

## **Recupero di un patrimonio edilizio antico sottoposto ad un evento sismico**

(Recovery of an historical architectural patrimony subjected to a seismic movement).

C. Pace

Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Facoltà  
di Ingegneria, Università di Ancona, Italia.

Sommario - In questo articolo, con un esempio concreto, si espone la tecnica adottata per il recupero statico con adeguamento sismico del centro storico di S. Angelo dei Lombardi (AV), proponendo una verifica sia sperimentale che teorica del progetto di restauro. A causa della ristrettezza dello spazio disponibile, si riportano solo le prime fasi di tale operazione.

Abstract - In this article, with a concrete example, the technique used for the static recovery, with seismic adjustment of the historical centre of S. Angelo dei Lombardi (AV), is explained, proposing an experimental and theoretical verification of the restoration plan. As a result of the little space at our disposal, only the first operation is reported.

## 1. PREMESSA

Gli ultimi terremoti, in Italia ed in particolare quello del 23 Novembre 1980, che ha coinvolto una vasta area comprendente le Regioni della Campania e Basilicata, hanno richiamato in modo drammatico l'attenzione di tutti su l'esigenza di recuperare ed adeguare il patrimonio edilizio antico; L'importanza di tale operazione è, quantomeno, giustificata da tre fattori principali:

- la riduzione di rischio per le vite umane.
- la conservazione di Monumenti Storici di Architettura Popolare e Artistica.
- il rispetto delle tradizioni locali e ambientali.

Il riuso delle tecnologie esistenti sia pure adeguate al rischio sismico, con tecniche e materiali moderni, è una metodologia che ottempera sufficientemente alle esigenze su richiamate.

Gli edifici in muratura di mattoni e/o in pietra locale sono la stragrande maggioranza del patrimonio edilizio Nazionale. L'Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni e l'Istituto di Geologia Applicata dell'Università di Ancona stanno operando uno studio preliminare e di rilievo nel centro storico di S. Angelo dei Lombardi (AV): fig. 1, affiancandosi a programmi di intervento scientifico, curati dal Progetto Finalizzato "Geodinamica", del C.N.R. [1].

Questo Comune può ben rappresentare un campione significativo, per le tecnologie esistenti, relativamente a molti altri dell'Alta Irpinia.

Nell'ambito della relazione presentata, si illustreranno i metodi di rilevamento preliminari resi necessari per individuare le tecniche di recupero, e quindi alcuni calcoli teorici di verifica (con esemplificazioni) di murature esistenti e rinforzate, in ottemperanza alle disposizioni normative della Zona interessata [2].



fig. 1

Vista aerofotogrammetrica di  
S. Angelo dei Lombardi del 25/11/80  
(Centro Storico)

## 2. RILIEVO DELLO STATO DI FATTO

Esso è stato organizzato in schede (vedi tab.1 ) che hanno lo scopo di inquadrare lo stato attuale del tessuto edilizio: [4] lesioni, deformazioni, crolli parziali ecc. ed inoltre fornisco no informazioni sui materiali usati e sulla loro tecnologia.

Sulla base del rilievo si sono individuati gli elementi strutturali resistenti e le loro tipologie più ricorrenti.

E' stata, quindi, condotta un'analisi della distribuzione delle categorie di danno in relazione a possibili fattori d'influenza intrinseci dell'organismo edilizio.

L'analisi condotta ha lo scopo di consentire una stima sul grado d'influenza dei diversi fattori e quindi il comportamento dei singoli elementi di fabbrica al fine di poterne ottenere delle informazioni utili per progettare un intervento di restauro corretto. Le tipologie murarie prevalentemente presenti nel Centro Storico di S. Angelo dei Lombardi, sono rappresentate da:

- murature a "sacco" (con fodere esterne in pietrame squadrato o mattoni, riempite di pezzame di pietra e malta bastarda) (fig. 2)
- murature in conci di pietrame
- murature di mattoni pieni

Rilevante importanza hanno avuto agli effetti del comportamento sismico:

- a) lo stato di conservazione delle murature.
- b) la qualità e consistenza delle malte leganti.
- c) la presenza di intonaco cementizio.

