

Sulla valutazione delle azioni sismiche di progetto per gli edifici a muratura portante

(On the evaluation of seismic design actions for loadbearing masonry buildings)

C.Modena

Istituto di Costruzioni, Ponti e Strade, Università di Padova, Italia

Sommario—Sulla base dei risultati di ricerche sperimentali, sono eseguite indagini numeriche in ordine alla valutazione delle forze di progetto per edifici a muratura portante in zona sismica. Si intende in particolare valutare il grado di riduzione della risposta elastica collegato al comportamento isteretico della struttura, in conformità alle indicazioni delle più recenti normative antisismiche, tenendo conto delle particolari caratteristiche della tipologia strutturale considerata e dei materiali comunemente impiegati in Italia.

Abstract—Based on experimental results, a numerical research is carried out to evaluate design actions for loadbearing masonry structures in seismic areas. The principal aim of the research is to determine how elastic spectrum reduces when hysteretic behaviour of structure is considered. Reference is made to the requirements of modern codes, taking into account the characteristics of the regarded structures and of the materials usually employed in Italy.

1. INTRODUZIONE.

Nel presente lavoro si espongono i primi risultati di una indagine numerica rivolta alla valutazione della sicurezza di edifici a muratura portante in zona sismica nei confronti sia di stati limite di danneggiamento, o di esercizio, sia dello stato limite ultimo, basata sulle effettive caratteristiche meccaniche dei materiali comunemente impiegati in Italia. Si vuole in particolare tener conto della perdita di linearità che si manifesta anche ai livelli più bassi di sollecitazione, della duttilità disponibile quando sono presenti armature, e della degradazione di rigidità con la ripetizione di cicli di carico ($1/2/3/4$).

Lo studio viene condotto assimilando la struttura ad un oscillatore semplice. La forte semplificazione così introdotta rispetto alla complessità della struttura reale, sembra influire sulla validità dei risultati in modo molto meno rilevante nel caso in esame che non, ad esempio, nel caso di strutture intelaiate ($7/$). Ciò è in accordo con l'osservazione dei meccanismi di rottura manifestatisi in edifici danneggiati durante eventi sismici. In pareti forate, ad esempio, vengono lesionati i maschi di muratura compresi tra le aperture del piano terra, sui quali grava la massa dei piani superiori, meno o affatto lesionati e quindi molto rigidi, e che si comportano pertanto come oscillatori semplici in parallelo.

L'analisi prevede la determinazione della risposta dinamica non lineare, in termini di spostamento, nel campo dei valori del periodo proprio di vibrazione compresi tra 0,1 e 0,8 secondi.

Dal confronto con la risposta elastica, si sono dedotti i coefficienti di riduzione degli spettri elastici usualmente riportati nelle normative (/8/, /11/, /12/, /13/), al fine di ottenere gli spettri di progetto per le strutture in esame.

Pur trattandosi di risultati ancora parziali, si ritengono interessanti i confronti che possono essere effettuati con i risultati di analoghe analisi condotte in diversi paesi, che hanno spesso fornito utili indicazioni per la stesura delle relative norme antisismiche (/8/, /11/, /14/).

2. SCELTA DEL MODELLO DI COMPORTAMENTO NON LINEARE.

2.1 Risultati sperimentali utilizzati.

La scelta del modello è stata effettuata sulla base dei risultati di prove di carico orizzontale ciclico, con carico verticale costante, applicato con la frequenza di un Hz secondo le modalità descritte in /2/, /5/, /15/, delle quali va rilevata la particolare gravosità, trattandosi di sequenze di cinque cicli di deformazione imposta, progressivamente crescenti secondo un programma prefissato.

Dette prove sono state eseguite su pannelli all'incirca quadrati di muratura ad una testa, confezionati con blocchi forati di due tipi di materiale (laterizio normale e laterizio alveolato), per ciascuno dei quali sono stati provati sei pannelli, in due gruppi di tre corrispondenti a due diversi livelli di carico verticale (/2/, /5/, /6/).

