sub-unità;
- CASO3: collegamento al piano 11° (sommità) e al 6° (intermedio);
- CASO4: collegamento a **tutti i livelli**, ossia dall'11° piano all'interrato -2.

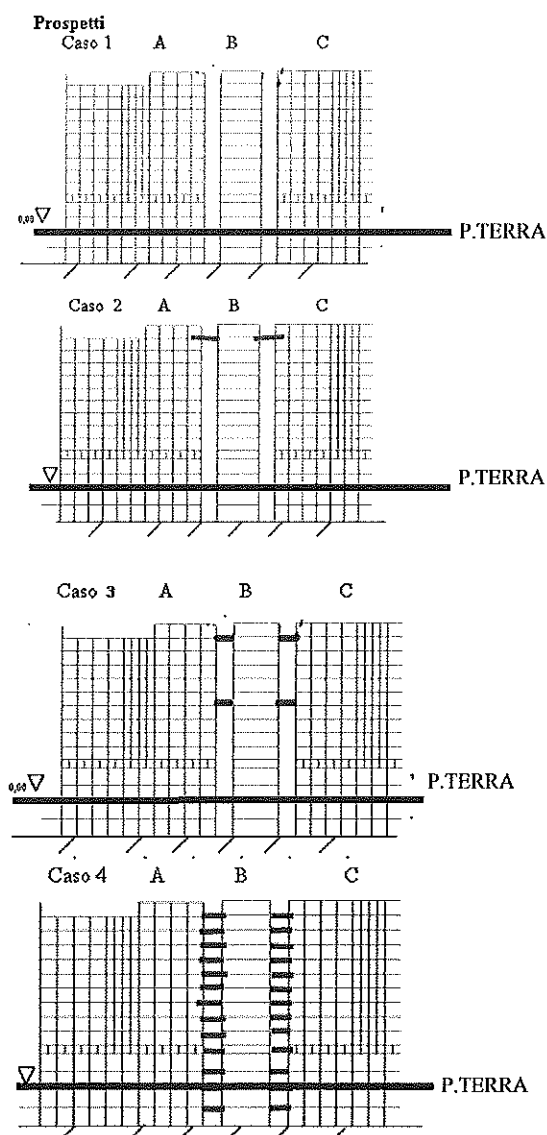


Figura B1: Possibili soluzioni di collegamento tra i corpi di fabbrica

Prendendo in considerazione le **azioni interne**, per numerosi pilastri presi a campione, si è ottenuto che:

- le **azioni assiali** restano sostanzialmente costanti
- i **tagli** ed i **momenti** subiscono delle variazioni in funzione sia della sub-unità cui appartengono sia della tipologia di collegamento ipotizzato.

Gli edifici A e C evidenziano una **progressiva riduzione** in termini di azioni di taglio e momenti passando dall'edificio singolo – indipendente del CASO 1, al CASO 4, cioè sub-unità collegate con collegamenti a tutti i piani.

Le percentuali di riduzioni superano il 30% nel CASO 4; ma già con un solo collegamento in sommità le azioni si riducono del 10%-15% ottenendo significativi vantaggi in termini di sicurezza dell'edificio.

L'edificio B presenta invece la tendenza ad un **progressivo aumento**, ossia una situazione inversa rispetto ad A e C; infatti, vista la sua geometria "a diamante" caratterizzata da maggiore inerzia e dalla presenza di pareti sismoresistenti, l'edificio B offre una maggior rigidità così che una quota parte delle azioni di A e C vengono trasferite a B attraverso i collegamenti.

Per questo motivo, come ci si aspettava, si evidenziano incrementi nelle azioni di taglio e nei momenti intorno al 10%-15%, mentre le azioni assiali rimangono pressoché invariate.

I risultati ottenuti dalla analisi con modello (J2) permettono di affermare che qualunque intervento di collegamento realizzato tra i vari corpi porterebbe ad un **miglioramento** della situazione, rispetto a quella esistente.

Alcuni grafici rappresentativi del modello (J2) sono riportati in fondo al presente allegato, mentre si rimanda alla relazione generale per i restanti risultati.

È stato realizzato un ulteriore modello F.E.M. denominato **modello (J3)** in cui la massa dell'edificio viene ridotta demolendo alcuni piani dell'intero monoblocco. Tale modello non viene riportato nel presente documento.

Un ulteriore **modello (J4)** si basa ancora sulle stesse ipotesi di materiali e carichi dei modelli precedenti, ma **considera l'intero monoblocco**, ossia tutte le 7 sub-unità strutturali (A;B;C;D;E;F;G), al posto di una sua porzione rappresentativa (A;B;metà C).

A favore di sicurezza, la forma curva dell'Ospedale non è stata tenuta in conto nel modello(J4).

Confrontando i risultati in termini di azioni interne (N, V, M) ottenuti dai modelli (J2) e (J4), nelle stesse condizioni di collegamento tra i piani, non si riscontrano apprezzabili variazioni, come mostrato in Tabella B1

Edificio A Pilastro				
1 SLE	ΔN	$\Delta V2$	ΔT	$\Delta M3$
1	0%	0%	0%	0%
2	0%	0%	1%	0%
3	0%	-1%	-1%	-1%
4	0%	-1%	18%	-1%
Edificio A Pilastro				
1 SLU	ΔN	$\Delta V2$	ΔT	$\Delta M3$
1	0%	0%	0%	0%
2	-1%	0%	1%	0%
3	-1%	-1%	-1%	-1%
4	-1%	-1%	17%	-1%

Tabella B1 : Variazione delle azioni interne tra il modello (J2) e (J4)

È possibile pertanto concludere che il comportamento della porzione di edificio composto da (A+B+metà C) costituisca già una modellazione corretta e rappresentativa dell'intero monoblocco. Per questo motivo nell'analisi numerica condotta secondo le NTC2008 è stato tralasciato il modello completo (J4) a favore del modello ridotto (J2).

Una proposta integrativa al collegamento tra gli edifici consiste nell'introduzione di nuovi vani ascensore.

Anche per questa possibile soluzione è stato sviluppato un modello agli elementi finiti, **modello (J5)**, che prevede l'inserimento di 4 nuovi vani ascensori esterni in corrispondenza dell'edificio B.

Confrontando le azioni interne per alcuni pilastri presi a campione, in presenza o meno dei nuovi vani ascensore, si verifica una **riduzione** media compresa tra il **6% e 9%**.

L'effetto benefico degli ascensori sul corpo B è trascurabile sugli adiacenti A e C.

In Tabella B2 sono riportate le variazioni delle azioni interne per 4 pilastri della sub-unità B; i relativi grafici sono invece riportati in fondo al presente allegato.

I nuovi ascensori possono pertanto costituire un ulteriore aiuto al monoblocco in termini di resistenza, anche sotto l'effetto di azioni sismiche.

PILASTRO 1			PILASTRO 2		
SLE			SLE		
N	V2	M3	N	V2	M3
2%	-6%	-7%	0%	-9%	-8%
SLU			SLU		
N	V2	M3	N	V2	M3
1%	-7%	-7%	0%	-9%	-8%
SISMA			SISMA		
N	V2	M3	N	V2	M3
2%	-5%	-5%	0%	-7%	-7%

PILASTRO 3			PILASTRO 4		
SLE			SLE		
N	V2	M3	N	V2	M3
1%	-7%	-7%	1%	-12%	-8%
SLU			SLU		
N	V2	M3	N	V2	M3
1%	-7%	-7%	1%	-12%	-8%
SISMA			SISMA		
N	V2	M3	N	V2	M3
2%	-6%	-6%	1%	-9%	-6%

Tabella B2: Riduzione delle azioni interne *V* e *M* con l'aggiunta dei vani ascensore

Le verifiche di resistenza dei pilastri

Le verifiche tensionali di alcuni pilastri rappresentativi sono state condotte determinando il dominio di interazione M-N.

Le massime azioni interne ricavate dal modello (J2) sono state assunte come sollecitazioni agenti, sia in presenza di sisma che in assenza.

I valori resistenti del calcestruzzo R_{ck} sono invece quelli ricavati dalle indagini diagnostiche, riportati in Tabella I della relazione di sintesi e trattati nell'Allegato A.

E' stata calcolata la resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck}=0,83R_{ck}$ e si è applicato un coefficiente $\alpha_{cc}=1$ considerando esauriti gli effetti viscosi.

Il valore resistente di calcolo per l'acciaio è pari a $f_{sd}=345/1,15= 300$ [MPa], coerente con i pochi risultati sperimentali disponibili.

Tenuto conto delle resistenze dei materiali ottenute dalla campagna di indagini, le verifiche di sicurezza risultano soddisfatte, seppure con margini ristretti, specialmente per i piani interrati

Viste le oggettive condizioni di degrado materico evidenziate nei pilastri al piano interrato (-2) e tenuto conto delle limitate resistenze del calcestruzzo al piano (-1), appare necessario (almeno per questi piani) un intervento di risanamento strutturale dei pilastri, eventualmente con incamiciatura, come meglio descritto nel Allegato C della presente relazione.

Nella parte conclusiva del presente allegato sono riportati alcuni domini di resistenza M-N relativi ad un pilastro dell'edificio A e ad uno dell'edificio B del piano interrato -1, mentre si rimanda alla "relazione generale" per tutti gli altri risultati.

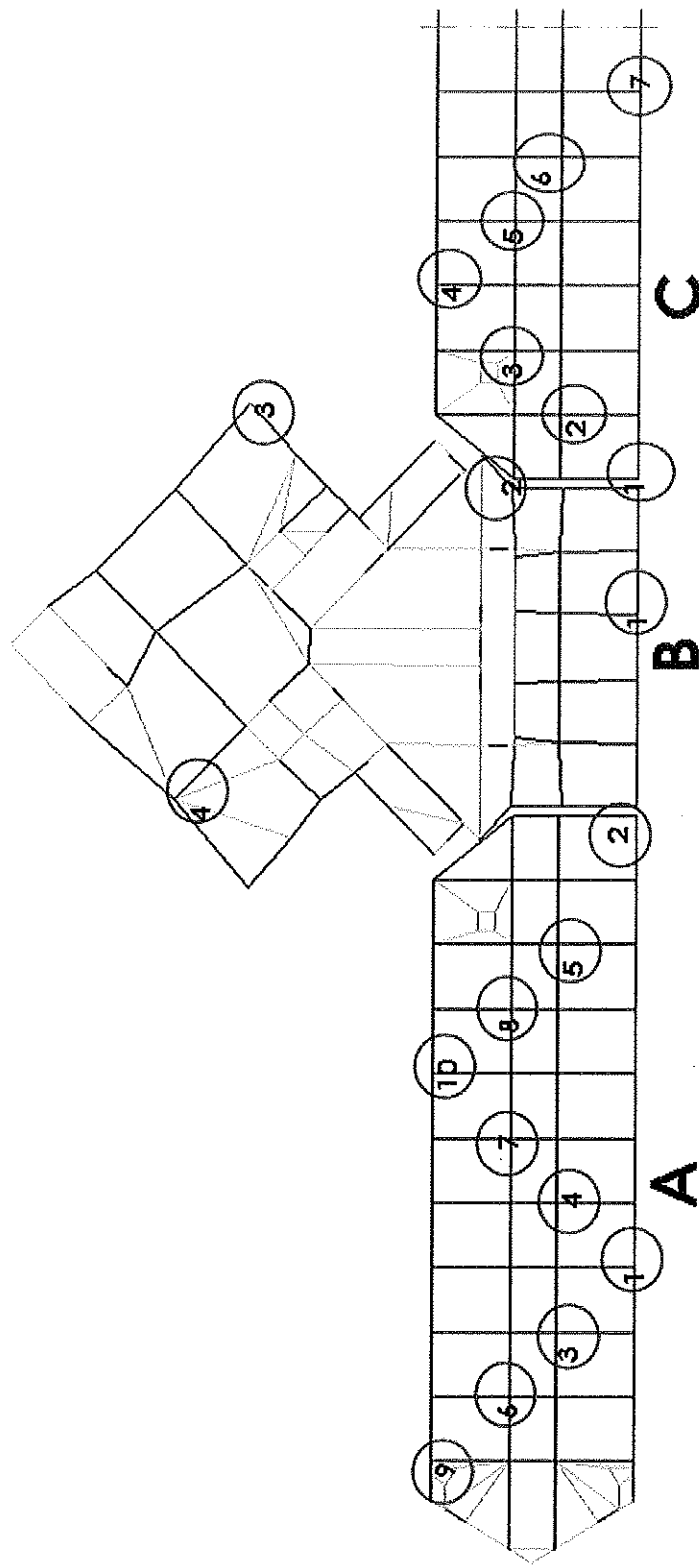
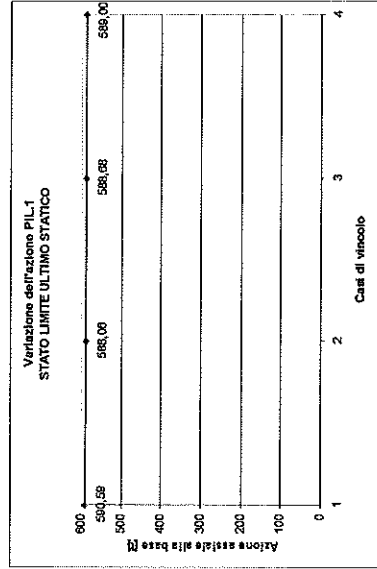
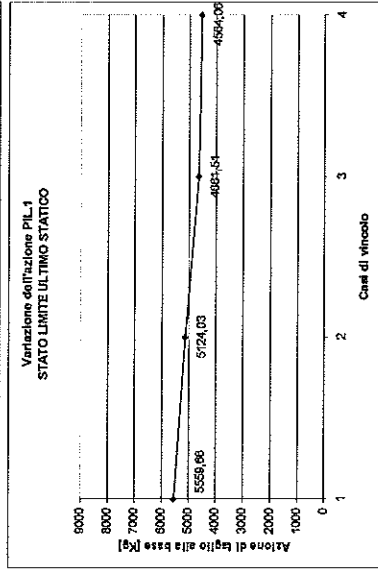
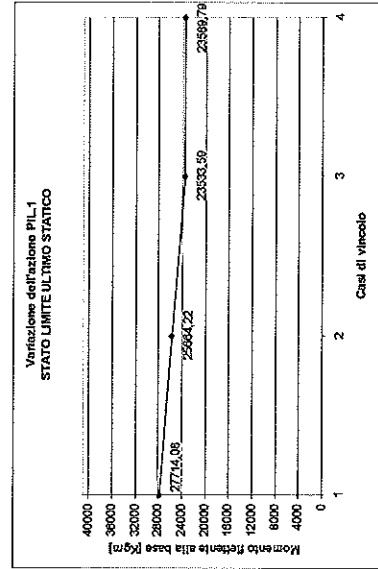