E' evidente che i fattori a) e b) influiscono in modo determinante sulle caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti ed in particolare si è potuto rilevare che per quanto concerne le murature di mattoni pieni e di pietrame ( riquadrati con ricorso di mattoni) il loro comportamento è stato nettamente migliore di quelle a "sacco" che invece hanno presentato numerose e diffuse lesioni (oltre ai crolli) ( fig. 3 )



fig. 2  
fabbricato costituito da  
muratura a "sacco".



fig. 3  
fabbricato con pietre squadrate  
con ricorso di mattoni.

Il riempimento di getto ha esercitato, inevitabilmente, una pressione sugli strati di contenimento determinando degli effetti di rigonfiamento delle pareti, pregiudicandone la consistenza e la capacità portante.

L'intonaco, usato specie nei casi di ristrutturazioni recenti, ha esplicato in modo efficace la sua funzione di strato protettivo nei riguardi delle malte e di ricucitura delle pareti stesse.

Dalle schede d'indagine si è cercato, in questa fase, di assumere informazioni circa il comportamento delle ossature murarie in relazione:

- alla forma della pianta
- all'ubicazione degli edifici
- al tipo di maglia muraria
- alla compartecipazione tra gli elementi resistenti
- alla spinta delle coperture

seguendo una metodologia di ricerca già svolta in tal senso in Ancona dopo il sisma del 1972 [6] .

#### 2.1. Forma della pianta

All'interno del perimetro del Centro Storico, come delimitato dal Piano di Recupero, il tessuto Urbano è costituito per il 91% da case a schiera, costituiti da immobili appartenenti a più proprietari ; Quasi tutte (95%) le proprietà sono, comunque, definite da un perimetro di pianta piuttosto compatta ed omogenea. Ciò fa ritenere che la forma ha influito in modo irrilevante sul comportamento delle murature.

#### 2.2. Ubicazione degli edifici

Da un confronto tra le carte elaborate dell'Istituto di Geologia Applicata e quella dei danni, si sono notate in modo evidente alcune direzioni di maggior danneggiamento ( fig.1 ). Le analisi di questi risultati sono tutt'ora in corso ed ogni ipotesi potrebbe risultare affrettata; è certo, comunque, che lungo tali fasce i criteri di progettazione e le tecniche di esecuzione dei restauri devono essere improntati su coefficienti di sicurezza più rigorosi.

#### 2.3. Tipo di maglia muraria

La suddivisione tipologica riscontrata dalle schede di rilevamento è stata la seguente :

- edifici con maglia muraria a setti, cioè con pareti portanti interne o di spina, con disposizione all'incirca perpendicolare alle pareti longitudinali di facciata: 85% (danneggiati 95%).

- edifici con maglia muraria chiusa, cioè con pareti portanti disposte nei due sensi tali da formare maglie poligonali chiuse: 15% (danneggiati 39%). Appare chiaro che la tipologia a setti ha determinato un'influenza considerevole nell'entità dei danni sia locali che diffusi.

#### 2.4. Compartecipazione tra gli elementi resistenti

Solo il 9% circa degli edifici in murature rilevati sono riconducibili a condizioni di compartecipazione tra setti murari e solai. La presenza di solai compartecipanti è generalmente riferita a solai in latero cemento o travi in ferro con soletta collaborante, appoggiati alle murature mediante cordolo di riparazione.

Tali edifici hanno dimostrato un buon comportamento all'effetto sismico, com'era prevedibile, diffondendo le azioni orizzontali sugli elementi portanti verticali e determinando un'azione di "cucitura" degli stessi.