Nelle figure 1 a, b sono riportati alcuni esempi di diagrammi carico-deformazione, definiti mediante i parametri H , forza orizzontale applicata, e δ , spostamento orizzontale relativo dei bordi caricati del pannello (fig. 2). In ciascuna figura, che si riferisce, per ciascun tipo di materiale, ad uno dei sei provini, sono riportati alcuni dei più significativi cicli rilevati (/6/), e le relative curve inviluppo. Su queste è possibile evidenziare i seguenti parametri caratteristici (fig. 3):

- H_{max} : sforzo orizzontale massimo sopportabile dal pannello;
- K_e : rigidità iniziale, in campo elastico lineare, del pannello;
- δ_p : deformazione corrispondente al limite del comportamento elastico lineare del pannello;
- δ_s : deformazione corrispondente al raggiungimento della resistenza massima del pannello, supponendo un comportamento elastico lineare dello stesso fino a rottura;
- $\delta(H_{max})$: deformazione corrispondente al raggiungimento della resistenza massima del pannello;
- δ_{max} : deformazione massima sopportabile dal pannello.

2.2 Individuazione del modello.

Dall'analisi dei diagrammi ciclici e delle relative curve inviluppo si possono evidenziare le seguenti caratteristiche:

- a-le curve inviluppo hanno un tratto iniziale lineare molto breve, che termina in corrispondenza ad un valore del carico orizzontale applicato pari a circa $1/5 + 1/3$ del valore massimo;
- b-le curve cicliche passano tutte, approssimativamente, per il punto della curva inviluppo in corrispondenza al quale termina il comportamento lineare, almeno fino a spostamenti massimi imposti $\delta < \delta(H_{\max})$;
- c-ad ogni incremento di deformazione imposta, applicata ciclicamente, si manifesta una riduzione di rigidità, crescente all'aumentare della deformazione stessa;
- d-i diagrammi sono, con buona approssimazione, simmetrici rispetto all'origine.

Sulla base delle precedenti osservazioni, è stato scelto un modello, nelle variabili adimensionali H/H_{\max} , δ/δ_s , definito da una curva inviluppo simmetrica rispetto all'origine, sulla quale si appoggia la costruzione dei cicli di carico secondo le modalità illustrate nella figura 5. Ciascun ramo di tale curva inviluppo è costituito da un tratto iniziale lineare fino a $\delta/\delta_s = \lambda$ e da due tratti, simmetrici rispetto alla retta $\delta/\delta_s = \mu$ della curva di equazione :

$$\frac{H}{H_{\max}} = (1 - \mu) \left[\frac{\frac{\delta}{\delta_s} - \lambda}{\mu - \lambda} \right] \frac{\mu - \lambda}{\mu - 1} + \frac{\sigma}{\sigma_s}$$

completamente definita dai due parametri adimensionali:

$$\lambda = \delta_p / \delta_s ;$$

$\mu = \delta(H_{\max}) / \delta_s$, chiamato "rapporto di duttilità" al raggiungimento della resistenza massima del muro.

Nelle figure 6 e 7 sono riportati tutti i cicli registrati per due pannelli, rispettivamente di laterizio alveolato e di laterizio normale. Nelle figure 8 e 9 sono riportati in sovrapposizione, per gli stessi pannelli, le curve inviluppo ed alcuni cicli generati dal modello e sperimentali, in modo tale da evidenziare la buona approssimazione raggiungibile con il modello stesso.

2.3 Scelta delle costanti che definiscono il modello.

Dai diagrammi sperimentali disponibili, sono stati calcolati i valori dei parametri μ e λ definiti nel paragrafo precedente; per quanto riguarda il parametro λ sono riportati nelle Tabelle 1 e 2 solo i valori che è stato possibile determinare con sufficiente accuratezza mediante l'individuazione del punto di intersezione di tre cicli appartenenti a distinte fasi di prova.

Le analisi sono state effettuate adottando i valori medi relativi ai pannelli di laterizio normale, rinviando ad una fase successiva, con l'impiego di un maggior numero di risultati sperimentali, l'appro

fondimento sia delle differenze di comportamento tra i due tipi di materiale, sia degli aspetti del problema legati al carattere aleatorio di tutte le grandezze in gioco (figura 4).

3. DESCRIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.

Sono stati impiegati dieci accelerogrammi generati casualmente con procedure automatiche di calcolo (/16/), caratterizzati da uno spettro di potenza comparabile con quello di accelerogrammi registrati durante il terremoto del Friuli.