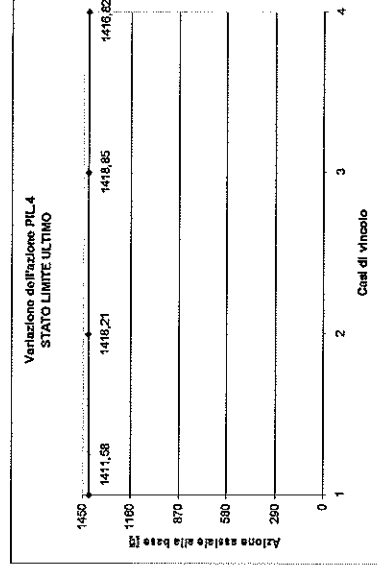
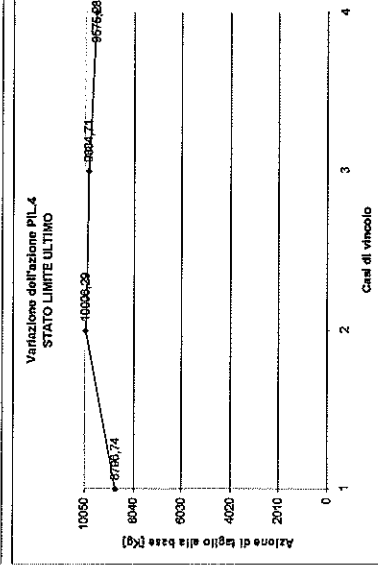
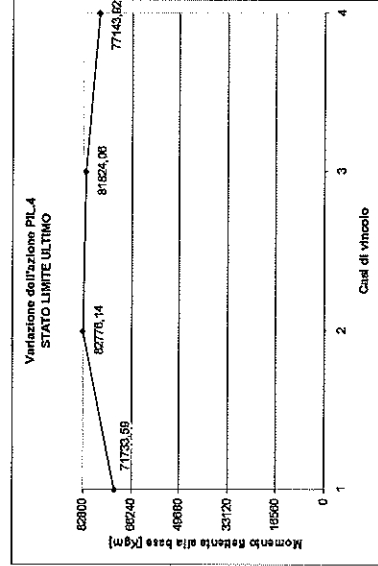
Figura B2: *Ubicazione dei pilastri analizzati*

Grafici rappresentativi del Modello (J2) (Casi di vincolo: 1- ed. indipendenti; 2- 11° piano; 3- 6° e 11° piano; 4- tutti piani)

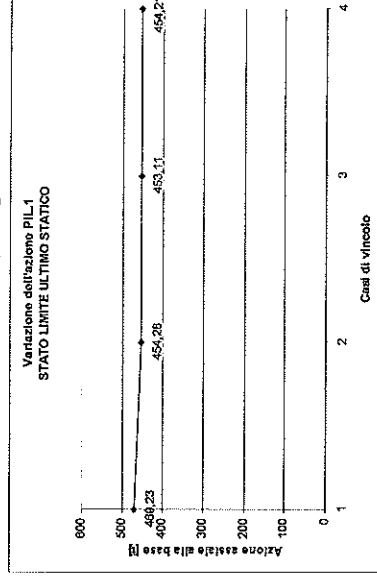
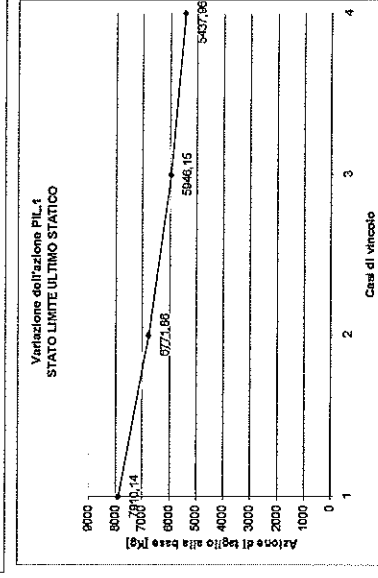
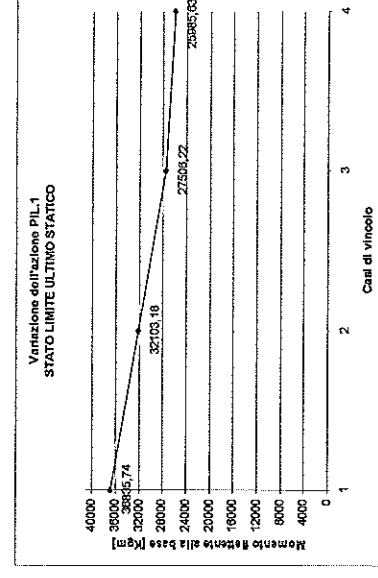
Sub-unità A



Sub-unità B



Sub-unità C



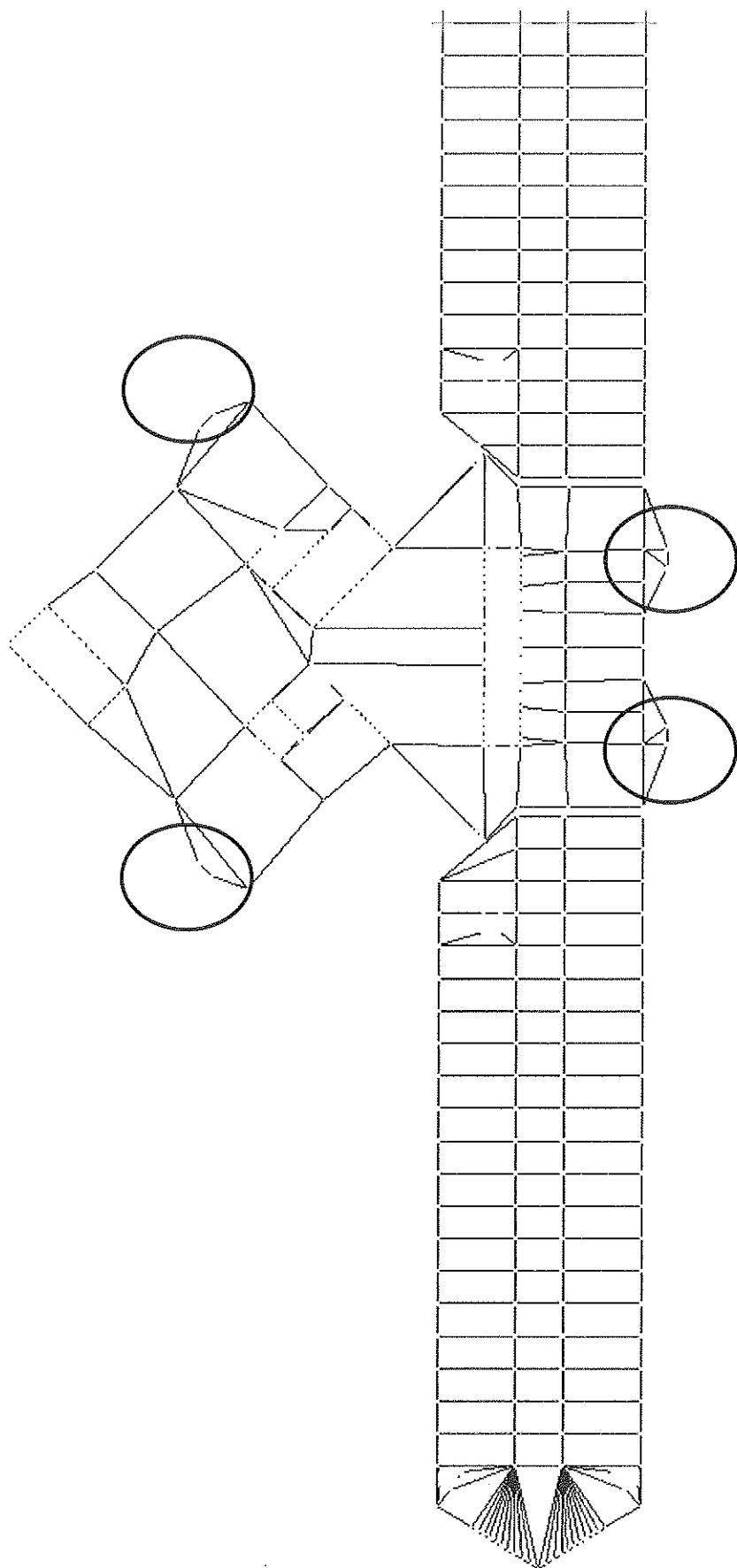
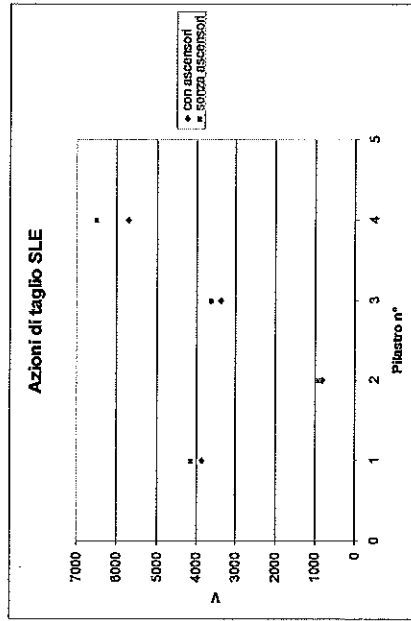
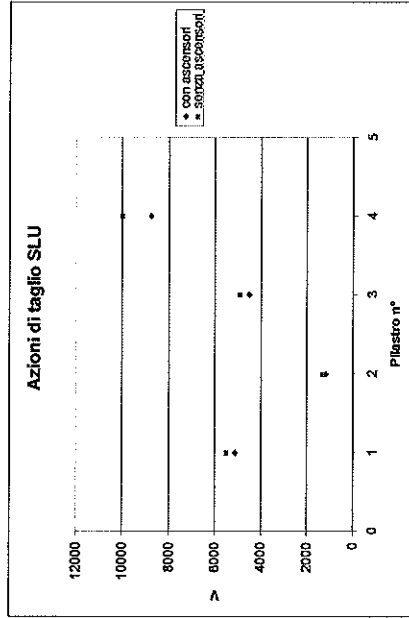
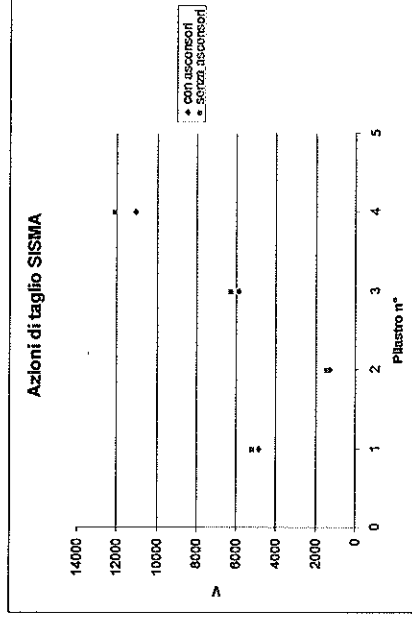
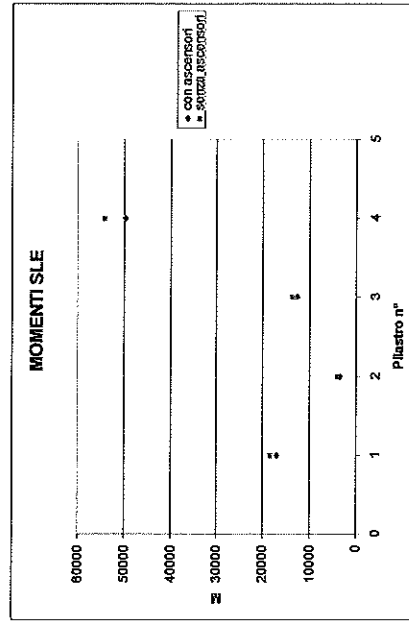
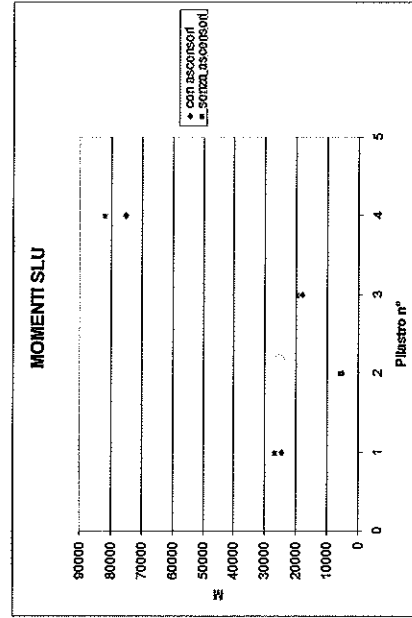
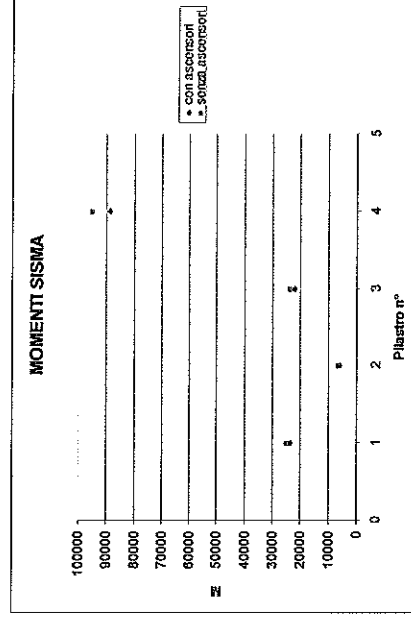


Figura B3: *Ubicazione dei nuovi vani ascensore*

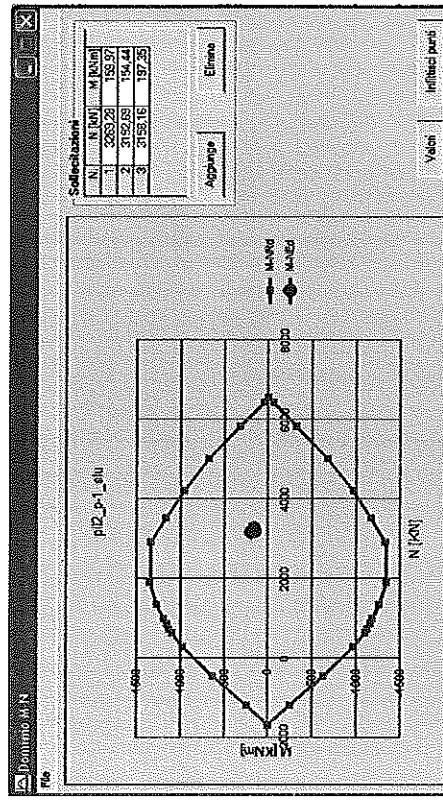
Grafici risultati del Modello (J5): confronto tra le azioni interne in presenza o meno dei vani ascensore



Verifiche tensionali - Domini M-N

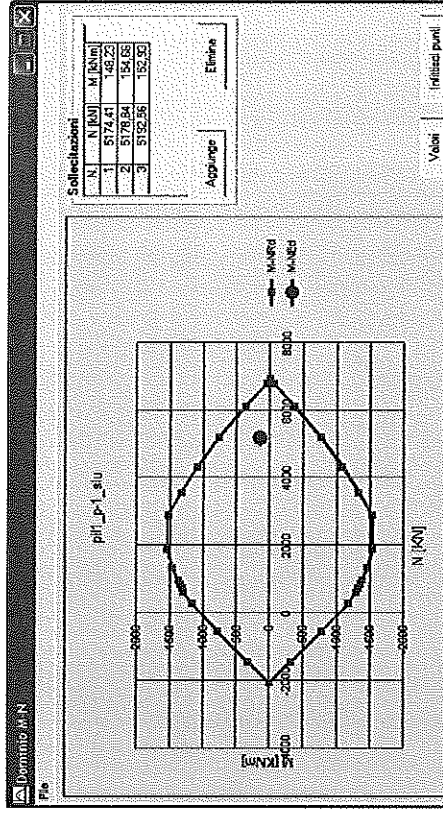
Edificio A

PIANO INTERRATO -1 SLU Modello (J2)- PIL2

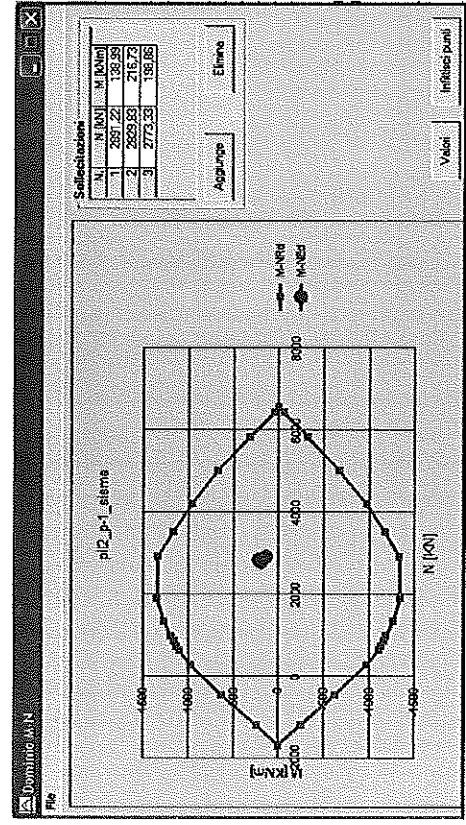


Edificio B

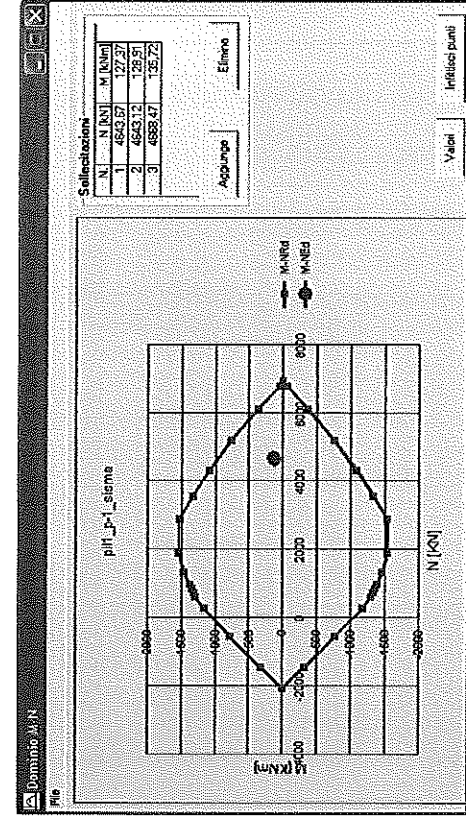
PIANO INTERRATO -1 SLU Modello (J2)- PIL1



PIANO INTERRATO -2 comb. sismica Modello (J2) – PIL2



PIANO INTERRATO -1 comb. sismica Modello (J2) – PIL1



ALLEGATO C

Indicazioni sul rinforzo delle colonne

Allegato C: indicazioni sul rinforzo delle colonne

Stato di sollecitazione delle colonne

Le colonne dei piani S2 e S1 del monoblocco presentano sollecitazioni prevalenti di sforzo assiale, con momenti flettenti di modesto valore. I valori di combinazione ricavati per le colonne 20 e 29 del piano S2, che appaiono essere le forme geometriche dominanti nelle tipologie delle colonne, sono riportati nella relazione a firma prof. F. Mola per varie combinazioni di carico.

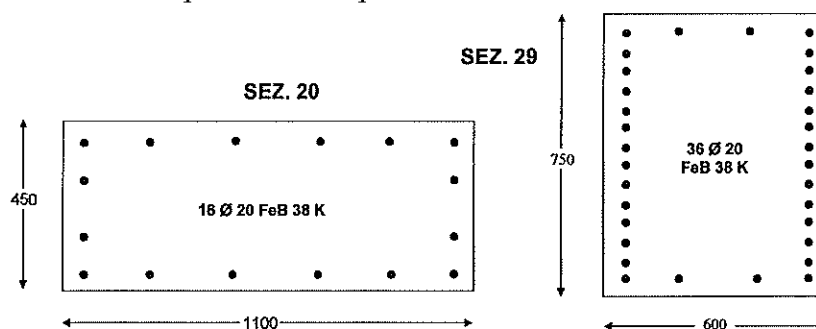


Figura C.1: Vista delle sezioni delle colonne dei piani S2 e S1 esaminate

Al fine di controllare preliminarmente lo stato di sollecitazione della colonna non rinforzata, si mostrano a confronto i domini di resistenza biassiali per la colonna 20 nelle seguenti ipotesi:

- calcestruzzo di classe C 16 / 20,
- sezione di misura 450 x 1100 mm²,
- armatura pari a 16 Ø 20 mm di acciaio FeB 38 K,
- copriferro 50 mm,
- sforzo assiale compreso tra 300 e 5000 kN.

Nella successiva figura C.2 sono illustrati i domini limite calcolati a confronto con i punti determinati dal procedimento di calcolo del telaio indicato.

Come si distingue facilmente, la sezione risulta largamente verificata allo stato limite ultimo anche con riferimento al valore più elevato dello sforzo assiale.

Anche per la colonna 29, al fine di controllare preliminarmente lo stato di sollecitazione della colonna non rinforzata, si mostrano a confronto i domini di resistenza biassiali nelle seguenti ipotesi:

- calcestruzzo di classe C 16 / 20,
- sezione di misura 750 x 600 mm²,
- armatura pari a 38 Ø 20 mm di acciaio FeB 38 K,
- copriferro 50 mm,
- sforzo assiale compreso tra 300 e 3600 kN.

Nella successiva figura C.3 sono illustrati i domini limite calcolati a confronto con i punti determinati dal procedimento di calcolo del telaio indicato. Anche in questo caso la colonna risulta verificata in modo soddisfacente.

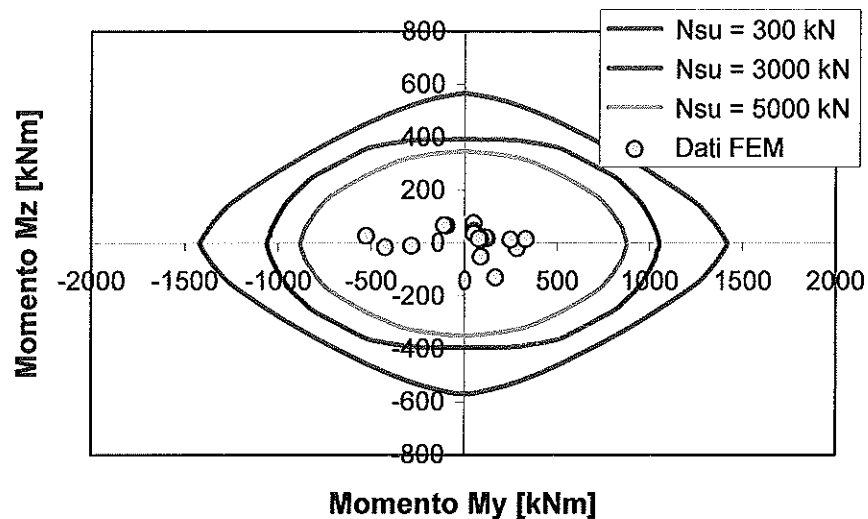


Figura C.2: *Dominio limite della sezione esistente della colonna 20 del blocco A*

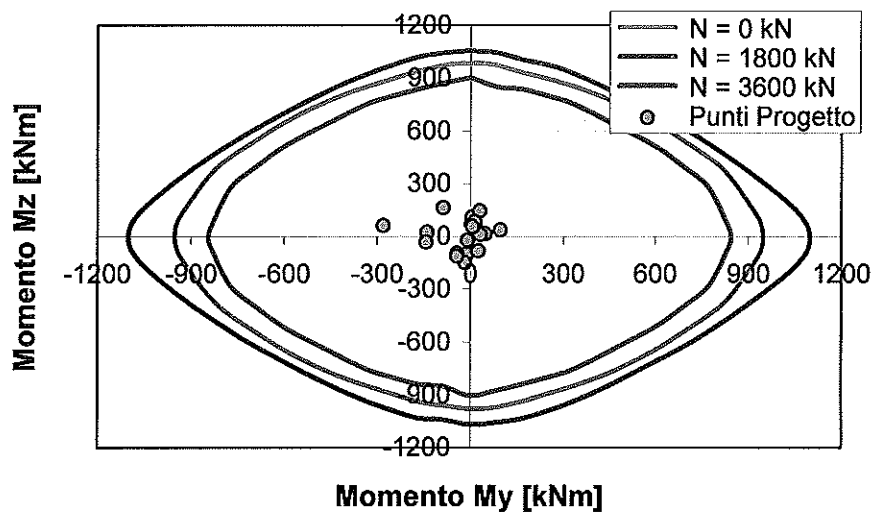


Figura C.3: *Dominio limite della sezione esistente della colonna 29 del blocco A*

Analisi delle tecnologie di rinforzo

Si esaminano in dettaglio tre tipi di tecnologia di rinforzo:

colonna con quattro angolari metallici L 100 ∇ 10 mm,

colonna con rinforzi in fibra di carbonio applicati per incollaggio,

colonna con crosta di 60 mm armata con 20 $\varnothing$ 20 in malta ad alta resistenza.

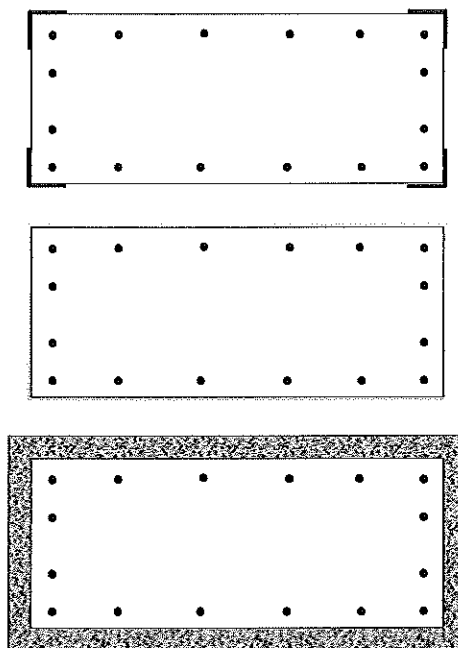


Figura C.4: Vista delle soluzioni di rinforzo della colonna 20 esaminate

Dal punto di vista della resistenza a flessione biassiale, sia la soluzione mediante angolari e calastrelli, sia la soluzione con la corteccia in calcestruzzo armato possono aumentare di più del 100% la resistenza a flessione della sezione, senza considerare alcun aumento di resistenza a carico assiale.

Poiché il collegamento degli angolari tra piano e piano può essere effettuato in forma locale mediante barre passanti mentre nel caso della crosta in calcestruzzo si hanno almeno 20 fori di passaggio di barre di continuità, la soluzione con aumento di sezione appare assai più complesso da eseguire e certamente più dispendioso sia in termini di tempo che di denaro.

Nel seguito si indicano le specifiche delle soluzioni messe a confronto.

Rinforzo con angolari: si adottano quattro angolari L 100 x 10 montati sui quattro spigoli e collegati da piastre di altezza 100 mm saldate agli angolari ad un passo di 300 mm; tali piastre vengono bloccate al calcestruzzo mediante tiranti in acciaio posti sull'asse di simmetria del lato più lungo, in modo da garantire un adeguato confinamento alla sezione in calcestruzzo.

Rinforzo con C-FRP: si dispongono due lamine da $100 \times 1,2 \text{ mm}^2$ su ciascun lato della colonna, procedendo poi a effettuare un avvolgimento della stessa con strisce di altezza 150 mm e spessore 0,22 mm avvolte per tre giri ad un passo di 300 mm.

Rinforzo con calcestruzzo: si esegue una crosta di circa 60 mm di spessore con aggiunta di armatura passante tra i piani e staffe atte a migliorare la resistenza a taglio della sezione. Nel caso esaminato le armature aggiuntive sono pari a quelle già presenti nella sezione e le staffe aggiuntive sono pari a quelle già presenti nella sezione.

Verifica del rinforzo per azioni normali

Si calcolano preliminarmente le portate delle sezioni originali assumendo una resistenza del calcestruzzo C 16/20 pari a 9,0 MPa e dell'acciaio pari a 325 MPa.

$$N_{CLS} = f_{cd} \cdot A_c = 9000 \cdot 0,45 \cdot 1,1 = 4455 \text{ kN}$$

$$N_{FB} = A_s \cdot f_{yd} = \frac{16 \cdot 314 \cdot 325}{1000} = 1633 \text{ kN}$$

Le portate delle parti aggiunte risultano dal calcolo dello sforzo limite per i vari materiali impiegati. Si assume che le parti aggiunte siano realizzate con calcestruzzo tixotropico di classe C 40/50, con

fibre di carbonio di tipo HS ($E_f = 235$ GPa), e con acciaio tipo S 375 C. Si hanno allora i seguenti contributi:

$$N_L = A_L \cdot f_{yd} = \frac{8000 \cdot 375}{1,1 \cdot 1000} = 2596 \text{ kN}$$

$$N_{FRP} = A_f \cdot f_{fd2} = \frac{8 \cdot 120}{1000} \cdot \frac{3}{1,2 \cdot \sqrt{1,5}} \sqrt{\frac{2 \cdot 166000 \cdot 0,25}{1,2}} = 538 \text{ kN}$$

$$N_W = A_W \cdot f_{cd,W} = (1,2 \cdot 0,55 - 1,06 \cdot 0,41) \cdot 28000 = 6311 \text{ kN}$$

La portata complessiva dei tre sistemi a sforzo assiale dipende anche dal grado di confinamento che si riesce ad ottenere nel calcestruzzo originario della sezione. Mentre per il caso degli angolari con i calastrelli e la fibra in avvolgimento esistono linee guida che possono essere utilizzate allo scopo, non risulta possibile controllare tale fattore con la crosta in calcestruzzo aggiunta sul perimetro della sezione.

Si hanno i seguenti valori dell'incremento per confinamento:

Angolari metallici: In questo caso si considera che il raggio di raccordo degli spigoli di contenimento delle traiettorie di compressione sia pari a 100 mm, ovvero al lato dell'angolare. Se viene introdotto un tirante in asse al lato lungo della sezione, si può calcolare il confinamento su metà della sezione. La resistenza confinata viene determinata con la legge di Monti – Spoelstra introducendo i fattori volumetrici verticale k_v ed orizzontale k_H .

$$r = 100 \text{ mm}, b' = 450 - 200 = 250 \text{ mm}, h' = \frac{1100}{2} - 100 = 450 \text{ mm}$$

$$k_v = \left(1 - \frac{p-b}{2 \cdot d_{\min}}\right)^2 = \left(1 - \frac{300-100}{2 \cdot 250}\right)^2 = 0,36$$

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot b' \cdot h'} = 1 - \frac{250^2 + 450^2}{3 \cdot 250 \cdot 450} = 0,21$$

La percentuale geometrica del rinforzo vale:

$$\rho_L = \frac{2t_f b_f}{p_f} \cdot \frac{b+h}{b \cdot h} = 0,027$$

E la pressione esercitata dalla cerchiatura:

$$f_L = \rho_L f_{yd} k_H k_v = 0,027 \cdot 325 \cdot 0,36 \cdot 0,21 = 0,67 \text{ MPa}$$

Da cui l'incremento di resistenza del calcestruzzo confinato vale:

$$\Delta f_c = f_{ccd} - f_{cd} = f_{cd} \cdot 2,6 \cdot \left(\frac{f_L}{f_{ck}}\right)^{2/3} = 0,31 \cdot 16 = 5 \text{ MPa},$$

portando la resistenza del calcestruzzo da 16 a 21 MPa. Il valore della resistenza aggiuntiva a sforzo assiale vale allora 1392 kN.

Avvolgimento in FRP: In questo caso si considera che il raggio di raccordo degli spigoli di contenimento delle traiettorie di compressione sia pari a 50 mm in conseguenza dell'arrotondamento mediante fresatura del calcestruzzo. Se viene introdotto un tirante in asse al lato lungo della sezione, si può calcolare il confinamento su metà della sezione. La resistenza confinata viene ancora determinata con la legge di Monti – Spoelstra introducendo i fattori volumetrici verticale k_v ed orizzontale k_H .

$$r = 50 \text{ mm}, b' = 450 - 100 = 350 \text{ mm}, h' = \frac{1100}{2} - 50 = 500 \text{ mm}$$

$$k_V = \left(1 - \frac{p-b}{2 \cdot d_{\min}}\right)^2 = \left(1 - \frac{300-150}{2 \cdot 350}\right)^2 = 0,617$$

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot b' \cdot h'} = 1 - \frac{350^2 + 500^2}{3 \cdot 350 \cdot 500} = 0,29$$

La percentuale geometrica del rinforzo vale:

$$\rho_L = \frac{2t_f b_f}{p_f} \cdot \frac{b+h}{b \cdot h} = 0,0032$$

E la pressione esercitata dalla cerchiatura:

$$f_L = \rho_L f_{fd} k_H k_V = 0,0032 \cdot \frac{0,85 \cdot 2400}{1,1 \cdot 1,25} \cdot 0,29 \cdot 0,617 = 0,85 \text{ MPa}$$

Da cui l'incremento di resistenza del calcestruzzo confinato vale:

$$\Delta f_c = f_{cd} - f_{cd} = f_{cd} \cdot 2,6 \cdot \left(\frac{f_L}{f_{ck}}\right)^{2/3} = 0,37 \cdot 16 = 5,88 \text{ MPa},$$

portando la resistenza del calcestruzzo da 16 a 22 MPa. Il valore della resistenza aggiuntiva a sforzo assiale vale allora 1637 kN.

Confronto delle varie soluzioni per sforzo assiale

Si hanno quindi i seguenti valori finali delle sezioni rinforzate:

$$N_1 = N_{CLS} + N_{FE} + N_L + \Delta N_{conf} = 4455 + 1633 + 2596 + 1392 = 10076 \text{ kN}$$

$$N_2 = N_{CLS} + N_{FE} + N_{FRP} + \Delta N_{conf} = 4455 + 1633 + 538 + 1637 = 8263 \text{ kN}$$

$$N_3 = N_{CLS} + N_{FE} + N_W = 4455 + 1633 + 6311 = 12399 \text{ kN}$$

Dal confronto dei tre valori si evince che non si hanno sostanziali differenze (max 20% di incremento o diminuzione), per cui i tre metodi portano il grado di resistenza assiale allo stesso livello, cioè circa il doppio di quello iniziale.

Confronto delle varie soluzioni per momento flettente

Il confronto delle tre soluzioni proposte viene effettuato con riferimento ad un carico assiale di 3000 kN per le tre disposizioni di rinforzo adottate. Nella successiva figura C.5 sono messi a confronto i domini limite ottenuti per le tre sezioni tipo.

Di riconosce che ovviamente la crosta in calcestruzzo con armature aggiuntive fornisce il massimo valore di incremento di resistenza flessionale che raggiunge più del doppio di quella iniziale. Con la soluzione con angolari e calastrelli si ha circa il 100% di aumento e con il rinforzo con FRP si ha solo il 30% di aumento.

I valori secondo i due assi principali sono riassunti in tabella I, mentre in figura 4 sono mostrati i domini resistenti a confronto.

direzione	M ₀	M _L	M _{FRP}	M _W	□L	□FRP	□W
X	537	1124	708	1466	109	32	173
Y	1348	2783	1824	3103	105	35	130
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[%]	[%]	[%]

Tabella I: Confronto dei momenti resistenti per $N = 3000 \text{ kN}$ nelle varie soluzioni

Si comprende facilmente che la soluzione con FRP è sicuramente meno performante delle altre, mentre quella con angolari d'acciaio, ottiene lo stesso livello di aumento della soluzione adottata in fase di progetto preliminare degli interventi, ma sicuramente con minore onere economico, tempo e complessità esecutiva.

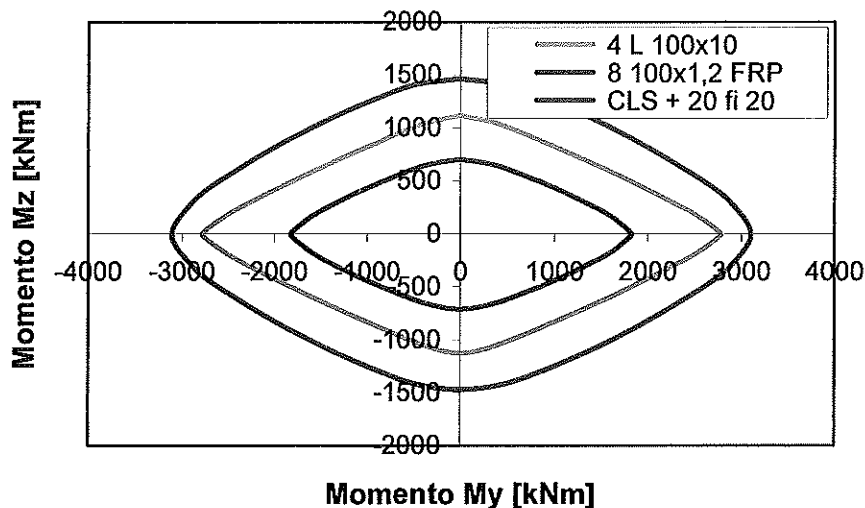


Figura C.5: Domini resistenti e punti di progetto per la colonna n°29

Confronto delle varie soluzioni per azione tagliante

Con riferimento all'azione tagliante, si hanno i seguenti valori delle resistenze:

$$V_{Rd,L} = \frac{A_L f_{yd} h_0}{p_L} = \frac{10 \cdot 100 \cdot 325 \cdot 0,9 \cdot 400}{300 \cdot 1000} = 390 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,FRP} = \frac{A_{FRP} f_{fd2} h_0}{p_{frp}} = \frac{0,66 \cdot 150 \cdot 860 \cdot 0,9 \cdot 400}{300 \cdot 1000} = 102 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,W} = \frac{A_W f_{yd} h_0}{p_W} = \frac{4 \cdot 78 \cdot 325 \cdot 0,9 \cdot 400}{100 \cdot 1000} = 121 \text{ kN}$$

Come si evince dal confronto, la soluzione prescelta per il progetto preliminare incrementa il taglio resistente di un valore modesto, paragonabile a quello che si ottiene con la fasciatura in carbonio, di gran lunga più semplice e di maggior effetto in vicinanza dei nodi, ove possono essere realizzati anche tiranti che eliminano l'espulsione dei nodi (si veda DT 200/2004 e nuove norme NTC 2008).

Per contro, la soluzione con i calastrelli metallici ha un incremento sensibile della resistenza a taglio, aiutando a riorganizzare la gerarchia delle resistenze. Infatti, il taglio che può essere sopportato dalla colonna, deve essere maggiore del taglio che si può calcolare a partire dalla distribuzione dei momenti plastici.

Assumendo un'altezza di 4,50 m si ha che il taglio che porta la colonna in zona plastica vale rispettivamente 300 kN per la soluzione con FRP, 500 kN con gli angolari e oltre 650 kN per quella con l'ispessimento perimetrale. Si comprende come in tale ultimo caso la rottura per taglio sarebbe sicuramente la modalità prevalente in quanto la resistenza flessionale appare eccessiva per garantire una gerarchia delle resistenze e quindi in definitiva un comportamento duttile delle colonne.

In relazione a tali risultati, si possono esplicitare le regole riportate nelle linee guida richiamate nel testo.

ALLEGATO D

Informazioni sui giunti dissipativi

Allegato D: Sistemazione dei giunti di dilatazione tra corpi di fabbrica

I giunti di dilatazione

L'Ospedale è composto da più corpi di fabbrica tra loro separati da giunti verticali, che li rendono indipendenti tra loro dal punto di vista strutturale. In occasione di azioni sismiche, gli inconvenienti che possono nascere dalla loro presenza sono due: 1) corpi di fabbrica tra loro limitrofi possono martellare lungo le superfici del giunto, e 2) corpi di fabbrica più resistenti non collaborano con quelli meno resistenti, cioè non consentono una redistribuzione delle azioni orizzontali. Il documento [2] affronta tali aspetti.



Figura D.1a: *Il monoblocco, costituito da 12 piani fuori terra, e due piani interrati. E' composto da sette corpi di fabbrica (o edifici) tra loro separati da giunti. Nel documento longitudinale indica la direzione perpendicolare al giunto. Essendo la pianta in curva, fig. D.1b, tale direzione varia tra giunto e giunto.*

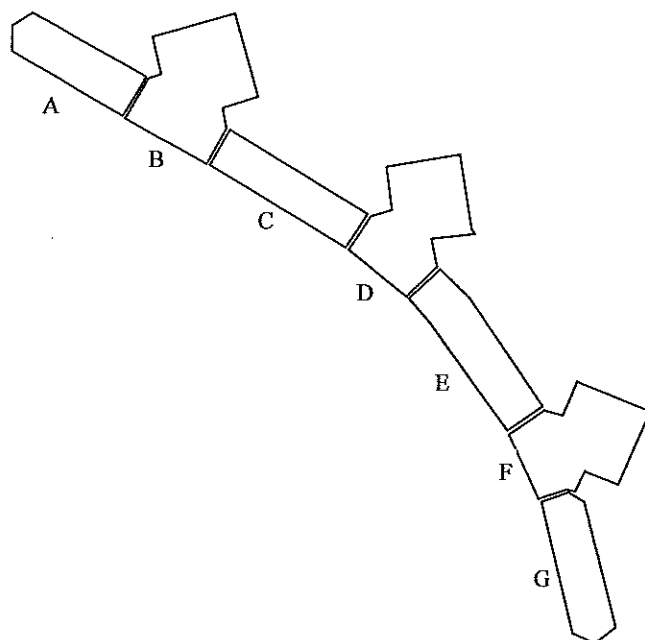


Figura D.1b: *Pianta*

Nel seguito si descrivono i dettagli costruttivi attinenti ai giunti, e si delinea un intervento idoneo ad introdurre un elemento dissipatore nel gap presente tra i diversi corpi di fabbrica, in grado di svolgere più funzioni:

- evitare martellamenti tra corpi di fabbrica adiacenti;
- ridistribuire le azioni sismiche, attenuando le sollecitazioni sismiche più critiche;
- ridurre le azioni sismiche lungo la direzione trasversale ad ogni corpo di fabbrica, mediante una dissipazione di energia.

Risultati del documento [2]

Nel documento [2] sono riportati i risultati ottenuti mediante la modellazione statica e dinamica delle tre sub-unità A, B e C, sia nell'ipotesi che esse siano isolate ed indipendenti tra di loro, modello J1, sia ipotizzandole collegate mutuamente, modelli J2, al fine di simulare una adeguata porzione del monoblocco che rispecchi i potenziali vantaggi di un comportamento di assieme.

Si noti che, qualora non siano effettuati interventi sui giunti, il comportamento dell'edificio non sarebbe riconducibile né all'uno né all'altro assunto. I singoli corpi di fabbrica infatti tenderebbero a comportarsi come disgiunti, ma l'esiguo gap tra l'uno e l'altro porterebbe a dei martellamenti tra l'uno e l'altro, con danni non facilmente definibili, ma in ogni caso aggiuntivi a quelli ipotizzati.

Nel documento [2] sono confrontati i risultati ottenuti dalla modellazione di una porzione significativa di edificio precisamente le tre sub unità A, B e C, e dall'intero monoblocco, seppur trascurando la forma leggermente arcuata del monoblocco, a favore di sicurezza. In questi ultimi calcoli, i giunti sono sostituiti da unioni rigide, senza distinzione tra componenti di spostamento in direzione longitudinale e componenti in direzione trasversale. Come vedremo, una distinzione tra gli interventi nei confronti delle due componenti è necessaria, ed è foriera di un miglioramento nel comportamento dell'edificio nel suo insieme.

La sintesi dei risultati della modellazione è contenuta nell'Allegato B

Dettagli sui giunti di dilatazione esistenti nelle strutture dell'Ospedale

I dettagli sono ricavati dal disegno dei progettisti, non classificato, denominato:
Schema di smaltimento acque piovane dalle intercapedini. Dettagli pendenze e finiture giunti di dilatazione.

I disegni sono in cattivo stato ma consentono di osservare dettagli accurati. La figura 2 mostra il dettaglio della protezione del giunto, situata in sommità. La figura 3 mostra un analogo dettaglio, in una intercapedine. La figura 4 mostra la generica canaletta, realizzata per smaltire eventuali infiltrazioni di acqua, ed il tubo di scarico, o di convogliamento delle acque allo scarico.

L'intervento proposto non altera tutti tali dettagli, e rispetta il sistema di smaltimento acque piovane, ad eccezione di quello in sommità, fig. 2. Quest'ultimo è rimosso localmente per far spazio al dispositivo previsto.

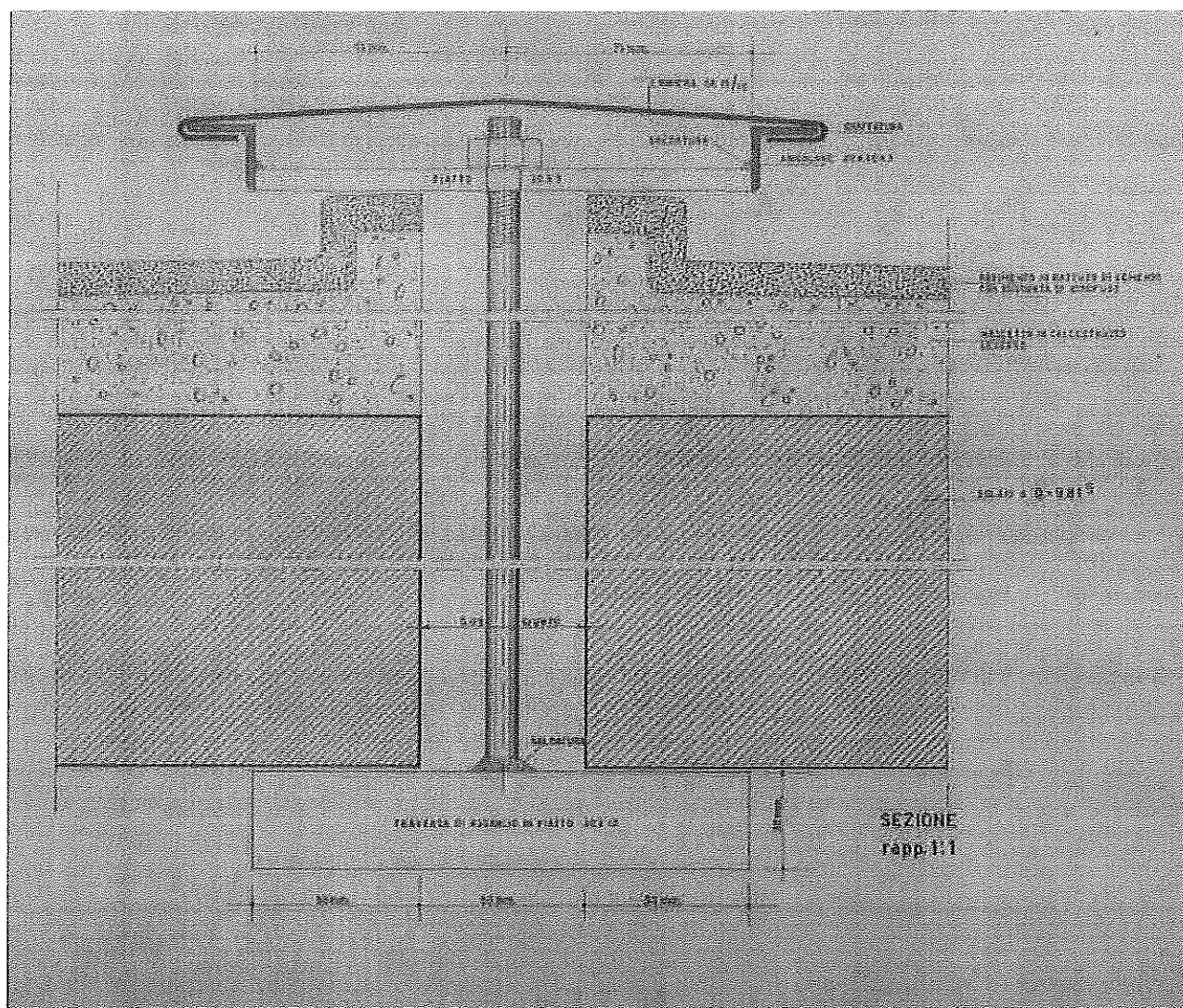


Figura D.2: Sezione verticale di un giunto, in sommità. Elemento di protezione

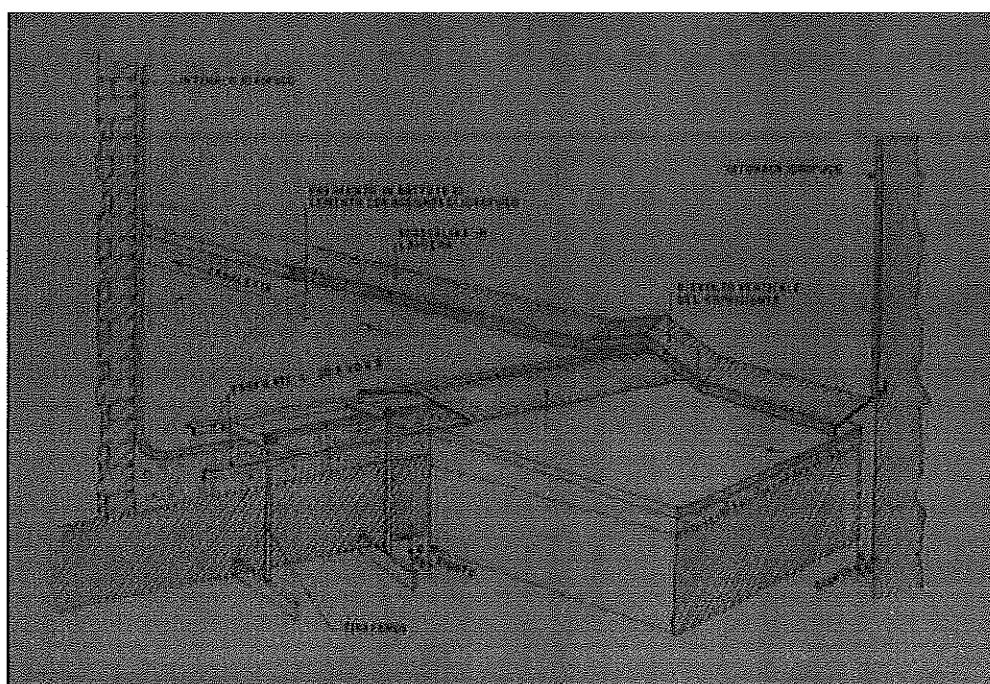


Figura D.3: *Un particolare di copertura del giunto nelle intercapedini.*

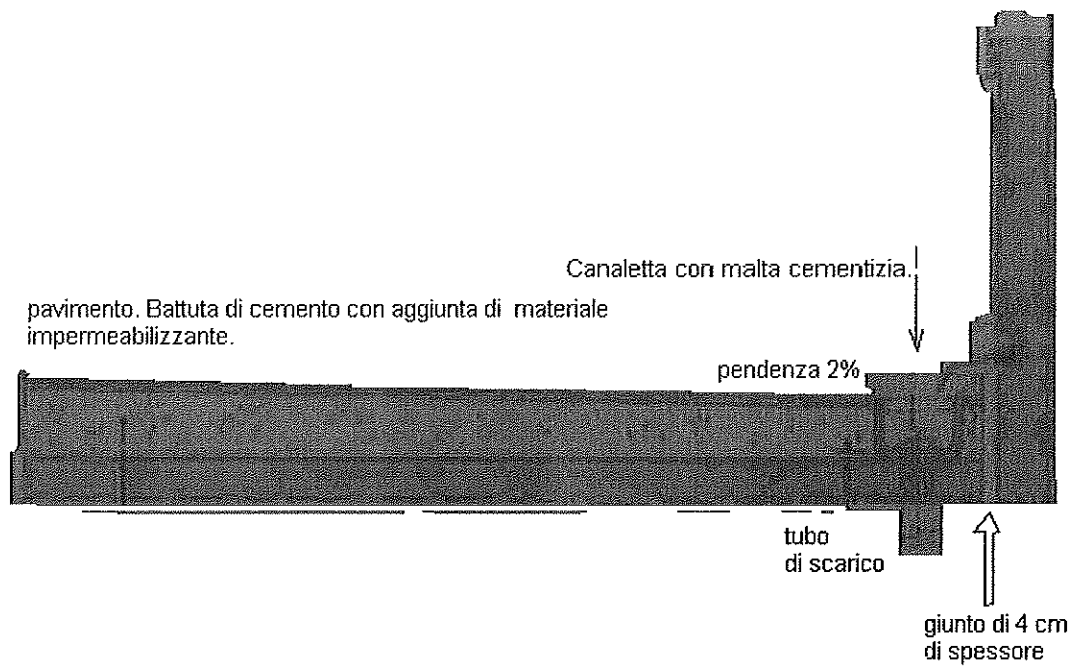


Figura D.4: *Particolare della canaletta. Questo come altri disegni è in cattivo stato ma consente di osservare dettagli accurati.*



Figura D.5: *Aspetto del giunto, visto all'interno dell'edificio.*



Figura D.6: La fotografia consente di apprezzare la precisione della costruzione che realizza un giunto di ampiezza pari ai 40 mm di progetto. A protezione del giunto è un materiale elastomerico, trascurabile nel modello strutturale. Non è previsto alcun intervento su di questo.

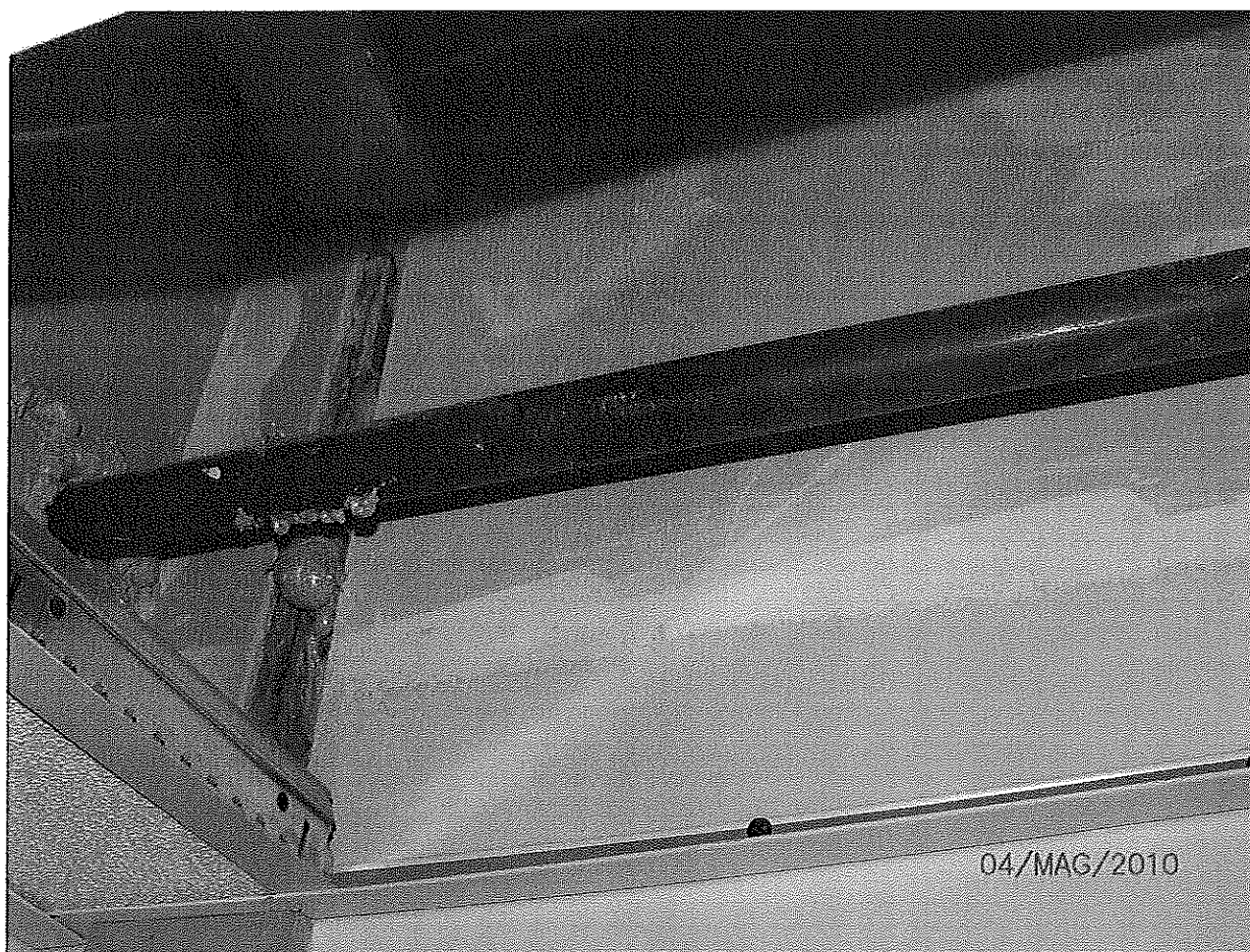


Figura D.7: *Giunto tra due corpi di fabbrica, a livello del contro soffitto. Il giunto è riempito con materiale siliconico, deformabile ed idrorepellente. In primo piano è visibile una tubazione resa indipendente dal muro mediante un riempimento siliconico, che funge anche da guarnizione rispetto ad eventuali infiltrazioni di acqua nell'intercapedine.*

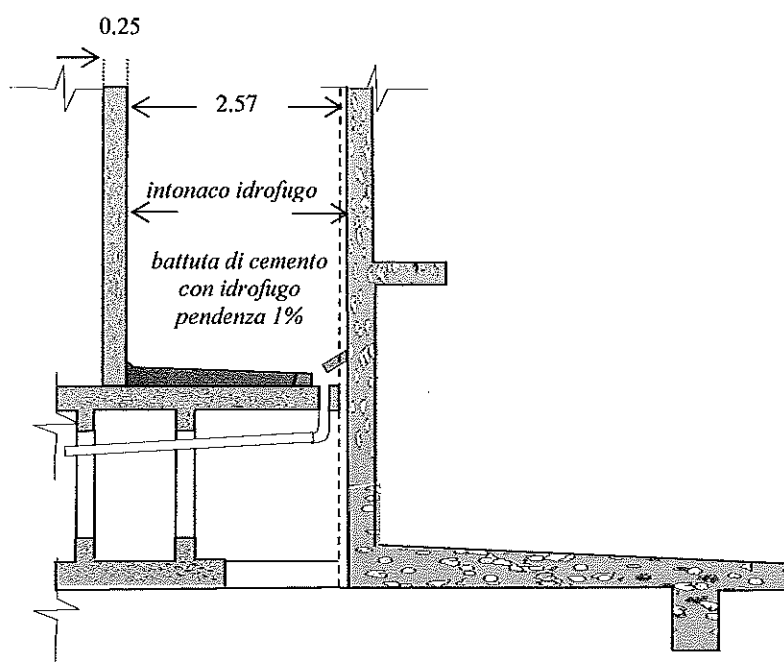


Figura D.8: Sezione verticale della intercapedine, in un piano longitudinale, perpendicolare al piano del giunto. Dettagli del giunto ad una quota generica.

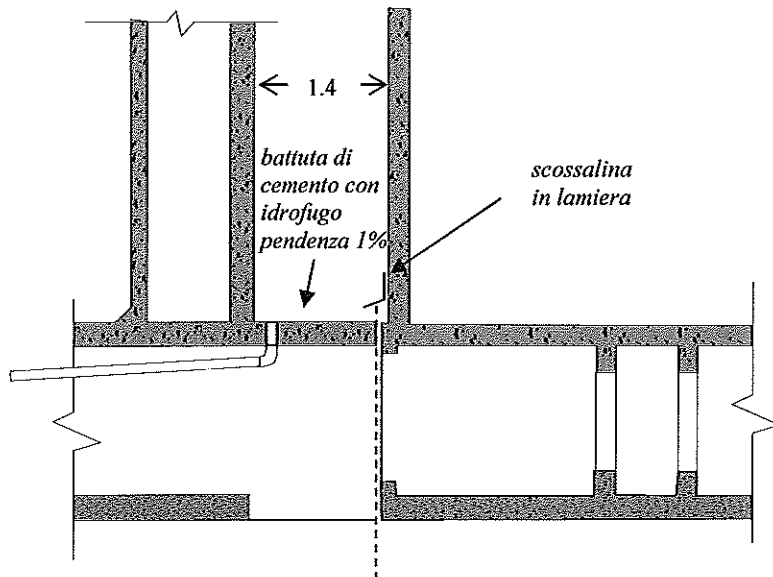


Figura D.9: Altra sezione verticale di una intercapedine, perpendicolare al piano del giunto. Dettagli del giunto ad una quota generica.



Figura D.10: *Cavedio tra corpi di fabbrica. Si possono osservare tubazioni di vario genere che risulterebbero danneggiate durante un possibile movimento sismico tra le parti.*

Nel doc. [4] è detto: *Una grande attenzione va posta là dove ci sono grandi spostamenti relativi, specie in prossimità di giunti strutturali oppure ai punti di ingresso negli edifici delle linee di tubazioni o elettriche. Tutte le linee, tubazioni, passerelle e collegamenti elettrici devono permettere tali spostamenti o con laschi sufficienti o con elementi molto flessibili. Per quanto riguarda i componenti essenziali attivi, è necessario assicurare per essi anche la capacità di rimanere funzionali.*

Quanto si segnala per le tubazioni a cavallo di giunti di dilatazione vale anche per le tubazioni tra l'edificio e l'esterno all'edificio.



Figura D.11: *Intercapedine disposta longitudinalmente all'edificio, tra la facciata ed il muro controterra.*

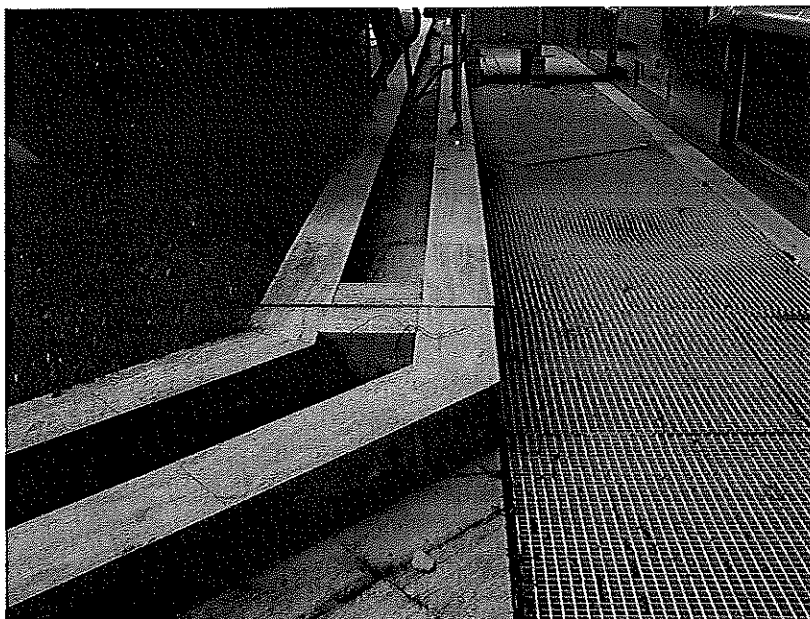


Figura D.12: *Ricoprimento mediante grigliati della intercapedine.*

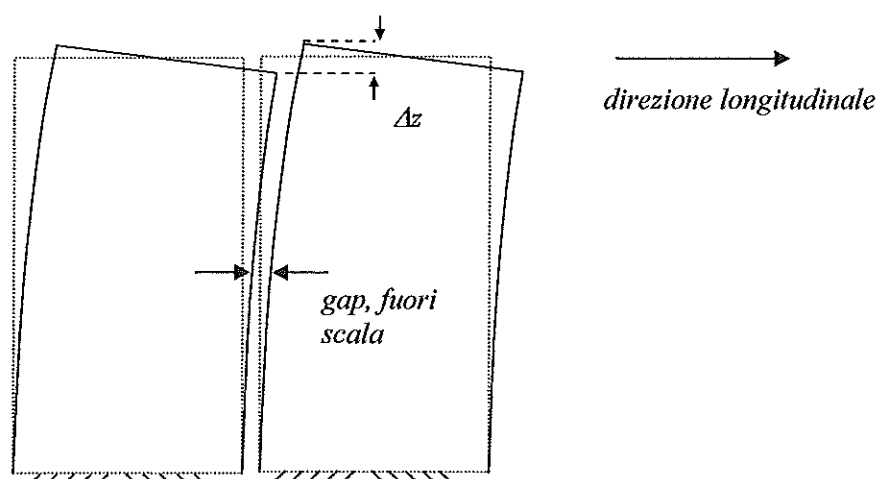
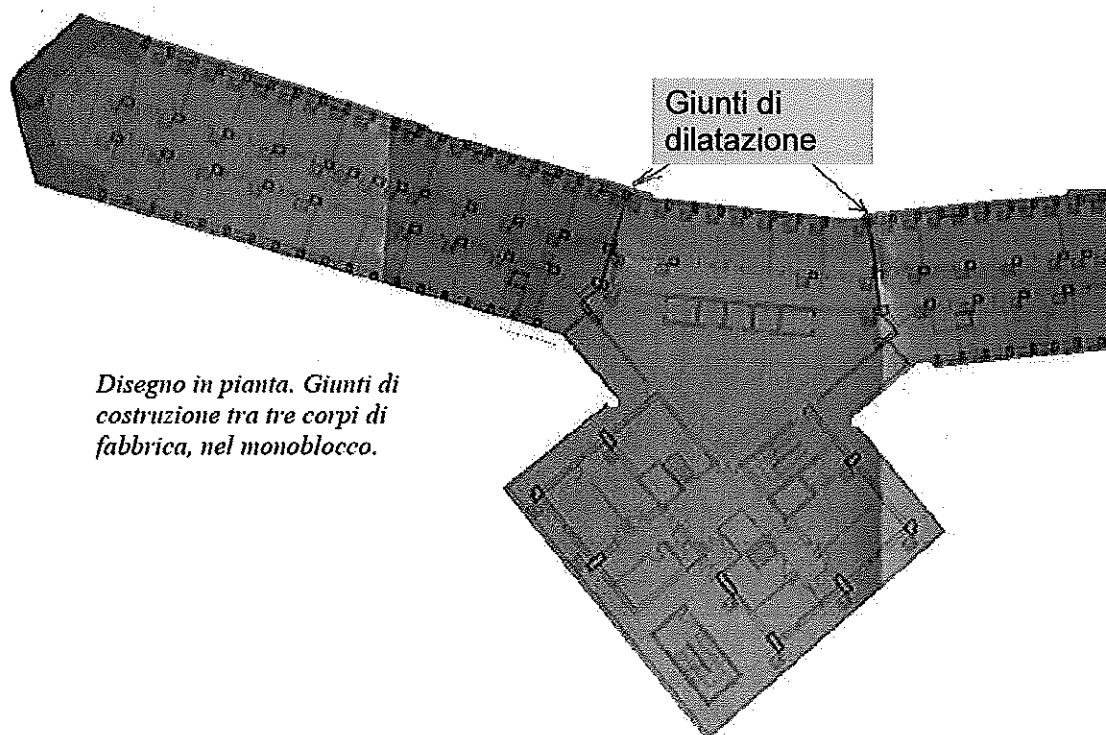


Figura D.14: Tra le due superfici affacciate al giunto i due corpi di fabbrica può manifestarsi uno spostamento relativo, con una componente verticale inferiore ma confrontabile a quella orizzontale.

A parte deve essere trattato il giunto indicato nella figura seguente. La ampiezza del gap tra le superfici affacciate è ancora pari a 40 mm, e le componenti di spostamento relativo di natura termica o sismica hanno la ampiezza precedentemente indicata. Tuttavia la sistemazione dei dispositivi dovrà essere diversa da quella proposta per gli altri giunti.



Disegno in pianta. Giunti di costruzione tra tre corpi di fabbrica, nel monoblocco.

Figura D.15: Giunti di dilatazione per le quali deve essere studiata una particolare applicazione dei dispositivi.

Scelta dei dispositivi da installare in corrispondenza ai giunti

In questa sede proponiamo di introdurre vincoli agli spostamenti relativi solo in sommità. Ulteriori analisi potranno suggerire la opportunità di introdurne anche ad un piano intermedio. Sono in numero di due per giunto, operanti in direzione longitudinale, e due operanti in direzione trasversale. In entrambe le soluzioni, i dispositivi devono essere sistemati con l'asse corrispondente all'asse di un telaio. La figura D.16 rappresenta la coppia che agisce in senso longitudinale, in forma schematica.

I dissipatori sono a tutti gli effetti elementi strutturali, in quanto sono progettati per sopportare azioni previste nella vita della struttura: rispetto agli elementi strutturali più propriamente detti, travi, pilastri, pareti, fondazioni, i dissipatori devono avere due caratteristiche:

1. la possibilità di essere sostituiti, qualora abbiano subito deformazioni irreversibili, o comunque importanti.
2. la disponibilità di riserve di prestazioni, tale da poter far fronte a una eventuale sottostima dell'azione sismica.

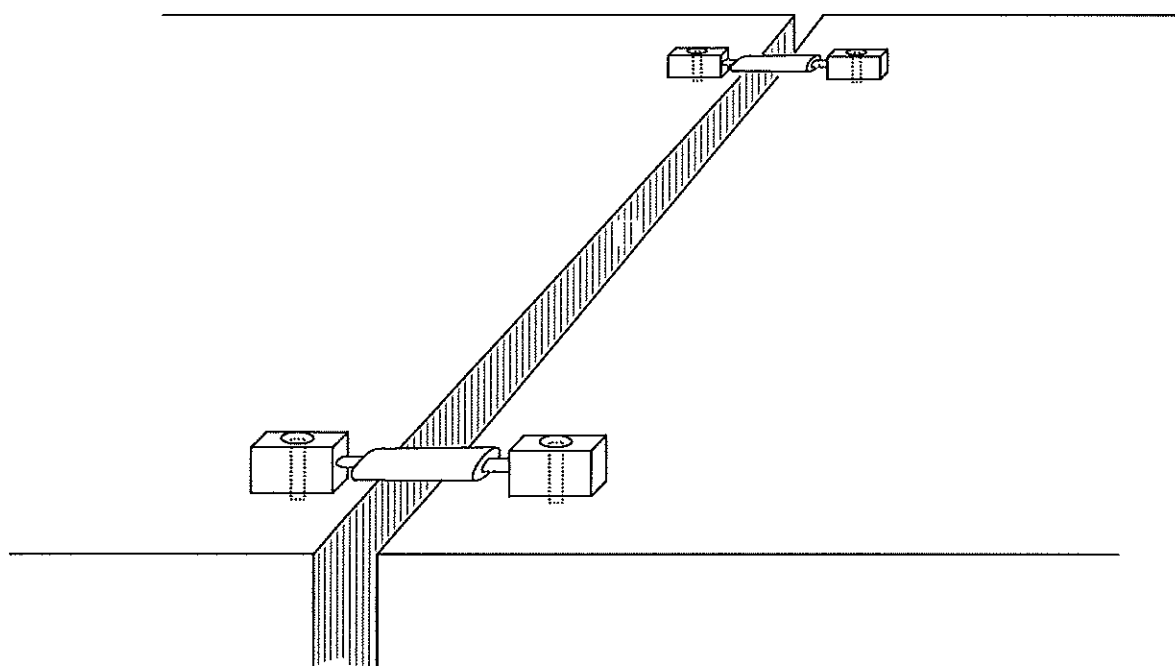


Figura D.16: *Rappresentazione schematica, non in scala, della collocazione dei dispositivi per limitare o annullare gli spostamenti relativi longitudinali.*

I dispositivi proposti, tra i più comuni, sono del tipo degli appoggi elastomerici, fig. D.17, del tipo a dei dissipatori piston a comportamento viscoso, fig. D.19, o elementi elastoplastici, fig. D.23.

I primi dispositivi sono basati su appoggi elastomerici, correntemente utilizzati nei ponti¹. Sono poco costosi, hanno un comportamento affidabile, e non richiedono manutenzione. In genere dovrebbero essere sostituiti al più dopo vent'anni, in quanto il materiale elastomerico sclerotizza nel tempo. Rispetto allo schema di calcolo, offrono una resistenza anche agli spostamenti di natura termica. Per questo motivo non rispondono appieno a quanto prospettato, e i dissipatori "pistoni a comportamento viscoso" risultano preferibili per la applicazione prospettata.

¹ Sono regolati dalle norme seguenti:

CNR Bollettino ufficiale Parte IV Norme tecniche: Apparecchi di appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni. Istruzioni per il calcolo e l'impiego (CNR 10018/87), 28 dicembre 1992.

Eurocode 8 : Construction in seismic zones. Part 1: Section 10: Base isolation. Part 2, Bridges, Section 7, "Structures with aseismic devices".

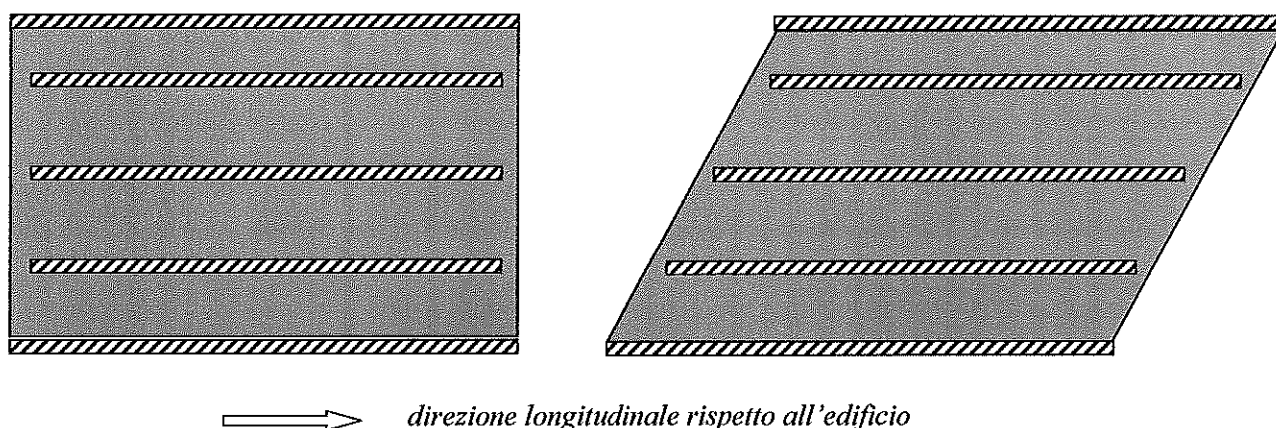


Figura. D.17: Appoggio in materiale elastomerico. La serie di lamierini ha la funzione di aumentarne la rigidezza in direzione verticale, lasciando pressoché inalterata la rigidezza del solo materiale elastomerico, in quella trasversale. La figura di destra mostra la tipica deformata.

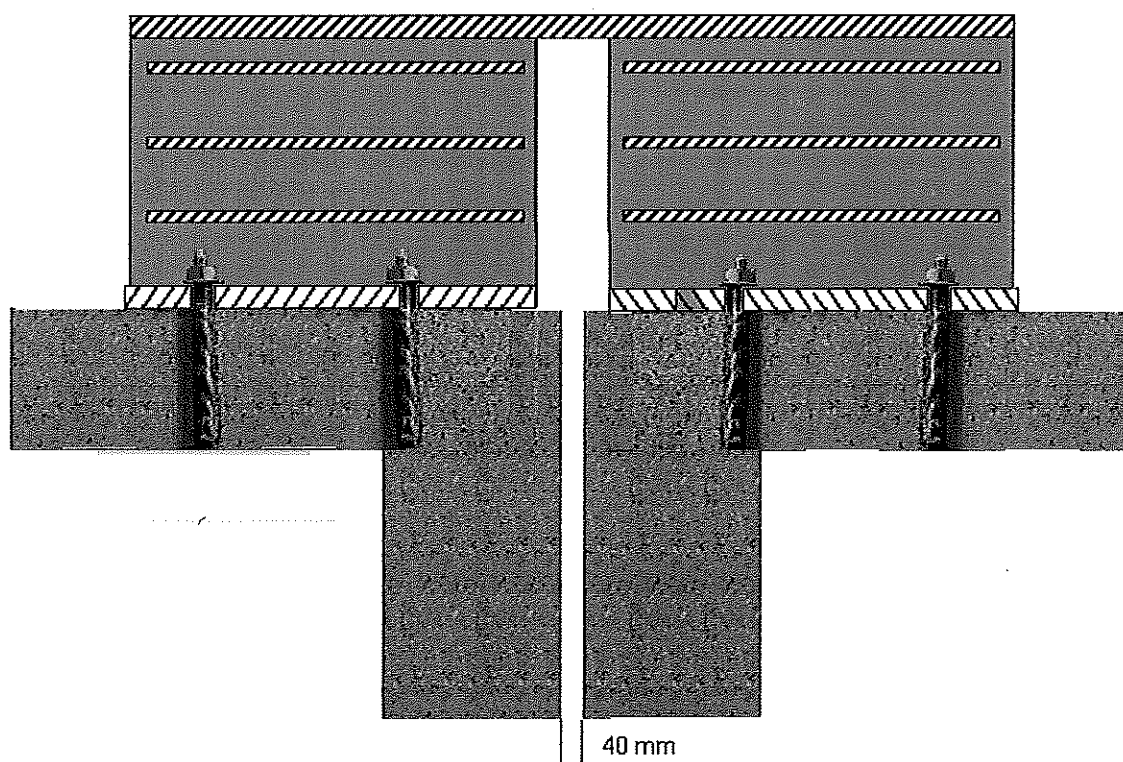


Fig. D.18: Sistemazione a cavallo del giunto. La figura mostra un dispositivo che offre anche un vincolo in direzione trasversale. Il dispositivo adatto nella presente applicazione deve essere affrancato alla trave mediante un solo inserto, per non costituire vincolo a tali spostamenti.

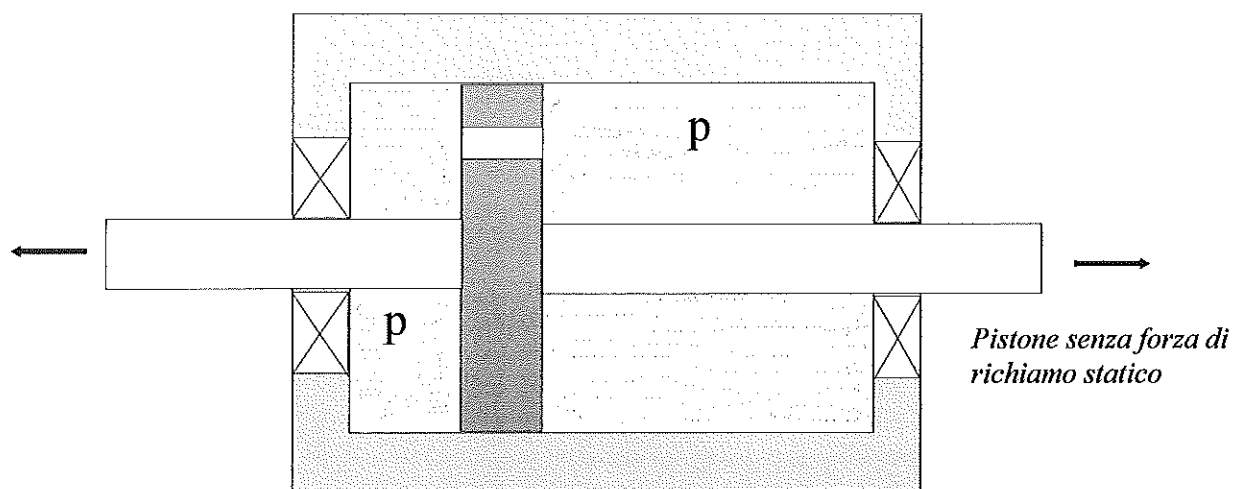


Figura D.19: Smorzatore di tipo viscoso, detto anche snubber. Consente deformazioni lente, come quelle termiche, senza opporre resistenza. E' praticamente un vincolo rigido in condizioni dinamiche, come in quelle create dalle azioni sismiche.

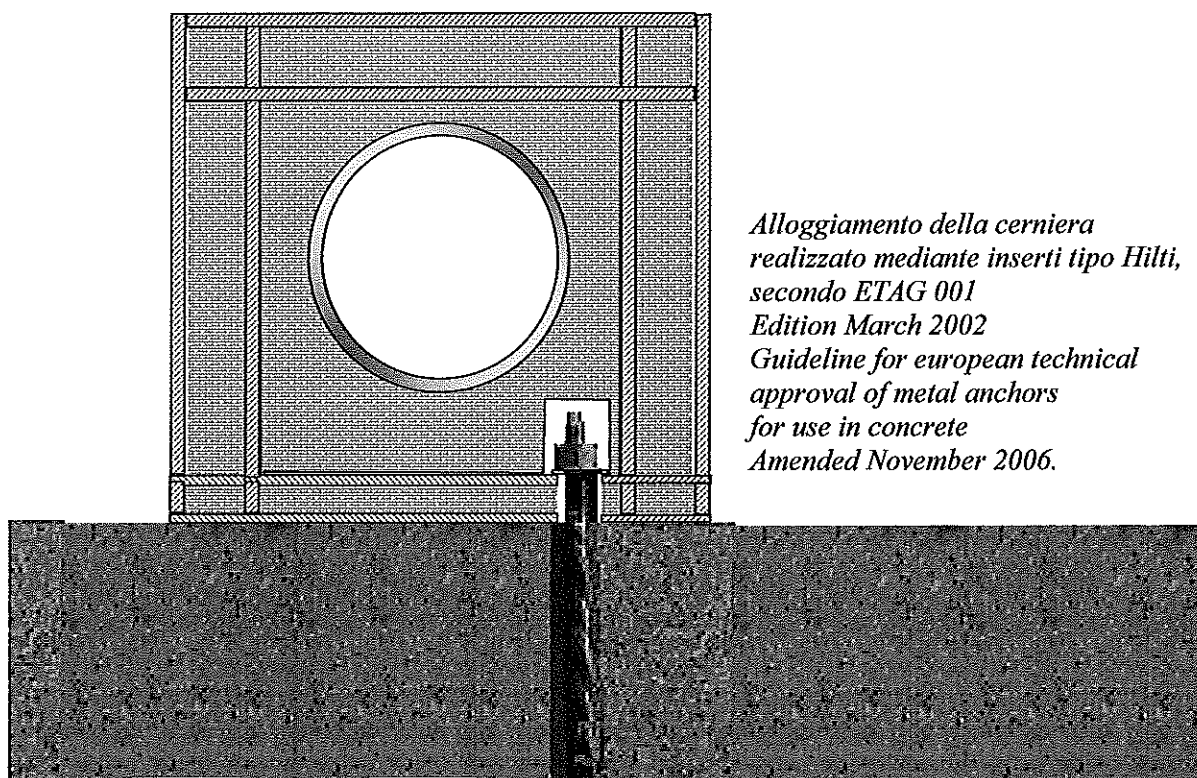


Figura D. 20: Alloggiamento della cerniera.

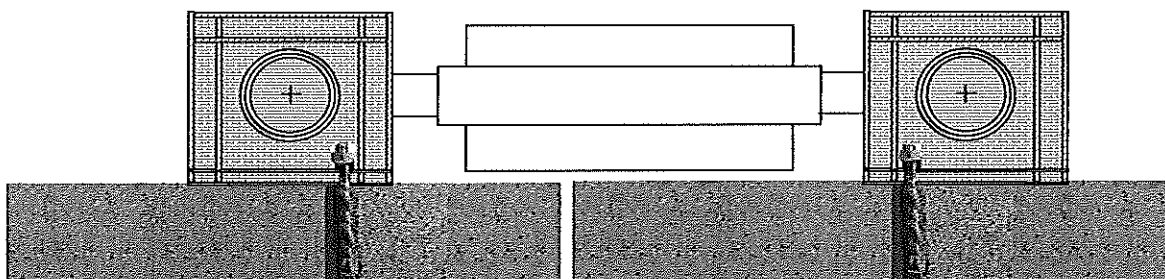


Figura D.21: Sistemazione del dispositivo nel piano longitudinale. Consente spostamenti relativi lenti in ogni direzione, compresa quella longitudinale. Consente spostamenti relativi sismici in direzione verticale, e in direzione trasversale. Impedisce gli spostamenti relativi sismici, in direzione longitudinale.

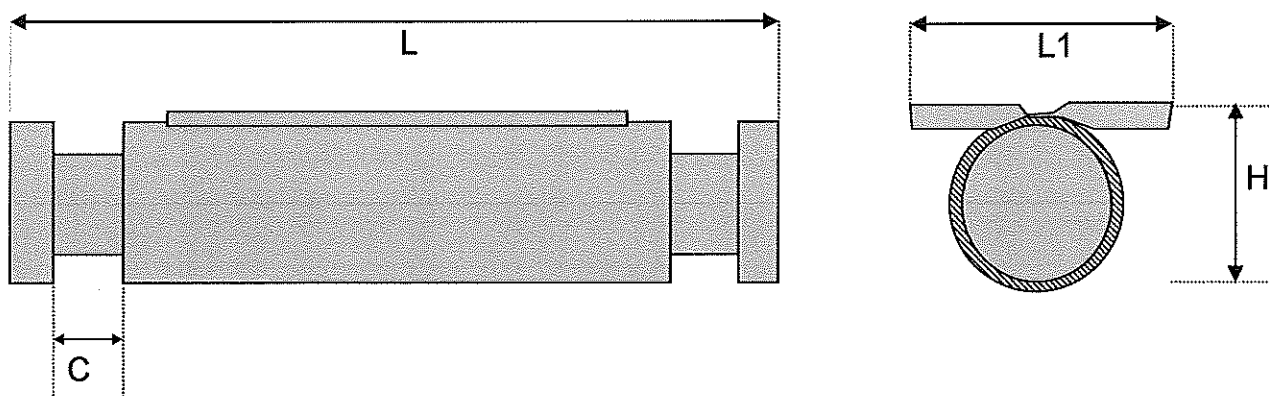


Figura D.22: Proprietà geometriche del dispositivo

I dati del dispositivo BC 60 S20080, disponibile sul mercato, appaiono in prima approssimazione adatti.

Su ognuno dei dispositivi, in prima approssimazione l'azione attesa è 50 t.

Nella tabella, la grandezza RM è la resistenza cercata, pari a 58 kN.

La grandezza K è la rigidezza orizzontale, pari a $K = 2250 \text{ kN/m}$.

$L = 887 \text{ mm}$

$C = 80 \text{ mm}$;

$H = 145 \text{ mm}$.

Appareil	L	De	Dp	L1	H	C	F0	K	RM
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kN	MN/m	kN
BC60S100-25	426	110	12	180	115	25	100	4.4	300
BC60S100-50	573	110	12	180	115	50	100	2.2	300
BC60S200-40	640	140	16	200	145	40	210	4.5	580
BC60S200-80	887	140	16	200	145	80	210	2.25	580
BC60S400-40	795	175	20	250	185	40	390	9.4	1200
BC60S400-80	1058	175	20	250	185	80	390	4.7	1200
BC60S600-45	930	210	24	290	220	45	580	13	1650
BC60S600-90	1301	210	24	290	220	90	580	6.5	1650
BC60S850-90	1800	240	24	320	255	90	850	7.2	2300

Tabella D.1: Caratteristiche di dispositivi adatti allo scopo.

Per gli spostamenti in direzione trasversale, sono previsti dissipatori elastoplastici. Si basano sulla capacità di comuni acciai al carbonio di sopportare numerosi cicli di elevate deformazioni plastiche, nello schema geometrico illustrato nelle figure successive.

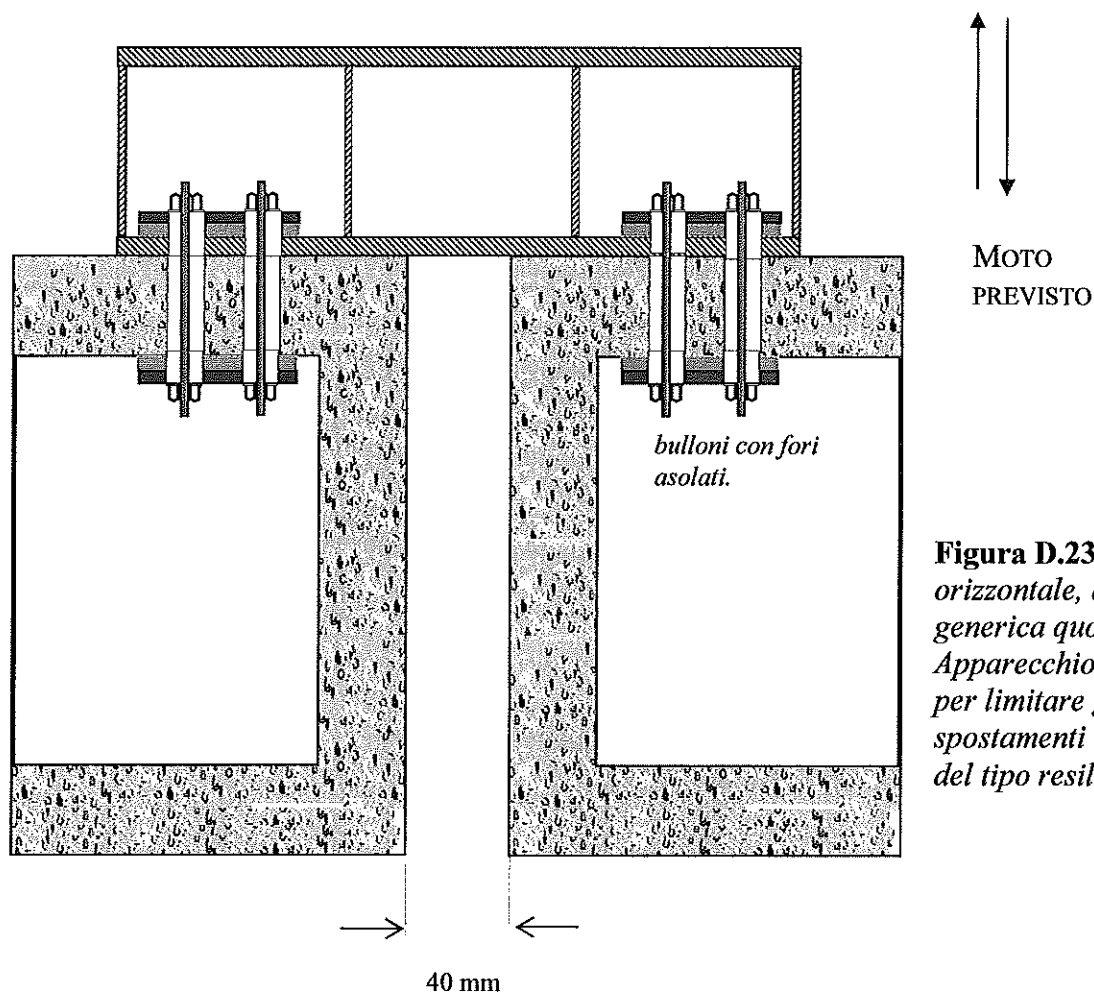


Figura D.23: Sezione orizzontale, alla generica quota. Apparecchio proposto per limitare gli spostamenti trasversali, del tipo resilient link.

Il sistema strutturale deve essere progettato in modo tale che l'impegno plastico sia quanto possibile distribuito omogeneamente nel link. I link sismici sono costituiti generalmente da tratti di trave. Il loro funzionamento è definito nello Eurocodice 8, Parte 1-6, e, in modo del tutto identico, nelle Norme tecniche per le costruzioni.

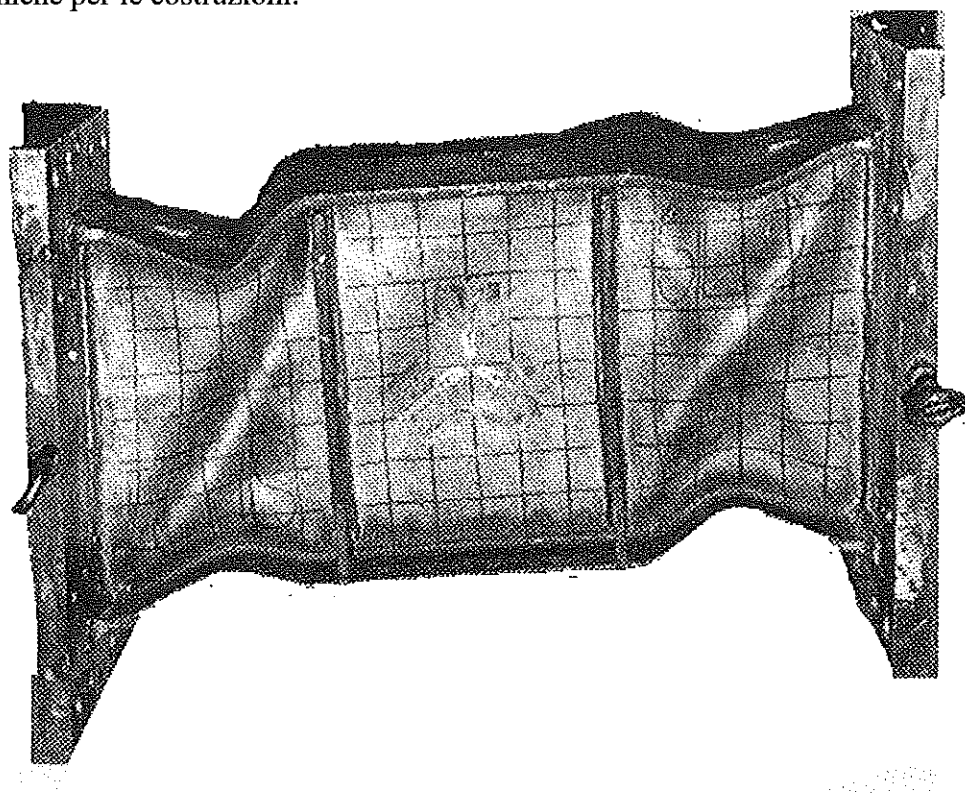


Figura D.24: *Aspetto di un link, al termine di una serie di cicli di carico imposti tramite le due piastre di estremità.*

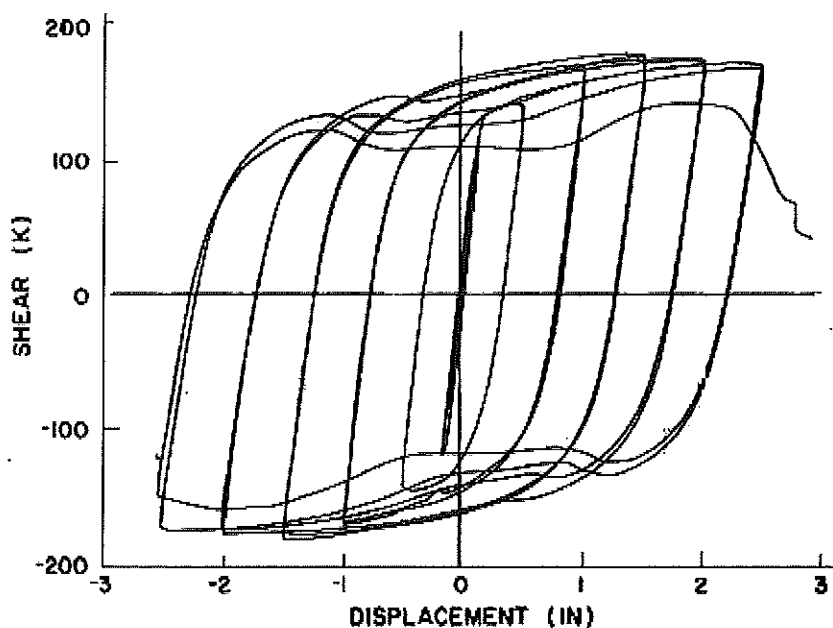
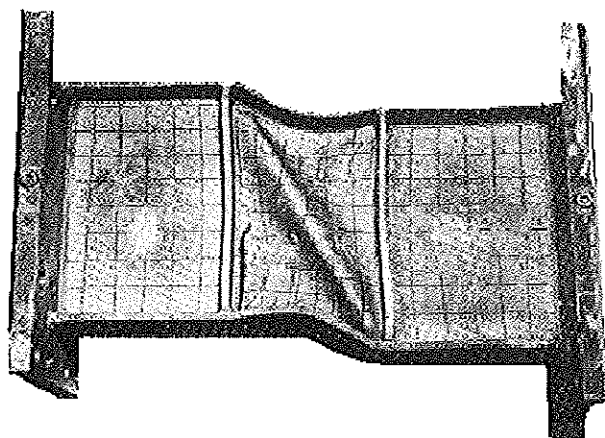


Figura D.25: *Aspetto di un link, al termine di una serie di cicli di carico imposti tramite le due piastre di estremità.*

Sono stati sperimentati link sismici con meccanismo plastico a taglio, a flessione, o a flessione e taglio. Il calcolo della resistenza del link deve essere quanto possibile preciso. Se il calcolo è prudenziale, e cioè sottovaluta la resistenza del link, potrebbero verificarsi plasticizzazioni altrove, in elementi non studiati appositamente per una tale funzione. Se si sopravvaluta la resistenza del link, l'impegno plastico è maggiore di quello prospettato. Inoltre gli spostamenti possono essere superiori al previsto.

Per sezioni a I, se $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$, vengono usati i seguenti parametri per definire le resistenze di progetto:

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) \quad (1)$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f) \quad (2)$$

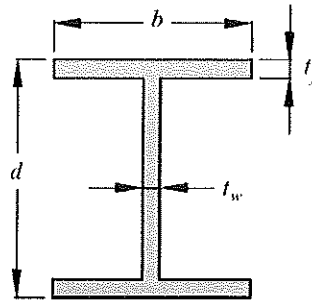


Figura D.26: Definizione dei simboli per le sezioni dei link formati da profilati HE o IPE.

Se $N_{Ed}/N_{Rd} > 0,15$, risultano più affidabili i seguenti valori ridotti $V_{p,link}$ e $M_{p,link}$

$$V_{p,link} = V_{p,link} [1 - (N_{Ed} / N_{pl,Rd})^2]^{0,5} \quad (3)$$

$$M_{p,link} = M_{p,link} [1 - (N_{Ed} / N_{pl,Rd})] \quad (4)$$

La resistenza di progetto del link dovrebbe soddisfare le seguenti relazioni ad entrambi gli estremi:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad (5)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \quad (6)$$

dove

N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} sono gli effetti delle azioni di progetto, rispettivamente l'azione assiale di progetto, il momento flettente di progetto e il taglio di progetto, ad entrambi gli estremi del link.

Inoltre, se $N_{Ed}/N_{Rd} \geq 0,15$, la lunghezza del link e non dovrebbe superare:

$$e \leq 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{se } R < 0,3, \quad (7)$$

oppure

$$e \leq (1,15 - 0,5R) 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{se } R \geq 0,3 \quad (8)$$

dove $R = N_{Ed}.t_w.(d - 2t_f) / (V_{Ed}.A)$, in cui A è l'area lorda del link.

Per quanto riguarda le colonne e gli elementi diagonali, l'Eurocodice consiglia di verificarli a compressione considerando la più sfavorevole combinazione dell'azione assiale e dei momenti flettenti:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (9)$$

dove

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$ è la resistenza assiale di progetto della colonna o dell'elemento diagonale in accordo con la EN 1993, tenendo conto dell'interazione con il momento flettente M_{Ed} e il taglio V_{Ed} presi con il loro valore di progetto nella situazione sismica;

$N_{Ed,G}$ è la forza di compressione nella colonna o nell'elemento diagonale, dovuta ad azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione di azioni per la situazione sismica di progetto;

$N_{Ed,E}$ è la forza di compressione nella colonna o nell'elemento diagonale, dovuta all'azione sismica di progetto;

γ_{ov} è il coefficiente di sovrarresistenza generalmente pari a 1.25

Ω è un coefficiente moltiplicativo che è il minimo dei seguenti valori:

il valore minimo di $\Omega_i = 1,5 V_{p,link,i} / V_{Ed,i}$ tra tutti i link corti;

il valore minimo di $\Omega_i = 1,5 M_{p,link,i} / M_{Ed,i}$ tra tutti i link lunghi e intermedi;

dove

$V_{Ed,i}$, $M_{Ed,i}$ sono i valori di progetto della forza di taglio e del momento flettente nel link i nella situazione sismica di progetto;

$V_{p,link,i}$, $M_{p,link,i}$ sono le resistenze plastiche di progetto di taglio e flessione del link i -esimo.

Richiami sul problema dei giunti nel documento [4]

Il Ministero della Salute ha ravvisato l'opportunità di elaborare un documento da sottoporre alle Regioni per fornire alle stesse "Raccomandazioni per il miglioramento della sicurezza sismica degli ospedali in Italia", che in particolare indirizzi la progettazione verso i provvedimenti atti a garantire la funzionalità degli ospedali nel corso di emergenze sismiche. Allo scopo è stato costituito, con Decreto del 22.12.2000, un Gruppo di lavoro con il compito di elaborare le presenti linee guida. Al Gruppo appartengono esperti del Ministero della Salute, dell'Agenzia per i servizi sanitari regionali, del Servizio Sismico Nazionale (ora Dipartimento della protezione civile), dell'Agenzia per l'Ambiente, del Dipartimento della protezione civile, nonché rappresentanti designati dal Ministero delle infrastrutture e dei trasporti e dalla Conferenza Stato-Regioni. L'iter per l'emanazione delle presenti raccomandazioni si era concluso poco prima della pubblicazione dell'Ordinanza PCM 3274 del 20.3.03 (G.U. 105 dell'8/5/03), contenente la nuova classificazione sismica del territorio nazionale e le nuove norme tecniche per gli edifici in zona sismica. Il testo delle presenti raccomandazioni è stato quindi rivisto in modo da renderlo coordinato con i contenuti della citata Ordinanza.

.....
superamento dei fine corsa e delle conseguenze sulle connessioni elettriche.
.....

Una grande attenzione va posta là dove ci sono grandi spostamenti relativi, specie in prossimità di giunti strutturali oppure ai punti di ingresso negli edifici delle linee di tubazioni o elettriche. Tutte le linee, tubazioni, passerelle e collegamenti elettrici devono permettere tali spostamenti o con laschi sufficienti o con elementi molto flessibili. Per quanto riguarda i componenti essenziali attivi, è necessario assicurare per essi anche la capacità di rimanere funzionali.

Nel caso di vecchie installazioni ospedaliere, il problema da risolvere è complicato dal fatto che la sostituzione dei sistemi e dei componenti può diventare eccessivamente costosa, specialmente se originariamente non sono stati progettati per resistere al sisma. Va infatti posto in evidenza che il progettare un impianto coinvolge non solo la resistenza e la funzionalità dei sistemi e dei componenti, ma anche il "lay-out", che difficilmente può essere cambiato. D'altra parte gli interventi sugli impianti, motivati da esigenze di adeguamento tecnologico o da manutenzione ordinaria, sono molto frequenti e spesso di notevole portata economica. E' quindi opportuno sfruttare queste occasioni per mettere in atto alcuni accorgimenti, generalmente poco costosi, che consentono di ridurre alcuni elementi di vulnerabilità: ad esempio le carenze di resistenza dei vincoli. Questo tipo di operazione si inquadra negli 'obiettivi di sicurezza limitati', ossia in interventi parziali che non tengono in considerazione il quadro più ampio del comportamento degli edifici. Ha comunque un'efficacia se l'extracosto è modesto e può consentire, in tali casi, un grande rapporto benefici/costi. Esso viene migliorato da un approccio semplificato che tende ad acquisire almeno una visione 'esperta' del complesso dell'impianto e delle strutture che lo ospitano. In sostanza, oltre a migliorare le connessioni ed i giunti, occorre affiancare alla valutazione degli interventi sull'impianto un'ispezione generale condotta da un gruppo con diverse specifiche esperienze (strutturisti, impiantisti elettrici, meccanici, architetti) che esaminino le condizioni generali dell'installazione. Una procedura simile è stata spesso utilizzata per la revisione dei vecchi impianti nucleari USA, dove veniva emesso un giudizio globale di adeguatezza senza imporre la conformità in dettaglio a tutti i criteri di progettazione validi per le nuove installazioni.