#### 2.5. Spinta delle coperture

Dalle schede d'indagine risulta che gli edifici in muratura considerati si distribuiscono in relazione alla presenza delle coperture spingenti o meno, nel seguente modo:

- edifici con copertura spingente 83%  
di cui danneggiati il 96%.
- edifici con copertura non spingente 17%  
di cui danneggiati il 41%.

L'azione di spinta degli elementi dell'orditura principale sui setti murari ha determinato, inevitabilmente, un'esaltazione degli effetti sismici contribuendo allo "sfioccamento" delle pareti. [5]

La Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici [2] [3] e le relative Istruzioni emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici per le Regioni Basilicata, Campania e Puglia indicano una serie di prescrizioni per la verifica sismica degli edifici in muratura. Sulla base di tali indicazioni si riporta il calcolo di un pannello murario, premessa indispensabile per la valutazione delle azioni sismiche sull'edificio nella sua interezza, con i collegamenti operati dai solai in quanto a tale scopo efficaci.

tab. 2 [3]

	TIPO DI MURATURA	$\tilde{\tau}_k$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_k$ (t/m <sup>2</sup> )
MURATURE NON CONSOLIDATE NON LESIONATE	Mattoni pieni Malta bastarda	12	300
	Blocco modulare (con caratteristiche rispondenti alle prescrizioni D.M.3.3.75) (29x19x19 cm) Malta bastarda	8	250
	Blocco in argilla espansa o calcestruzzo Malta bastarda	18	300
	Muratura in pietra (in presenza di ricorsi di mattoni estesi a tutto lo spessore del muro, il valore rappresentativo di $\tilde{\tau}_k$ può essere incrementato del 30%)		
	a) pietrame in cattive condizioni	2	50
	b) pietrame grossolanamente squadrato e ben organizzato	7	200
	c) a sacco in buone condizioni	4	150
	Blocchi di tufo di buona qualità	10	250
MURAT. NUOVE	Mattoni "pieni" con fori circolari Malta cementizia $R_m \geq 1450$ t/m <sup>2</sup>	20	500
	Forati doppio UNI rapp. vuoto/pieno = 40% Malta cementizia $R_m \geq 1450$ t/m <sup>2</sup>	24	500
MURAT. CONSOLID.	Mattoni pieni, pietrame squadrato, consolidate con 2 lastre in calcestruzzo armato da cm. 3 (minimo)	18	500
	Pietrame iniettato.	11	300
	Murature in pietra a sacco consolidate con due lastre in cls armato da cm 3 (minimo)	11	300

Tab. 2

### 3. CALCOLO DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI UN SINGOLO PANNELLO MURARIO

Nei casi di murature non armate in cui la rottura del pannello è caratterizzata da un comportamento fragile, con lesioni diagonali a  $45^\circ$ , la azione tagliante ultima è determinabile con la relazione [3] [4] [5]:

$$(1) \quad T_u = A \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{1,5 \tau_k}} \quad \text{in cui:}$$

$A$  - rappresenta l'area della sezione trasversale del pannello.

$\tau_k$  - è la resistenza tangenziale rappresentativa per il tipo di muratura considerato (vedi tab. 2).

$\sigma_o$  - è la tensione normale nel centro del pannello dovuto ai carichi verticali agenti su essa.

Il dispositivo indicato in fig. 4 consente la costruzione del diagramma  $T - \delta$  nelle seguenti ipotesi:

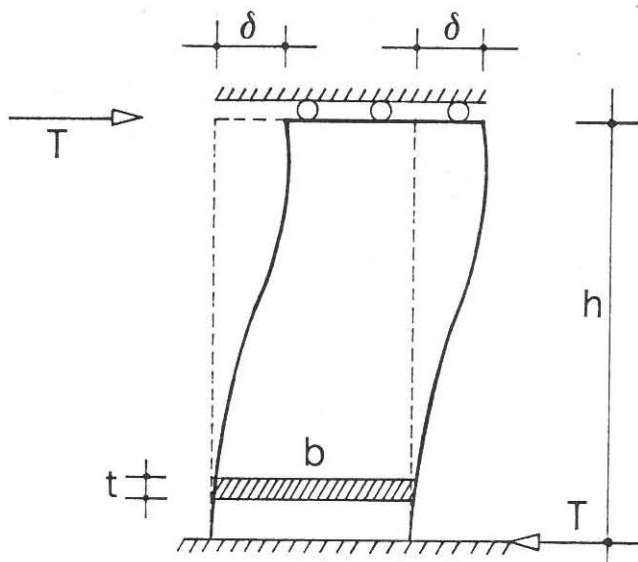


Fig. 4  
Schema taglio spostamento di un pannello murario.

- che il solaio sia supposto infinitamente rigido nel proprio piano: si hanno perciò solo moti rigidi.
- che i pannelli siano supposti vincolati alle due estremità in modo da impedirne le rotazioni.
- che lo spessore nell'interpiano dell'elemento taglio-resistente sia costante.
- che le azioni orizzontali siano applicate in corrispondenza di ogni orizzontamento.

Nella fig. 4,  $\delta$  rappresenta lo spostamento relativo tra le due basi del pannello; nella fig. 5,  $\delta_o$  indica lo spostamento al limite elastico (per il quale si raggiunge il valore ultimo  $T_u$  della azione tagliante) e  $\mu \delta_o$  lo spostamento ultimo ammissibile essendo  $\mu$  il fattore di duttilità.

La pendenza del tratto iniziale, rappresenta la rigidezza iniziale del pannello:



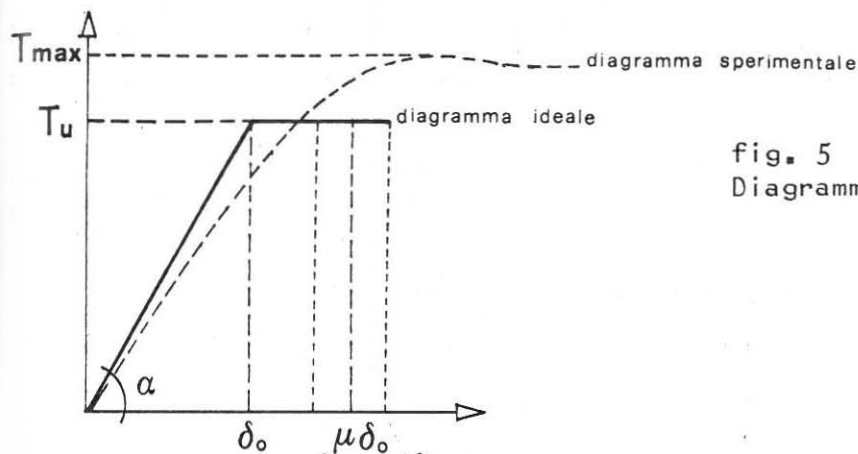


fig. 5  
Diagramma taglio-spostamento

$$(2) \quad \operatorname{tg} \alpha = K_o = \frac{T_u}{\delta_o} = \frac{G \times A}{1,2 h} \frac{1}{1 \pm \frac{1}{6} \left(\frac{h}{b}\right)^2} \quad (*)$$

dove, con riferimento alla fig. 4

$t$  e  $b$  sono le dimensioni della sezione del pannello

$h$  rappresenta l'altezza

$G$ ,  $E$  sono i moduli elastici del materiale di cui è costituito il pannello murario, che in assenza di dati sperimentali, le norme indicano,  $E/G=6$  con  $G=1100 \tau_k$  (t/m<sup>2</sup>) [3].

Con riferimento al diagramma idealizzato della fig. 5 si definiscono tre stati limite:

- stato limite elastico (stato limite I);  $\delta = \delta_o$
- stato limite di fessurazione (stato limite II);  $\delta = c \delta_o$  corrispondente alla formazione delle lesioni diagonali.
- stato limite ultimo (stato limite III);  $\delta = f \delta_o$ , corrispondente alla rottura del pannello murario.