La risposta è stata calcolata per diversi valori del parametro $\eta = H_{max}/m \cdot a$, rapporto tra la resistenza della muratura e la risposta non amplificata. Il programma di calcolo impiegato, elaborato nell'ambito di una ricerca i cui risultati sono stati presentati in /16/, fornisce il valor medio e la deviazione standard relativi ai valori calcolati per i dieci accelerogrammi.

Nel seguito si farà riferimento, come già preannunciato nel paragrafo 2.3, ai valori medi.

4. ILLUSTRAZIONE DEI RISULTATI.

Le analisi sono state finora sviluppate con riferimento allo stato limite ultimo, assunto, per la muratura in esame, in corrispondenza al raggiungimento dello spostamento $\delta(H_{max})$.

Non si è tenuto conto, quindi, del contributo all'assorbimento di energia fornito dai cicli di carico con spostamento massimo superiore a $\delta(H_{max})$, per i quali, oltre ad aversi una riduzione di resistenza, si è osservata anche una degradazione della rigidità durante la ripetizione di cinque cicli di deformazione imposta di ampiezza costante (figg. 6 e 7, /6/), non rilevabile nelle fasi di carico corrispondenti a spostamenti imposti inferiori a $\sigma(H_{max})$.

Stati limite intermedi, corrispondenti a prefissati livelli di danneggiamento della struttura, si possono correlare a valori del parametro σ/σ_s inferiori a $\sigma(H_{max})/\sigma_s$, ad esempio mediante il rilievo dello stato di fessurazione raggiunto dal pannello in corrispondenza a prefissate fasi della prova. Risulta a tal fine interessante la documentazione fotografica riprodotta nelle figure 10 a, b, c, d, e nelle quali è ripreso un pannello dopo aver raggiunto le fasi di prova individuate con i punti a, b, c, d, e sulla curva involucro dedotta dalla prova stessa e riportata in figura 11.

4.1 Risultati dell'analisi dinamica.

I risultati dell'analisi dinamica sono riportati nella figura 12 nella forma di spettri di risposta nel piano T, periodo proprio di vibrazione, μ , rapporto di duttilità (definito come rapporto tra lo spostamento raggiunto σ e lo spostamento σ_s indicato in figura 3) limitatamente al campo di valori di μ che qui interessa ($\mu \leq 2,35$). Da tali diagrammi si ottengono gli "spettri di progetto" a duttilità prefissata, ovvero, stabilita la correlazione tra il valore di tale parametro ed il danno subito dalla struttura, gli "spettri di progetto" per il dimensionamento della struttura agli stati limite, di dan-

neggiamento o di rottura a seconda del valore di μ scelto.

Nella figura 13 è riportata una di tali curve, corrispondente a $\mu = 2,35$ (stato limite ultimo). Nonostante che la significatività della curva considerata come "spettro di progetto" sia affetta, in questa fase, da notevoli incertezze, dovute a diversi fattori (tra cui, in particolare, la scarsità di dati sperimentali, l'aver fatto riferimento ai soli valori medi di grandezze di natura essenzialmente aleatoria, ed inoltre l'accettabilità della definizione delle condizioni di rottura qui assunta) alcune considerazioni che si possono dedurre da un primo esame sembrano rivestire un notevole interesse, in relazione anche ad un loro confronto con quanto riportato in recenti normative e con i risultati di analoghe ricerche.

Si può osservare, in primo luogo, che per valori di T inferiori a 0,4 secondi, il valore di η non varia molto, ed è compreso tra 1,2 e 1,6. Si ha pertanto, in tale campo di valori del periodo proprio di vibrazione della struttura, che il rapporto R tra la resistenza ultima della struttura stessa ed il carico gravitazionale su di essa gravante, dato dalla relazione :

$$R = H_{\max}/m \cdot g = \eta \cdot a/g$$

nelle zone di sismicità più elevata ($a/g = 0,35$) assume valori compresi tra $R = 0,42$ e $R = 0,56$. Si fa osservare che, per edifici di muratura ordinaria, le norme italiane (/18/) e jugoslave (/14/) forniscono, per le verifiche a rottura, rispettivamente i valori di $R = 0,40$ e $R = 0,45$.

Per $T \leq 0,4$ secondi il valore di R va rapidamente diminuendo, e si riduce ad un valore pari a circa $1/3$ del massimo per $T = 0,8$ secondi.