I coefficienti  $c$  e  $f$  vanno determinati sperimentalmente in funzione del tipo di muratura.

Le norme indicano molto genericamente un fattore di duttilità  $\mu$  che moltiplicato per lo spostamento al limite elastico  $\delta_o$  ci dà lo spostamento ultimo ammissibile, (fig. 5')

Questo fattore  $\mu$  varia in funzione del tipo di muratura e la tab. 3 ne indica alcuni valori.

(\*) Ricordando che per un elemento incastrato agli estremi (fig. 6), la rigidezza  $K_o$  tenendo conto della deformazione di flessione e taglio, è data da:

$$K_o = \frac{H}{\delta} = \frac{H}{\left( \frac{\chi h}{G A} + \frac{h^3}{12 E J (1 - \nu^2)} \right) \cdot H} = \frac{G A}{1,2 h} \frac{1}{1 + \frac{G}{E} \frac{1}{12} \left(\frac{h}{d}\right)^2 (1 - \nu^2)} \quad \text{da cui: (2)}$$

avendo posto per la sezione rettangolare:



- $\chi$ , fattore di taglio = 1,2
- $J$ , momento d'inerzia =  $tb^3/12$
- $\nu = 0,6$  per cui:  $G(1-\nu^2)/1,2E = E(1-\nu^2)/2(1+\nu)1,2 = 1/6$

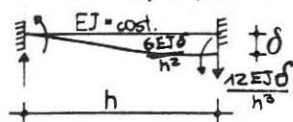


fig. 6

Tabella 3

Tipo di muratura	$\mu = \frac{\text{spostamento ultimo ammissibile}}{\text{spostamento al limite elastico}}$
In pietra non trattata	1,5
In pietra iniettata	1,5
In laterizio preesistente	1,5
In laterizio nuovo	2
In pietra o laterizio con tiranti o rete e betoncino	2

Data la diversita' di tipi di rinforzo adottati e le modalita' esecutive variabili da zona a zona, è molto difficile tabellare in modo rigoroso il valore di  $\mu$  e quindi definire lo spostamento reale ultimo ammissibile. Un approccio corretto puo' essere quello di determinare, mediante la (1), il valore dell'azione tagliante  $T_u$  del pannello murario prima dell'avvenuto rinforzo; Quindi, con la (2), trovare lo spostamento  $\delta = \delta_0$  al limite elastico (od anche  $\delta = c \delta_0$  al limite di fessurazione) ed imporre che la struttura di rinforzo subisca uno spostamento pari a  $\delta$ , per la congruenza, nell'ipotesi certa che essa collabori solidalmente con la muratura almeno finchè si resta nel campo elastico [27] [28], possedendo una maggiore flessibilita'.

In funzione del  $\delta$  assegnato, si risale alle caratteristiche geometriche ed elastiche della struttura di rinforzo conoscendo anche il valore dello sforzo di taglio  $T^*$  che essa deve assorbire, ricordando che:

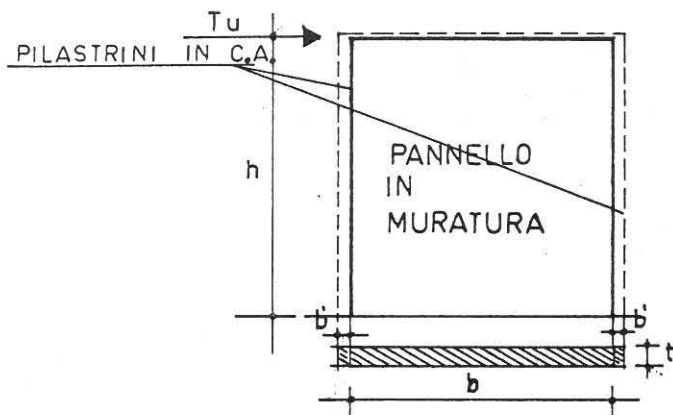
$$(3) \quad T = \beta c \cdot W_t \quad \text{dove si pone:}$$

$$T = T_u + T^* \quad \text{per cui:} \quad T^* = \beta c W_t - T_u$$

Così operando si puo' anche, nel caso di rinforzo in calcestruzzo armato, controllare la duttilita' dell'elemento-rinforzo facendo variare opportunamente le percentuali d'armatura e quindi le  $\epsilon_c$  ed  $\epsilon_s$  entro i limiti imposti dalla normativa vigente. [24] c

### 3.1. Esempi.

Si riportano due verifiche su rinforzi tipo adottati nelle zone oggetto della presente nota, su un pannello murario costituito da pietra squadrata avente le caratteristiche riportate in fig. 7



Dati:  
 $\sigma = 5 \text{ ton/mq}$   
 $h^0 = 2,5 \text{ mt.}$   
 $b = 1,3 \text{ mt.}$   
 $t = 0,5 \text{ mt.}$   
 $\tau_k = 4 \text{ ton/m}^2$

fig. 7

La resistenza ultima del pannello in muratura in pietrame, non trattato (fig. 7) vale:

$$T_u = 0,65 \times 4 \sqrt{1 + \frac{5}{1,5 \times 4}} = 3,52 \text{ t.}$$

La rigidezza totale elastica:

$$K_o = \frac{G A}{1,2 h} \frac{1}{1 + 1/1,2 G/E (h/b)^2} = 630 \text{ t/m}$$

essendo:  $G = 1100 \tau_k = 4400 \text{ t/m}^2$   
 $E = 6G$

Spostamento al limite elastico:

$$\delta_o = \frac{T_u}{K_o} = 5,59 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,56 \text{ cm.}$$

Adottando un rinforzo mediante pilastrini in c.a. come fig. 7 ed imponendo che lo spostamento di detti elementi sia pari a  $\delta_o$ , si ottiene la forza di taglio da far assorbire ad essi:

$$(3) \quad T_p = \beta c W_t - T_u$$

in cui:  $W_t$  = carico totale verticale valutato secondo la tab. 3 del D.M. 3/3/75, C. 6.11.

$$\beta c = 0,28$$

sapendo che :

$$T_p = \frac{12 E J}{h^3} \times \delta_o \quad \text{si ricava lo spessore } b' \text{ dei}$$

pilastrini :

$$b' = h \sqrt[3]{\frac{T_p}{E \cdot t \cdot \delta_o}}$$

dopo di che si trova l'armatura da dare in funzione della duttilita' dei rinforzi ; nel caso, per esempio di max duttilita'

si ha  $\epsilon_c = 1,5 \text{ ‰}$  e  $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$  con un  $RbK = 250$  e  $f_y = 3200$ , e con opportune tabelle [20] [21] si desume l'  $\gamma_{sAf}$ .

Adottando un rinforzo con rete e betoncino, si determina prima lo spessore  $t$  dell'intonaco armato, mediante la :

$$t = \frac{T_p h^3}{E b^3} \quad \text{essendo} \quad J = \frac{t b^3}{12}$$

con i dati numerici precedentemente assegnati si ha:

$$t = \frac{3,50 \times 2,5^3}{0,56 \times 3000 \times 1,3^3} = 0,02 \text{ mt.}$$

e poichè il momento flettente è dato da:

$$M = \frac{6 E J}{h^2} = 0,161 \text{ t.m.}$$

scegliendo i valori di  $\epsilon_c$  e  $\epsilon_s$  voluti, si ricava l'armatura da adottare mediante tabelle o programmi di calcolo ormai ben noti. [21]

#### 4. CONCLUSIONI

Da questa prima fase del lavoro di ricerca sperimentale si possono già trarre delle indicazioni significative in ordine ad una progettazione di restauro ed adeguamento sismico; In particolare:

Sulla base della carta geolitologica e dell'edificabilità, è più corretto definire un coefficiente d'intensità sismica  $C$  (D.M. 3 Marzo 1975) differenziato da zona a zona pur nello stesso Centro Storico.