4.2 Confronto tra la risposta elastica e la risposta non lineare.

Limitatamente al valore di $\mu = 2,35$ è stato determinato, per tutti i valori di T appartenenti al campo considerato, il rapporto q tra la risposta non lineare e la risposta elastica. Il diagramma $q-T$ così ottenuto, riportato in figura 14, rappresenta quindi l'andamento del coefficiente di riduzione degli spettri elastici al fine di ottenere gli spettri di progetto per un calcolo a rottura della struttura. Sulla stessa figura è indicata una possibile scelta di un andamento del coefficiente di riduzione facilmente utilizzabile nella pratica, ottenuto, come indicato anche nel regolamento messicano (/12/) e in /8/, approssimando la curva con due tratti rettilinei:

- un tratto orizzontale per $T \geq 0,3$ secondi, tangente alla curva in corrispondenza al valore massimo di q nel campo considerato;
- un tratto inclinato che congiunge tale valore di q in $T = 0,3$ secondi con il valore di q in $T = 0$, ovviamente uguale ad 1.

Si può osservare che anche nel campo dei valori più piccoli di q ($q = 0,6$) risulta $q > 1/\mu$ (nel caso in esame $q = 0,43$), confermando, come da più parti indicato, che i sistemi strutturali a pareti di controventamento richiedono maggiore duttilità, a parità di resistenza, dei sistemi, ad esempio, intelaiati.

5. CONCLUSIONI.

Pur con le limitazioni già rilevate, relative soprattutto ai modelli di comportamento strutturale impiegati ed alla disponibilità di dati sperimentali al fine di definire le caratteristiche dei vari materiali e gli essenziali aspetti probabilistici del problema, i primi risultati della ricerca confermano la possibilità di ottenere utili indicazioni circa la valutazione delle forze di progetto per il dimensionamento agli stati limite degli edifici a muratura portante in zona sismica.

Appare interessante in particolare la possibilità di adattare le caratteristiche del modello matematico assunto per rappresentare il comportamento della struttura a quelle effettive, in relazione ai materiali ed alle tecniche costruttive impiegate, utilizzando i risultati di prove di laboratorio su pannelli di non grandi dimensioni. A tal fine sarà approfondito l'esame della possibilità di utilizzare, oltre a prove eseguite, ad esempio, secondo le modalità descritte in /15/ presso il laboratorio ZRMK di Lubiana, anche prove più semplici, come quelle descritte in /1/ e /2/, sulla base delle quali si sta avviando una estesa sperimentazione su pannelli di muratura armata.

Un altro importante problema relativo alla sperimentazione, cui si è fatto cenno, riguarda la possibilità di stabilire una più precisa correlazione tra lo stato di fessurazione nel pannello di prova ed il danno subito dall'edificio. E' facile immaginare infatti i vantaggi economici derivanti, ad esempio, dalla possibilità di progettare edifici capaci di subire terremoti con periodo di ritorno minore della durata prevista per la costruzione, con danni che siano riparabili conservando alla struttura la precedente capacità di resistenza, tenendo conto delle tecniche di intervento proprie della struttura considerata.

BIBLIOGRAFIA

- /1/ A. Bernardini, C. Modena, U. Vescovi, "Ricerca sperimentale sui parametri di resistenza e deformabilità di murature in laterizio normale ed alveolato", *Costruire*, n. 109 1978.
- /2/ Idem, II parte, *Costruire*, n. 114 1979.
- /3/ E. Cantù, G. Macchi, "Strength and ductility tests for the design of reinforced brickwork shear walls", V IBMaC, Washington, 1979.
- /4/ E. Cantù, "Muratura armata soggetta ad azioni cicliche", 15° Congresso A.N.D.I.L., 1980.
- /5/ A. Bernardini, C. Modena, V. Turnsek, U. Vescovi, "A comparison of three laboratory test methods to determine the shear resistance of masonry walls", VII WCEE, vol. VII, Istanbul 1980.
- /6/ ZRMK, Rapporto sulla sperimentazione eseguita su pannelli di laterizio normale ed alveolato, Lubiana 1979.
- /7/ R. Meli, "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", Universidad Nacional Autónoma de México, Aprile 1975.
- /8/ E. Bazan, R. Meli, "Seismic analysis of structures with masonry walls", VII WCEE, vol. VI, Istanbul 1980.

- /9/ R.Giannini,A.Giuffrè,M.Menegotto,"Influenza dei parametri di progetto nella sicurezza delle strutture in c.a. in zona sismica", CISM,Udine 1981.
- /10/R.Giannini,A.Giuffrè,P.E.Pinto,"Sicurezza e ottimizzazione del progetto in zona sismica",Roma,settembre 1978.
- /11/Applied Technology Council,"Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings",Nat.Science Found Pub. 78.8,Washington 1978.
- /12/"Manual de diseño por sismo",Universidad Nacional Autonoma de Mexico,Julio 1977.
- /13/C.E.B., "Seismic design of concrete structures",Bulletin d'information n.133,Mars 1980.
- /14/V.Turnšek,M.Tomažević;"Yugoslav regulations for construction of masonry buildings in seismic zones",Lubiana 1981.
- /15/V.Turnšek,F.Čacovič,"Some experimental results on the strength of brick masonry walls",Proc. SIBMaC,London 1981.
- /16/L.Briseghella,A.Giuffrè,P.L.Zaccaria,Rapporto sullo studio di oscillatori semplici non lineari,Udine 1981.
- /17/A.Bernardini,C.Modena,U.Vescovi,"Ricerche sperimentali sulla resistenza e deformabilità,per sollecitazioni nel piano,di pareti di muratura ordinaria",VI IBMaC,Roma 1982.
- /18/D.M. 2 luglio 1981 "Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata,Campania e Puglia".
- /19/G.P.Campostrini,Tesi di laurea "Simulazione della risposta non lineare di edifici di muratura soggetti ad azione sismica", relatori C.Modena,P.L.Zaccaria,F.Zaupa.

Si ringrazia lo studente G.P.Campostrini,laureando in Ingegneria civile Edile,per la collaborazione fornita nello sviluppo degli aspetti computazionali della ricerca.

Pannello	μ	λ
1	2.74	
2	2.11	
3	2.57	
4	2.55	0.19
5	1.94	0.22
6	1.95	0.24
Media	2.31	0.22

Tabella 1 :valori dei parametri μ e λ relativi ai pannelli di la-
terizio alveolato.

Pannello	μ	λ
7	2.94	0.32
8	2.33	0.38
9	2.27	0.36
10	1.86	
11	2.10	
12	2.62	0.32
Media	2.35	0.35

Tabella 2 :valori dei parametri μ e λ relativi ai pannelli di la-
terizio normale.

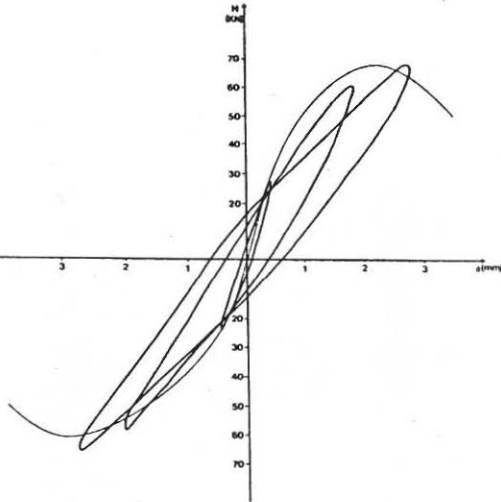
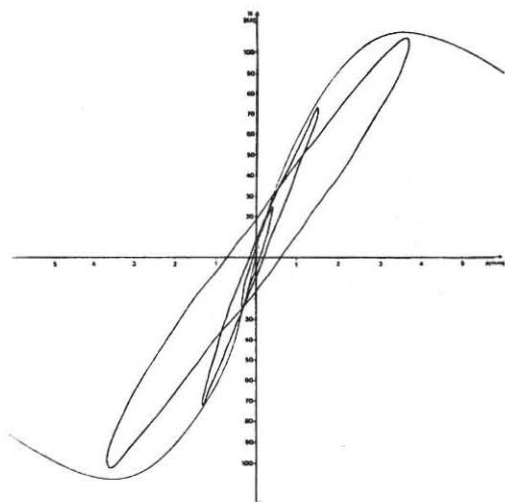


Figure 1 a,b : diagrammi sperimentali carico-spostamento relativi
ai pannelli n.4(laterizio alveolato) e 7 (laterizio normale).

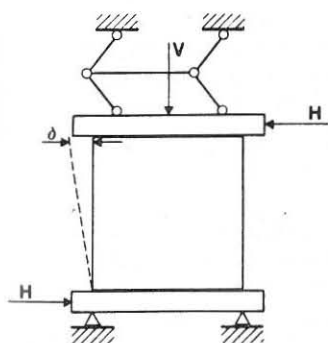


Figura 2 :schema della prova ese-
guita presso lo ZRMK di Lubiana.

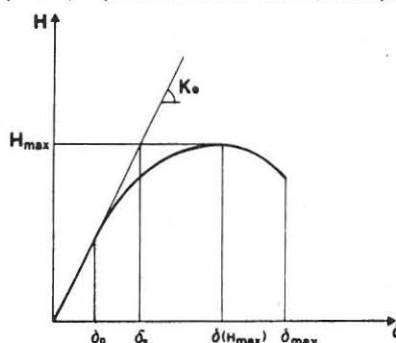


Figura 3 :parametri caratteristi-
ci della curva involucro carico-
spostamento.

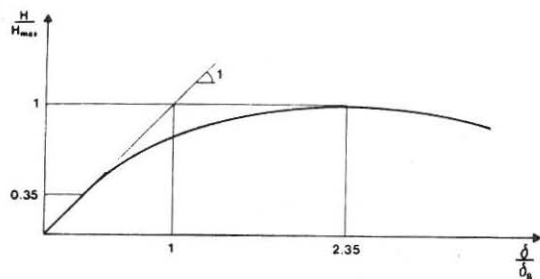


Figura 4 :curva involucro carico-spostamento nelle variabili adimensionali $H/H_{max}, \delta/\delta_s$.

Figura 5 :rappresentazione del modello di comportamento non lineare

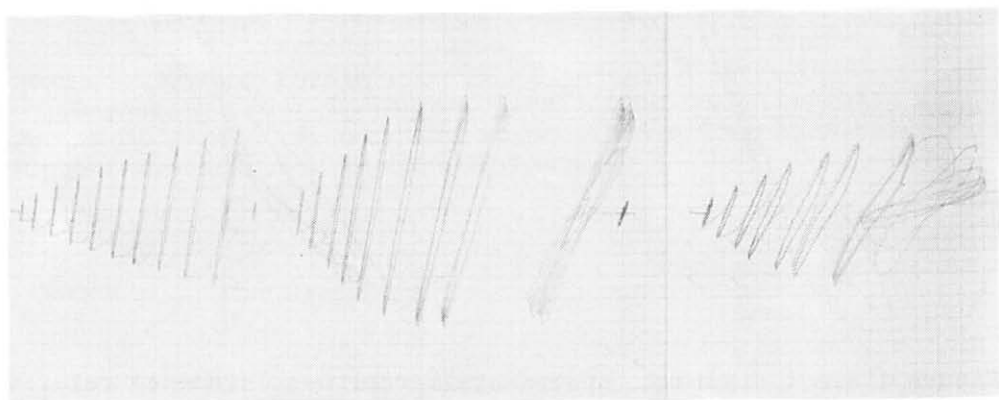
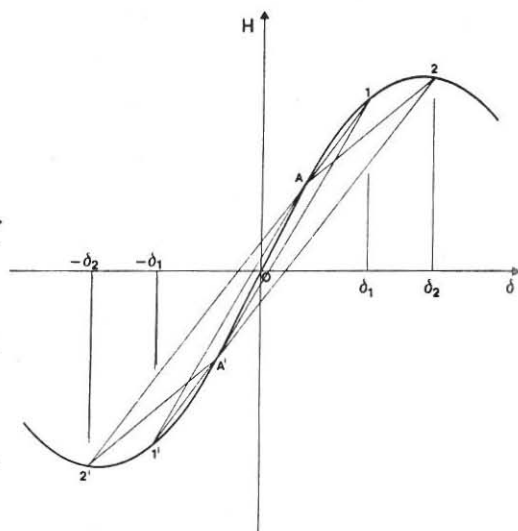


Figura 6 :diagrammi ciclici carico-spostamento registrati durante la prova sul pannello n.4 di laterizio alveolato.



Figura 7 :diagrammi ciclici carico-spostamento registrati durante la prova sul pannello n.7 di laterizio normale.

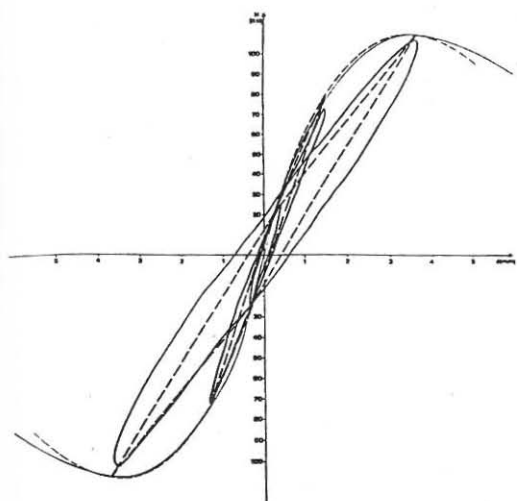


Figura 8 : cicli e curva involucro sperimentali (tratto continuo) e generati dal modello (tratteggio) relativi al pannello n.4.

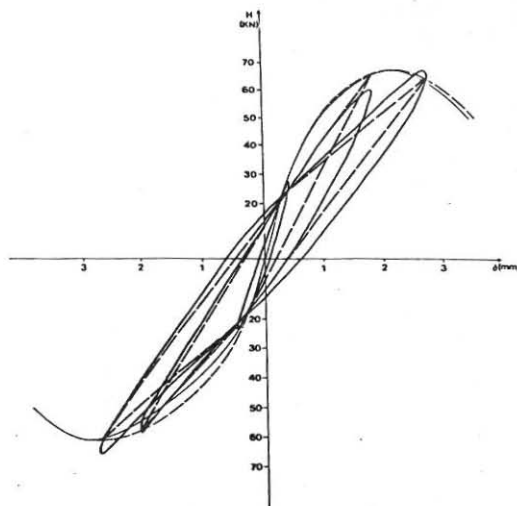
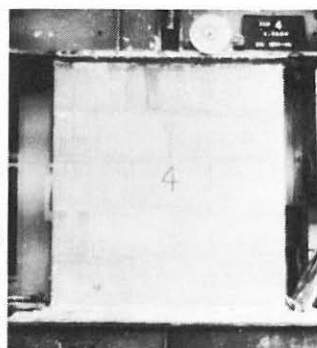
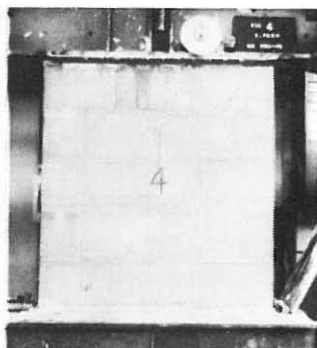
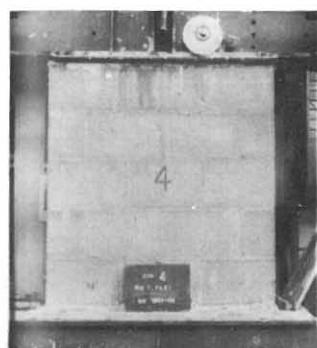
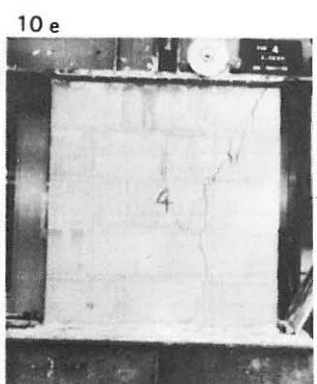
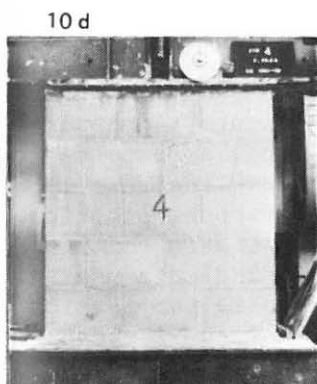


Figura 9 : cicli e curva involucro sperimentali (tratto continuo) e generati dal modello (tratteggio) relativi al pannello n.7.



10 a
10 b
10 c



10 d

10 e

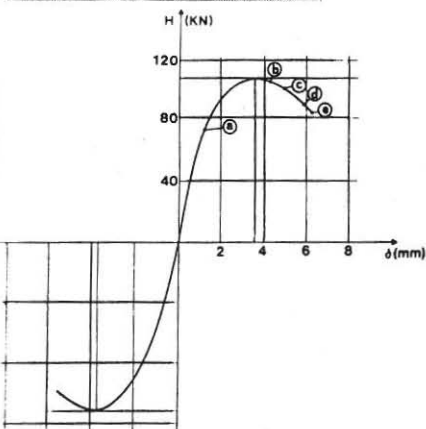


Figura 10 a,b,c,d,e: rilievo fotografico del pannello n.4 in diverse fasi della prova.

Figura 11 : fasi della prova in corrispondenza alle quali è stato ripreso il pannello.

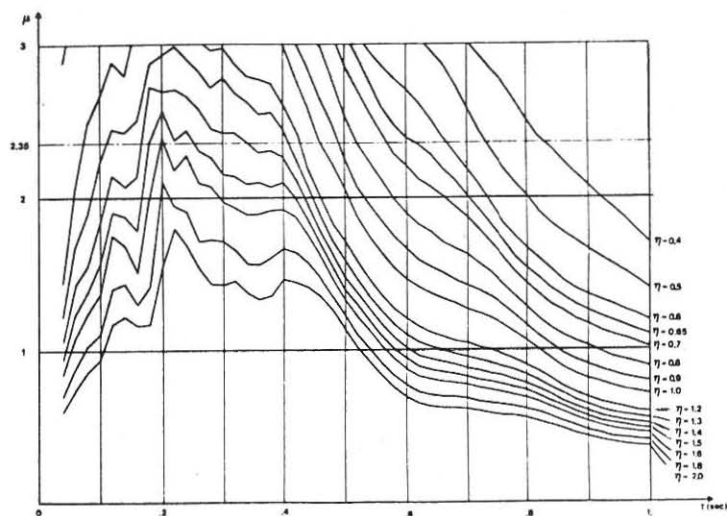


Figura 12: spettri di risposta per diversi valori del parametro η .

Figura 13/ "spettro di progetto" allo stato limite ultimo.

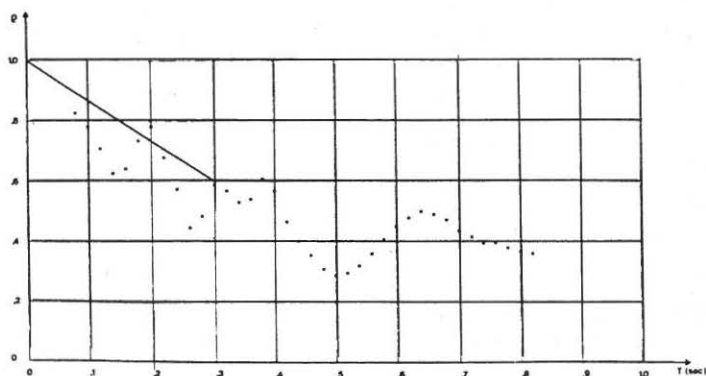
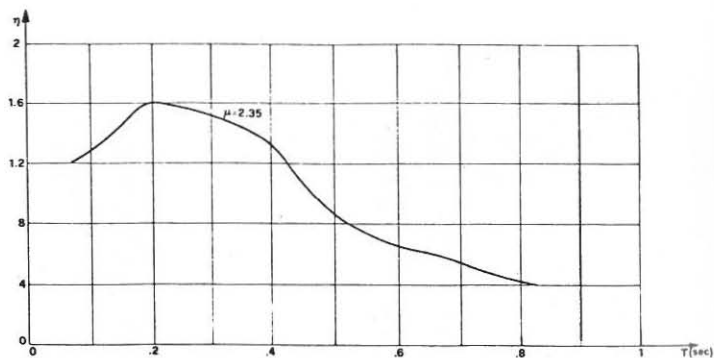


Figura 14: rapporti tra la risposta non lineare e la risposta elastica. A tratto continuo è indicata una proposta per i valori dei coefficienti di riduzione degli spettri elastici.