Mediante dati sperimentali accurati sulle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali da costruzione esistenti nella zona, si verificano le capacità resistenti residue e, quindi, si aumentano i coefficienti di sicurezza con rinforzi che tengono conto della necessaria duttilità.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] C.N.R. Progetto Finalizzato "Geodinamica". C. BOSI, A. PARDUCCI M. ROSSI-DORIA Microzonazione sismica preliminare del Comune di S. Angelo dei Lombardi (AV). Giugno 1981.
- [2] D.M. 2 Luglio 1981. Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle Regioni Basilicata, Campania e Puglia.
- [3] M. LL. PP. Istruzioni per l'applicazione della Normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma. 30 Luglio 1981.
- [4] P. PACE Una metodologia di gestione nel recupero di un centro Storico. Convegno sul restauro dei Monumenti e il ruolo del Cemento. Lucca Ottobre 1981.
- [5] M. PAGANO Convegno sui Centri Storici S. Angelo dei Lombardi Giugno 1981.
- [6] G. TARDELLA ed altri Il comportamento degli elementi di fabbrica soggetti ad eventi sismici Quaderno 1 dello Istituto di Edilizia. Ancona 1979.
- [7] C.N.R. Pubblicazione N. 367 Consolidamento degli edifici in muratura lesionati dai terremoti. Ed. ESA Roma 1980.
- [8] M. PAGANO Teoria degli edifici Liguori Editore 1980.
- [9] G. MACCHI Attualita' della muratura portante ed evoluzione dei metodi di calcolo. Atti del XII Congresso ANDIL 1974.
- [10] ANDIL Raccomandazioni per la progettazione ed il calcolo delle costruzioni a muratura portante in laterizio. Roma Maggio 1981.
- [11] REGIONE UMBRIA Direttive tecniche ed esemplificazioni delle metodologie di interventi per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici. '81
- [12] L. GOFFI L'aderenza tangenziale calcestruzzo laterizio: considerazioni e risultati di prove. Il Nuovo Cantiere Novembre 1980.
- [13] L. JURINA Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche: indagine sperimentale ed interpretazioni teoriche. Costruire Giugno 1977.

- [14] R. MELI Comportamiento sismico de muros mamposteria. Instituto de Ing. Unam Mexico. Aprile 1975.
- [15] D.E. PARSONS Structural Brickwork Ahendry. Cap.6 Reinforced and prestressed brickwork. 1981.
- [16] REGIONE FRIULI VENEZIA GIULIA. Documento Tecnico N.2 Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura Aprile 1978.
- [17] M. CATANIA Il calcolo delle strutture con elementi cosiddetti tridimensionali. La Prefabbricazione Settembre 1981.
- [18] V. TURNSEK. Parametri di sicurezza delle costruzioni in muratura. CRAD q.n.4.
- [19] V. KOSTIC e S. STEVANOVIC Fundiranje IV. SIP Srbija Gennaio 1975.
- [20] G. MENDITTO e C. PACE. Metodologia semiprobabilistica di calcolo agli stati limite delle strutture in calcestruzzo armato. ITEC Milano 1979.
- [21] C. PACE Programma di calcolo per la progettazione di sezione inflesse a semplice armatura con il metodo semiprobabilistico degli stati limite, con individuazione dei campi di duttilita'. La Prefabbricazione Settembre 1979.
- [22] ACI Standard Building Code Requirements for Concrete Masonry Structures (Aci 531+79).
- [23] R.R. SCHNEIDER. Summary Report of lateral Load Test on Reinforced Grouted Masonry Shear Walls. S.B.C. Nov. 1959.
- [24] D.M. 26 Marzo 1980 Norme per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso.