
Regione Autonoma Friuli-Venezia Giulia
Segreteria Generale Straordinaria

Legge Regionale 20 giugno 1977, n. 30
Recupero statico e funzionale degli edifici

**Documentazione tecnica per la progettazione
e direzione delle opere di riparazione
degli edifici**

DT 2

Documento tecnico n. 2

**Raccomandazioni
per la riparazione strutturale
degli edifici in muratura**

Gruppo Interdisciplinare Centrale
Edizione Maggio 1980
Giugno 1981

Documento tecnico

DT 2

**Raccomandazioni
per la riparazione strutturale
degli edifici in muratura**

maggio 1980

PREMESSA

Le raccomandazioni proposte derivano da una ricerca bibliografica e dall'esame critico di interventi di ripristino effettuati in Italia e all'estero.

Esse hanno carattere evolutivo, nel senso che la loro applicazione comporterà un continuo aggiornamento e approfondimento anche attraverso la consultazione periodica dei tecnici impegnati nella progettazione ed esecuzione dei ripristini.

Non intendono costituire remora a più approfondite analisi.

Riguardano gli edifici in muratura. Gli edifici misti, cioè quelli che hanno strutture verticali parte in muratura e parte in elementi di c.a., saranno da considerare alla stregua degli edifici in muratura quando la resistenza alle forze orizzontali è prevalentemente affidata alle strutture murarie.

PREFAZIONE ALLA 2ª EDIZIONE

In questa 2ª edizione è stato ampliato il capitolo relativo alle tecniche d'intervento introducendo alcune note relative alle perforazioni armate e all'impiego delle pre-sollecitazioni nelle murature.

Si sono altresì aggiornati i dati relativi al comportamento a rottura delle pareti murarie sulla scorta di recenti esperienze condotte presso il Politecnico di Milano, l'Università di Padova e lo Z.R.M.K. di Lubiana.

La parte relativa al calcolo è stata riorganizzata e completata in modo da rendere più agevole la lettura del programma POR di cui si riporta in appendice la lista delle istruzioni. Il documento è stato infine integrato da un allegato grafico contenente i particolari costruttivi degli interventi più frequenti e rappresentativi.

INDICE TESTO

1 TECNICHE E TECNOLOGIE

- 1.1 Generalità
- 1.2 Modalità di intervento di consolidamento
 - 1.2.1 Fondazioni
 - 1.2.2 Murature
 - 1.2.2.1 Iniezioni
 - 1.2.2.2 Lastre di c.a.
 - 1.2.2.3 Perforazioni armate
 - 1.2.2.4 Armature post-tese
 - 1.2.2.5 Tecniche miste
 - 1.2.3 Solai
 - 1.2.4 Coperture in legno

2 CARATTERISTICHE MECCANICHE

3 VERIFICA SISMICA

- 3.1 Generalità
 - 3.2 Distribuzione delle forze taglianti
 - 3.3 Metodi per la verifica sismica
 - 3.3.1 Metodo Ve.T.
 - 3.3.2 Metodo Por
- Esempio di applicazione del Por

Appendice n. 1 - Risoluzione dell'esempio mediante elaboratore

Appendice n. 2 - Lista programma

Appendice n. 3 - Particolari costruttivi

segue DT 2	Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura	2
		maggio 1980

INDICE TABELLE

TABELLA 1

Caratteristiche meccaniche di alcuni tipi di muratura. Valori di progetto.

TABELLA 2

Rigidità sismica in funzione della facies litologica.

TABELLA 3

Coefficiente C_2 in funzione della struttura morfotettonica e della ubicazione del sito.

1. TECNICHE E TECNOLOGIE

1.1. Generalità

Le costruzioni a struttura muraria sono nate essenzialmente per sopportare carichi verticali e presentano in generale scarsa resistenza alle azioni orizzontali.

Il funzionamento statico di questi edifici è quello di strutture scatolari, composte da elementi verticali continui collegati tra loro, connessi da solai che assolvano sia la funzione di sopportare i carichi ad essi direttamente applicati sia quella di diaframmatura. Per la resistenza alle forze orizzontali, il ruolo dei solai è fondamentale poiché essi hanno il compito di ripartire tali azioni fra le murature verticali proporzionalmente alle rigidità di queste ultime e garantire inoltre che le sezioni trasversali si mantengano indeformate nel loro piano, semplificando notevolmente con ciò il comportamento statico globale della struttura.

Affinché tali funzioni siano efficacemente svolte è necessario quindi che gli orizzontamenti siano sufficientemente rigidi ed efficacemente collegati alle strutture verticali.

Per quanto riguarda queste ultime, poi, è indispensabile verificare la presenza di pareti di taglio sufficienti, per numero e rigidità, in entrambe le direzioni delle componenti di accelerazione considerate, controllando altresì che la distribuzione delle rigidità sia tale da non indurre pericolosi effetti di torsione.

Volendo quindi sintetizzare, si può affermare che i criteri alla base del restauro statico di edifici soggetti ad azioni sismiche sono finalizzati a conseguire i seguenti risultati:

- solai rigidi e ben collegati alle murature;
- pareti di taglio sufficienti e ben distribuite.

I possibili sistemi di intervento sono i seguenti:

— **Consolidamento**

Consiste nel rigenerare la resistenza specifica delle strutture danneggiate e nel loro rafforzamento fino a raggiungere i necessari livelli di capacità portante.

— **Sostituzione di elementi strutturali.**

Si attua con la demolizione ed il rifacimento di quelle parti di strutture che siano in condizioni tali da rendere incerto il risultato del loro consolidamento.

— **Ristrutturazione**

Prevede l'inserimento di nuovi elementi strutturali ad integrazione delle strutture esistenti.

I primi due interventi sono tipici di situazioni già strutturalmente corrette dal punto di vista morfologico.

La ristrutturazione si rende necessaria quando la distribuzione degli elementi resistenti non è tale da garantire il funzionamento scatolare dell'insieme delle strutture.

1.2. MODALITA' DI INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO

1.2.1. FONDAZIONI - Nella maggior parte degli edifici interessati dal sisma le fondazioni hanno dimostrato un buon comportamento. Prima di qualsiasi intervento si consiglia di effettuare alcuni saggi per verificare le condizioni delle strutture esistenti, nonché la natura e consistenza del terreno.

Accertata la stabilità e consistenza dei terreni superficiali, può essere riscontrata la necessità di intervento per collegare efficacemente fra loro le murature a livello dello spiccato.

Nel caso in cui siano riscontrati cedimenti, o si tema che possano verificarsi, in relazione alla nuova utilizzazione della struttura potrà essere necessario prevedere l'al-

largamento delle fondazioni al fine di distribuire il carico su una superficie più ampia, riducendo le pressioni di contatto suolo-struttura.

Perché questo tipo di intervento sia efficace, occorre esaminare attentamente la potenza degli strati compressibili rispetto all'estensione dell'edificio e lo sviluppo dei bulbi delle pressioni; se i cedimenti dipendono da strati profondi, la riduzione delle pressioni di contatto non porta apprezzabili benefici, non cambiando sostanzialmente la distribuzione delle pressioni in quegli strati più profondi che sono causa di cedimenti.

Il trasferimento dei carichi a strati resistenti più profondi mediante sottofondazioni eseguite con pali, pozzi..., rappresentano a volte l'unica soluzione che dia sicuro affidamento, quando i cedimenti non tendano ad arrestarsi.

Spesso, specie nei vecchi edifici in muratura può essere conveniente impiegare "micropali" (con diametro dell'ordine della decina di centimetri), per il limitato spazio che richiedono le corrispondenti attrezzature di esecuzione e per la facilità con cui si possono attraversare le vecchie fondazioni, senza dover scavare al di sotto.

I micropali realizzano altresì un certo consolidamento del terreno migliorando la diffusione dei carichi.

1.2.2. MURATURE - Per il consolidamento delle murature si raccomandano le seguenti modalità:

1.2.2.1. Iniezioni di malta cementizia - L'obiettivo della iniezione è quello di far penetrare la miscela legante, lentamente e sotto bassa pressione, in tutte le fessure, cavità, vuoti del muro danneggiato.

In tal modo, a presa avvenuta, gli elementi lapidei risultano tra di loro efficacemente collegati, migliorando le caratteristiche meccaniche della muratura.

La miscela costituita da acqua, cemento ed additivi viene iniettata attraverso opportuni condotti nella muratura.

Dal tubo di entrata la miscela fluisce radialmente in tutte le direzioni.

La miscela deve essere spinta fino agli estremi contorni del corpo fessurato già nella prima fase dell'operazione di iniezione. Ciò si può ottenere usando miscele a viscosità molto ridotta, oppure con additivi che riducono il contenuto d'acqua (fluidificanti).

L'iniezione dei muri nella pratica di ripristino è attuata attraverso iniettori tubolari \varnothing 3/4" lunghi 15 ÷ 20 cm inseriti in fori \varnothing 40 mm, predisposti mediante trapanazione.

Per una completa ed omogenea distribuzione della miscela legante nel corpo murario, i fori di iniezione vengono praticati solitamente ad una distanza variabile da 40 a 100 cm, in dipendenza dello stato di fessurazione e di porosità della muratura, in modo da garantire la sovrapposizione delle aree di iniezione.

In pratica ciò si controlla lasciando fuoriuscire la miscela legante dalle aperture immediatamente adiacenti.

Le trapanazioni dovranno avere una profondità di almeno 10 cm oltre quella di penetrazione dei condotti tubolari.

Prima di effettuare l'iniezione devono essere sigillati con malta di cemento le fessure e gli altri punti di possibile perdita.

Nella prima fase si può iniettare una miscela molto fluida (20÷30 Kgf di cemento per 100 l di acqua), o solo acqua pura, al fine di inumidire opportunamente la cavità, i canali di diffusione e le fessurazioni per facilitare l'iniezione di miscela più densa.

L'iniezione di muri in pietra si esegue di solito con miscela la cui composizione in peso solidi-acqua è 0,8/1,0 oppure 1,0/1,0 e con pressione fino a 3 atmosfere. (1)

(1) Vedi DT8 al punto 4 - Interventi strutturali.

1.2.2.2. Lastre di cemento armato - Si tratta di realizzare in aderenza alle murature che debbono essere consolidate da una e da ambo le parti, lastre di cemento armato efficacemente collegate alla vecchia struttura.

La realizzazione delle lastre armate può effettuarsi con uno dei seguenti sistemi costruttivi:

- a) **getto di conglomerato cementizio** con spessore compreso fra 5 ÷ 12 cm armato con tondi \varnothing 8 verticali ed orizzontali ad interasse di 20 cm ;
- b) **intonaco con malta cementizia** di spessore minimo di 3 cm armato con reti metalliche elettrosaldate costituite da tondini \varnothing 4 ÷ 6 con maglia 10 x 10 cm;
- c) **applicazione a spruzzo di malta cementizia** ad elevato dosaggio di cemento (gunita) fino a realizzare uno spessore minimo di 3 cm previa applicazione alla muratura di rete metallica \varnothing 4 ÷ 6 con maglia 10 x 10 cm.

Qualunque sia il sistema costruttivo adottato è opportuno additivare gli impasti con prodotti antiritiro.

Di norma l'applicazione delle lastre si effettua per murature in laterizio, su entrambe le facce. Nel caso che si debba necessariamente intervenire su un solo lato si consiglia la realizzazione secondo il sistema a).

Per il collegamento delle lastre fra di loro e con la muratura preesistente si dovrà prevedere l'impiego di almeno 6 staffe \varnothing 6 per mq.

Qualunque sia la tecnica esecutiva prescelta fra quelle in precedenza illustrate, l'esecuzione delle lastre armate deve essere preceduta da alcune operazioni preparatorie:

- asportare il vecchio intonaco;
- lavare e saturare con acqua la muratura;
- riempire le fessure macroscopiche con malta cementizia.

L'efficacia del consolidamento, inoltre, è sempre subordinata non solo alla correttezza delle modalità esecutive ma anche alla cura con cui le lastre, e quindi le murature incamiciate, vengono collegate alle altre strutture portanti.

In particolare, perciò, si avrà cura di risvoltare per 50 ÷ 100 cm le lastre nelle murature ortogonali.

Si raccomanda altresì di collegare fra loro le lastre interne ed esterne in corrispondenza di fori, o aperture.

1.2.2.3. Perforazioni armate - Altro sistema di consolidamento è quello di realizzare una salda cucitura del corpo murario mediante l'inserimento nel suo piano medio, previa perforazione, di barre metalliche, orientate opportunamente secondo le linee di trasmissione degli sforzi, assicurando la loro collaborazione mediante iniezione e sigillatura con malta cementante.

Si realizzano solitamente perforazioni di diametro 35 ÷ 45 mm con sonde a rotazione, o con trapani ed in esse vengono predisposte le barre in acciaio ad aderenza migliorata di diametro variabile da 14 a 26 mm.

Per le sigillature e le iniezioni si usano malte aventi accentuate caratteristiche di aderenza ed antiritiro allo scopo di incrementare la resistenza nelle zone più sollecitate e di migliorare la collaborazione armatura/muratura.

1.2.2.4. Armature post-tese.

Stati di coazione impressi.

Uno dei mezzi validi per il risanamento e consolidamento delle strutture murarie è quello che si rifà alle tecniche degli stati di coazione impressa.

Nel caso specifico degli edifici in muratura si tratta di applicare alle strutture portanti sollecitazioni che, sommandosi agli effetti dinamici ed a quelli della gravità, consentano di contenere le tensioni entro valori accettabili, in relazione alla specifica resistenza dei materiali.

Un modello applicativo di particolare interesse è quello che prevede di realizzare, nel contesto murario, un reticolo spaziale di cavi inteso a migliorare, per effetto delle tensioni indotte, le attitudini antisismiche della struttura.

La soluzione può divenire ancora più interessante allorquando venga previsto di estendere i cavi verticali o subverticali del reticolo, di cui si è detto, al disotto delle fondazioni dell'edificio, realizzando una vera e propria radice a fittone, atta ad ancorare la struttura in modo da interessare gli strati più profondi e quindi meglio costipati del terreno.

Attraverso tale meccanismo è possibile attenuare la discontinuità dei termini terreno-fondazione-muro realizzando un comportamento più favorevole del complesso suolo-struttura.

E' ovvio che a monte di tali interventi debba essere effettuata una completa disamina dello specifico problema e che tali interventi abbiano a trovare impiego soltanto nei casi di comprovato vantaggio tecnico ed economico, o quando l'importanza dell'opera da riparare ne giustifichi l'impiego.

Tiranti

I tiranti possono essere realizzati con barre post-tese di acciaio normale, o in acciaio ad alto limite elastico:

Con l'applicazione di tiranti ancorati alle murature mediante piastre si raggiunge lo scopo di realizzare un efficace collegamento fra le strutture portanti dell'edificio. Per svolgere efficacemente la funzione di collegamento i tiranti devono essere applicati con le seguenti modalità:

- essere posizionati il più vicino possibile ai solai, avendo cura di limitare al massimo la spaziatura tra tiranti che legano muri tra loro ortogonali;
- essere applicati su entrambe le facce dei muri per tutta la loro lunghezza ed essere il più possibile aderenti ai muri stessi.

Nel caso di muri a spessore variabile o che presentino curvature o sporgenze, il contatto muro-tirante deve essere garantito mediante legature trasversali: tali legature devono comunque essere effettuate quando il muro presenta uno sviluppo libero superiore a 7 m.

Per la posa dei tiranti si seguiranno le seguenti modalità:

- i fori passanti saranno eseguiti con trapani a rotazione onde evitare sconnessioni;
- l'area di appoggio delle piastre dovrà essere accuratamente preparata rendendola piana con malta cementizia;
- il tirante verrà posto in trazione solo a malta indurita;
- i tiranti dovranno essere protetti dagli agenti atmosferici.

I tiranti in acciaio ad alto limite elastico presollecitati, possono essere realizzati con:

- barre di acciaio speciale per c.a.p.;
- trefoli, o cavi viplati in acciaio armonico.

Il collegamento fra le murature può essere attuato con disposizione dei tiranti orizzon-

tali, verticali o comunque inclinati, fissati alle estremità con opportuni dispositivi di ancoraggio.

Le piastre di contrasto e di ancoraggio dei cavi possono evidentemente avere forme e dimensioni diverse: ortogonali al tirante, inclinate rispetto a questo, a bloccaggio singolo, o pluricavo.

Il procedimento può essere realizzato:

per tirantature orizzontali, con le seguenti operazioni:

- inserimento delle barre entro guaine, o dei trefoli viplati in scanalature correnti lungo le murature per il loro occultamento;
- formazione di fori passanti con attrezzatura a rotazione attraverso l'intero sviluppo delle murature ed inserimento delle barre o dei trefoli.

In entrambi i casi si può provvedere all'alloggiamento delle piastre con bloccaggio del tipo occultato, provvedendo alla formazione del piano di appoggio per raggiungere la completa aderenza delle piastre alla muratura, e quindi procedere alla tesatura dei cavi o delle barre mediante martinetti idraulici o chiave dinamometrica.

per collegamenti verticali, diagonali e comunque inclinati, con le seguenti operazioni:

- formazione di fori passanti $\varnothing 45 \div 65$ mm attraverso le murature con attrezzatura a rotazione e acqua a pressione; nel caso che le murature risultino troppo disestate si deve prevedere una preventiva iniezione di consolidamento;
- inserimento delle barre, o dei trefoli;
- iniezione in pressione per formazione del bulbo di ancoraggio;
- messa in opera della piastra di ancoraggio e contrasto, dotata del dispositivo di bloccaggio;
- tesatura, solitamente in due fasi, dei tiranti.

La realizzazione di tali collegamenti può essere ad un solo cavo, o a più cavi a seconda della coazione che si ritiene di dover introdurre.

Conformemente alle indicazioni fissate dal D.M. 3-3-75, nel dimensionamento dei cavi la tensione da introdurre negli acciai ad alto limite elastico non deve superare il 50% della tensione ammissibile di esercizio.

1.2.2.5. Tecniche miste.

In alcuni casi può essere opportuno intervenire abbinando tecniche diverse.

Fra queste è rimarchevole l'accoppiamento della tecnica delle iniezioni con miscele leganti a quella delle tirantature orizzontali, verticali, diagonali, o comunque inclinate. Con la iniezione di miscele leganti cementizie, o a base di formulati epossidici, si realizza la rigenerazione delle murature; con la tirantatura si migliorano notevolmente le caratteristiche di resistenza delle murature stesse, per la presenza di uno stato di compressione che incrementa il valore della resistenza caratteristica al taglio dei setti murari.

Con i collegamenti introdotti nella scatola muraria si migliorano altresì le capacità resistenti in relazione ad un più efficace funzionamento scatolare del complesso, semprché gli elementi introdotti risultino convenientemente organizzati fra loro.

1.2.3. Solai. - Il restauro del solaio deve puntare al soddisfacimento di tre requisiti:

- resistenza adeguata ai carichi previsti in fase di utilizzazione;
- rigidità nel proprio piano sufficiente ad assicurare la funzione di diaframma di collegamento e ripartizione fra le strutture verticali;
- collegamento efficace con le murature verticali, agli effetti della trasmissione degli sforzi.

segue DT 2	Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura	8 maggio 1980
----------------------	---	-------------------------

Gli interventi di irrigidimento dei solai in legno nel loro piano possono essere effettuati mediante l'apposizione di lame metalliche secondo le diagonali del campo del solaio stesso, ovvero mediante l'apposizione di un secondo tavolato di legno, ortogonale all'esistente, di spessore adeguato (almeno 4 cm).

Il collegamento tra solai e murature verticali si può ottenere iniettando con miscele leganti la muratura in corrispondenza degli orizzontamenti e applicando coppie di tiranti orizzontali in acciaio, ovvero realizzando un cordolo perimetrale in c.a.

1.2.4. Coperture in legno.

L'intervento di restauro statico serve a raggiungere i seguenti risultati:

- eliminazione di eventuali spinte orizzontali;
- controventatura delle falde nel loro piano;
- collegamento della struttura lignea ai muri di sottotetto.

Alcune tra le tecniche di intervento specifiche per il restauro statico delle strutture di copertura sono rappresentate nelle tavole grafiche allegate.

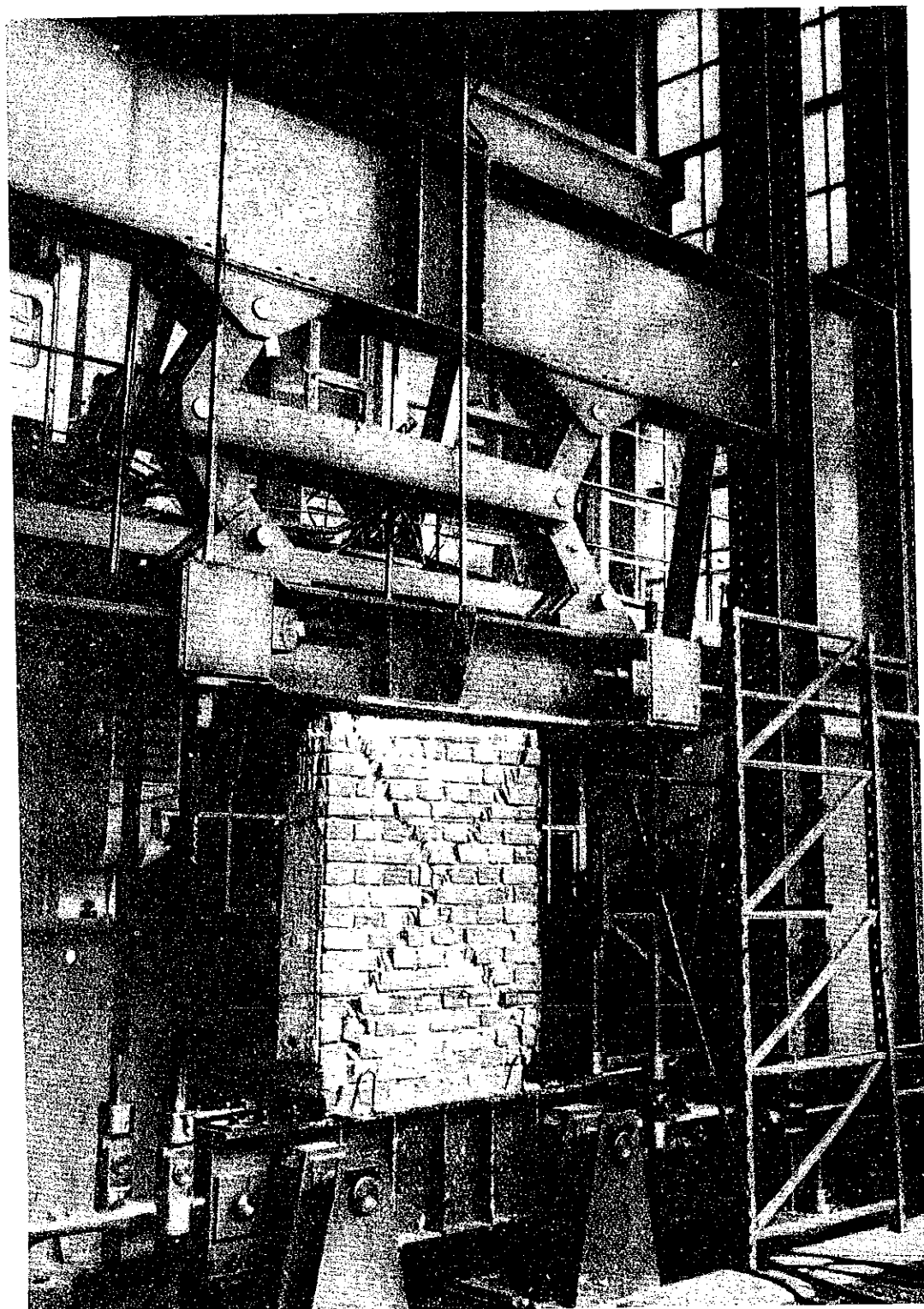


Fig. 1 - Apparecchiatura per le prove dinamiche di pareti in muratura.

2. CARATTERISTICHE MECCANICHE

Le prove che hanno consentito di individuare le caratteristiche meccaniche delle muraure sono state effettuate con una apparecchiatura del tipo rappresentato in figura 1. Gli elementi murari risultano ancorati alla macchina di prova in modo tale che le sezioni di estremità sono impedito di ruotare.

Per ciascun valore del carico verticale, il pannello viene assoggettato a spostamenti dinamici, programmati con legge sinusoidale, per una frequenza costante di 1 ciclo al secondo e ampiezza crescente fino alla rottura del campione.

La forza di taglio viene misurata a mezzo di una coppia di dinamometri elettrici che consentono di pilotare un oscillografo e di evidenziare i cicli di isteresi del campione.

I risultati sperimentali relativi al generico pannello murario, per un assegnato valore del carico verticale, possono essere posti in grafico come indicato in figura 2.

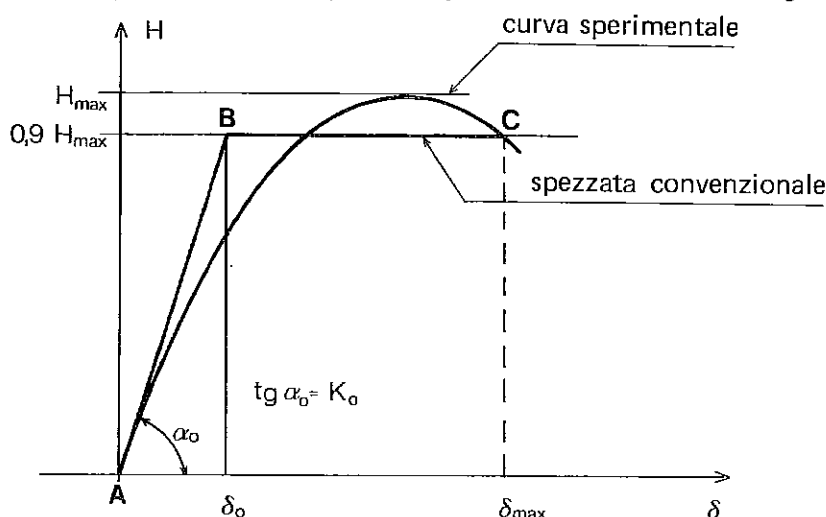


Fig. 2 - Diagramma H- δ

Alla curva H- δ effettiva se ne sostituisce una convenzionale che, nella schematizzazione più consueta è costituita da un tratto elastico-lineare, con pendenza pari alla rigidezza "all'origine" K_0 e da un secondo tratto perfettamente plastico, a livello $0,9 H_{max}$, che interseca la tangente all'origine in un punto B, la cui ascissa δ_0 si assume come spostamento al limite elastico, e la curva sperimentale in un punto C, la cui ascissa fornisce lo spostamento δ_{max} corrispondente alla situazione ultima.

Per caratterizzare le risorse del pannello in fase non lineare si introduce la duttilità "d":

$$d = \frac{\delta_{max}}{\delta_0}$$

La conoscenza di H_{max} consente di valutare la tensione tangenziale ultima τ_u nella muratura.

E' facile provare, e l'esperienza lo conferma, che il legame tra la τ_u e la tensione normale σ_0 dovuta alla forza assiale è espresso dalla legge: (*)

$$\tau_u = \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \tau_k}}$$

(*) Nel caso in cui sono presenti nel pannello tirantature verticali pretese, si genera un benefico stato di coazione che riduce la tensione principale di trazione. Di ciò può tenersi conto sostituendo a σ_0 la quantità $(\sigma_0 + \sigma_p)$ somma della tensione normale σ_0 dovuta ai carichi verticali e della σ_p dovuta alle tirantature.

in cui si è indicato con τ_k il valore caratteristico di riferimento per $\sigma_o = 0$, in assenza cioè di carichi assiali (fig. 3).

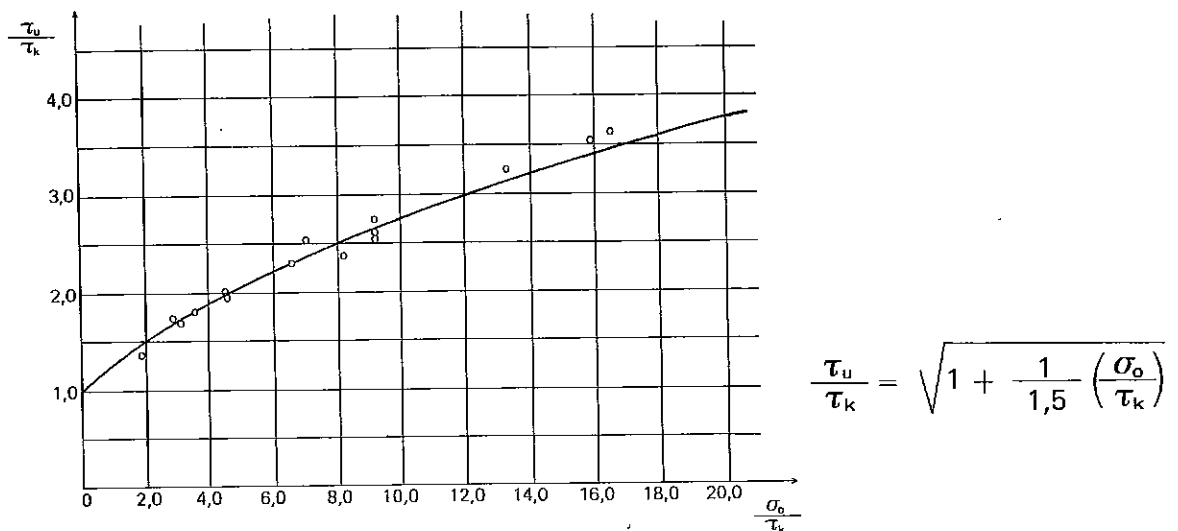


Fig. 3 - Resistenza al taglio in funzione del carico verticale (Rapporto adimensionale).

Accanto ai parametri τ_k e d , dalle analisi sperimentali si desumono i valori dei moduli G e D , rispettivamente di elasticità tangenziale e normale.

Le esperienze effettuate hanno mostrato che, con sufficiente approssimazione, si può assumere che i rapporti D/G e G/τ_k siano costanti e pari a:

$$D/G = 6 ; G/\tau_k = 1100$$

Nel caso di murature non armate, dalla conoscenza di τ_k discende, sia pure in via di prima approssimazione, quella di G e D :

$$G = 1100 \tau_k ; D = 6G = 6600 \tau_k$$

Sulla scorta dei dati disponibili al 1977 e degli ulteriori dati, più recenti, relativi a ricerche e prove eseguite in laboratori del Politecnico di Milano, dell'Università di Padova e dello ZRMK di Lubiana, si è costruita la tabella 1 nella quale sono riportati i valori di τ_k e d relativi a murature non consolidate, a murature consolidate e a murature nuove, del tipo specificato in tabella.

Per quanto riguarda le vecchie **murature non consolidate** sono stati presi in esame elementi in mattoni pieni, in blocchi modulari, blocchi di argilla espansa e blocchi di calcestrutto legati con malta bastarda, oltre che le murature in pietra.

Per quanto riguarda le **murature consolidate**, sono stati esaminati 2 tipi di intervento:

- murature in pietra iniettata (kg 150 di miscela acqua-cemento in parti uguali per ogni mc. di muro);
- murature in mattoni pieni di spessore pari a cm. 25 consolidate con 2 lastre in calcestrutto da cm 3.

I dati sperimentali riguardano campioni di muro in laterizio con malta di calce e sabbia, consolidati con 2 lastre di cm 3 di spessore armate con rete \varnothing 6/15 cm e collegate con 4 staffe \varnothing 6 per metro quadrato.

CARATTERISTICHE MECCANICHE DI ALCUNI TIPI DI MURATURA VALORI DI PROGETTO

Tabella 1

	TIPO DI MURATURA	τ_k [t/m ²]	G [t/m ²] (**)	D/G	d
MURATURE NON CONSOLIDATE	Mattoni pieni (6x12x24 cm) Rb = 1000 t/mq Malta bastarda Rm = 250 t/mq	12	13200	6	1,5
	Blocco modulare (*) (29x19x19 cm) Malta bastarda Rm = 250 t/mq	8	8800	6	1,5
	Blocco in argilla espansa o calcestruzzo (*) Rb = 750 t/mq Malta bastarda Rm = (500 t/mq)	18	19800	6	1,5
	Murature in pietra a) pietr. non trattato in cattive condizioni b) pietr. squadrato non trattato non lesionato e bene organizzato	2 7	2200 7700	6 6	1,5 1,5
MURATURE CONSOLIDATE	Muratura in mattoni pieni, spessore cm 25, consolidata con 2 lastre in calcestruzzo armato da cm 3	18	19800	6	2
	Muratura in pietra iniettata (Kg 150 di miscela al mc di muro)	11	12100	6	2
MURATURE NUOVE	Mattoni "pieni" con fori circolari (22Ø15 mm) Malta cementizia Rm = 1450 t/mq	32	35200	6	2
	Forati doppio UNI rapp. vuoto/pieno = 40% Malta cementizia Rm = 1450 t/mq	24	26400	6	2

(*) I dati sopraindicati si riferiscono a blocchi di laterizio o di calcestruzzo aventi caratteristiche rispondenti alle prescrizioni dell'allegato I del D.M. 3-3-1975.

(**) $G = 1100 \tau_k$

Dopo il consolidamento il valore di τ_k è passato da 2,5 a 17,5 t/m². La rottura, nella maggior parte dei casi, è avvenuta previo distacco delle lastre dal paramento murario a causa di insufficiente collegamento tra le lastre.

Per quanto riguarda le **nuove murature**, sono stati sottoposti a prova pannelli realizzati con mattoni pieni, con fori circolari e malta cementizia, e con forati doppio UNI a rapporto vuoto/pieno del 40% e malta cementizia.

La forza orizzontale ultima può essere valutata mediante l'espressione $H_u = 0,9 \tau_u \cdot F$ essendo F l'area della sezione trasversale della parete.

La rigidezza K_o può essere determinata sperimentalmente come valore "all'origine" nel diagramma $H-\delta$. Essa può essere valutata altresì per via teorica tenendo conto della deformabilità flessionale e della deformabilità a taglio del pannello.

Con riferimento allo schema di figura 4

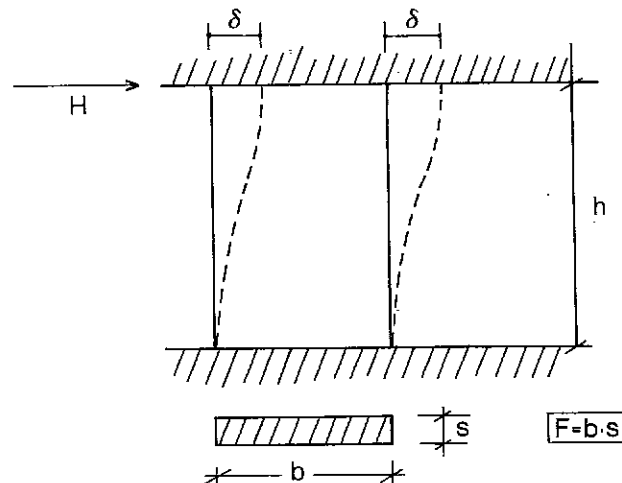


Fig. 4

si ha:

$$K_o = \frac{H}{\delta}$$

e, con ovvio significato dei simboli,

$$\delta = H \left(x \frac{h}{GF} + \frac{h^3}{12DJ} \right) = H \frac{xh}{GF} \cdot \left(1 + \frac{1}{12x} \cdot \frac{G}{D} \cdot \frac{F}{J} h^2 \right)$$

Tenuto conto che risulta:

$$x = 1,2 \quad ; \quad J = \frac{sb^3}{12} \quad ; \quad F = b \cdot s$$

si ottiene:

$$K_o = \frac{H}{\delta} = \frac{GF}{1,2h} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{1,2} \cdot \frac{G}{D} \cdot \left(\frac{h}{b} \right)^2}$$

La valutazione di K_o è possibile non appena si conoscano, accanto ai dati geometrici b , h ed s della parete, il valore di G - legato peraltro, come si è visto, a τ_k ($G = 1100\tau_k$) - e quello del rapporto D/G che, con sufficiente approssimazione, come già detto, può assumersi pari a 6.

3. VERIFICA SISMICA

3.1. Generalità.

Gli effetti sismici possono essere valutati mediante analisi statica della struttura soggetta ad un sistema di forze orizzontali parallele alla direzione prevista per il sisma. Le azioni sismiche orizzontali si schematizzano attraverso l'introduzione di 2 sistemi di forze orizzontali agenti, non contemporaneamente, secondo 2 direzioni ortogonali. Le forze alle diverse quote devono essere applicate in corrispondenza dei baricentri dei "pesi" W i quali generalmente possono essere riportati alle quote dei solai. La forza orizzontale \bar{H} , agente alla generica quota, secondo una prefissata direzione, si ottiene dalla relazione:

$$\bar{H} = \bar{K} \cdot W$$

Il coefficiente sismico \bar{K} viene assunto pari a

$$\bar{K} = 0,20 \cdot C_1 \cdot C_2$$

essendo C_1 il coefficiente di risposta meccanica e idrogeologica del terreno e C_2 il coefficiente di struttura morfotettonica e di ubicazione del sito.

$$(1 \leq C_1 \leq 1,3 \quad ; \quad 1 \leq C_2 \leq 1,3).$$

I valori di C_1 sono riportati in figura 5. Essi si desumono attraverso l'utilizzazione combinata della tabella 2 e dell'abaco di figura 5.

Il valore di C_2 è da assumere pari a 1, fatta eccezione per i casi indicati in tabella 3.

CLASSIFICAZIONE DELLE FACIES LITOLOGICHE

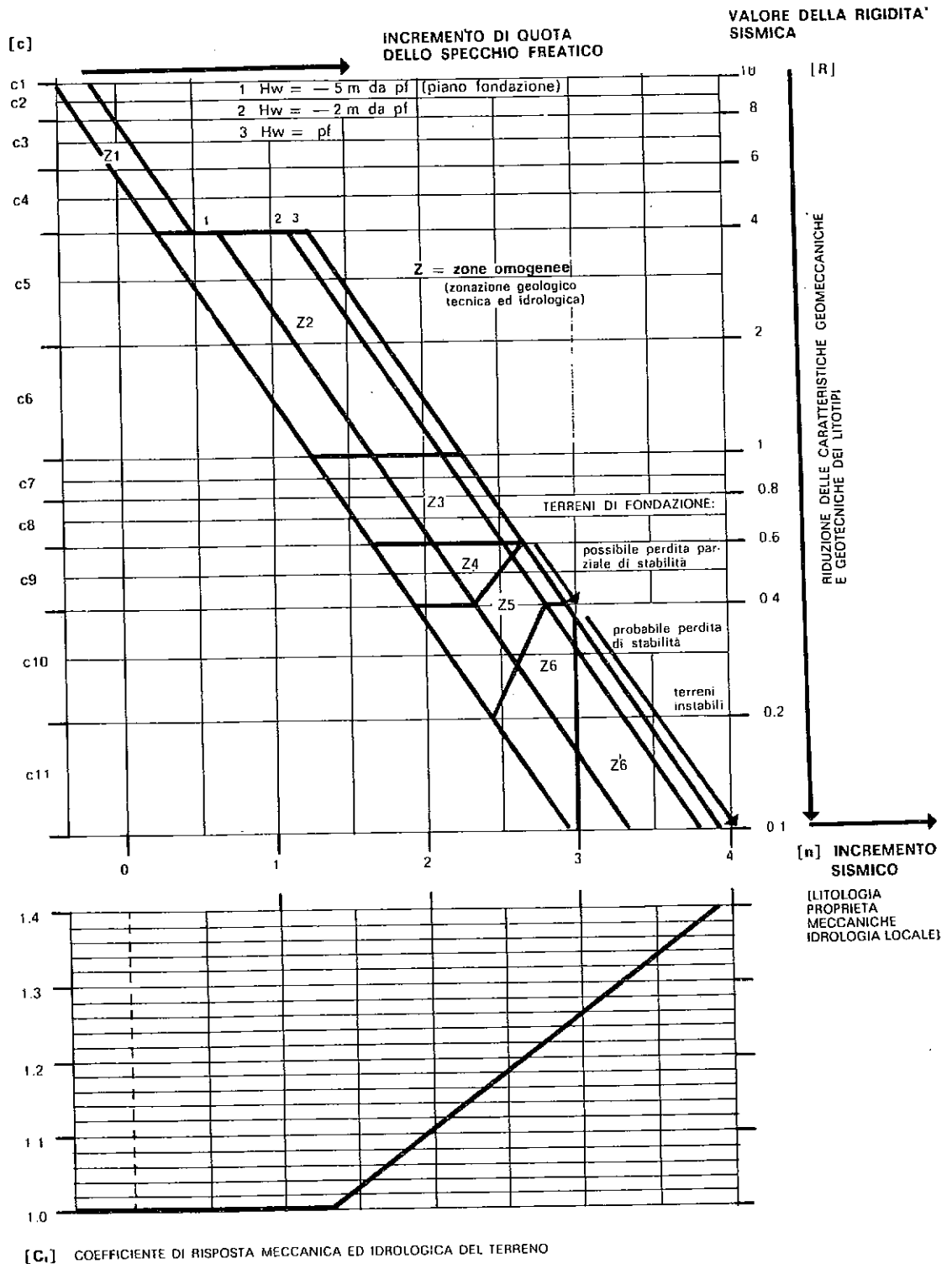


Fig. 5 - Diagramma per la determinazione delle zone di omogeneità geologico-tecnica in prospettiva sismica e per la determinazione del coefficiente di risposta meccanica e idrologica dei terreni (Broilli 1977).

RIGIDITA' SISMICA IN FUNZIONE DELLA «FACIES LITOLOGICA»

Tabella 2

DEFINIZIONE DELLA «FACIES LITOLOGICA»	Classe	VALORI ORIENTATIVI		
		γ t/m ³	$V_{(1)}$ Km/sec	R
<ul style="list-style-type: none"> - Masse rocciose carbonatiche massicce, molto compatte, scarsamente fratturate. - Masse rocciose stratificate, compatte, scarsamente fratturate. 	C1	2,6	5,0 3,8	≥ 11
<ul style="list-style-type: none"> - Masse rocciose carbonatiche stratificate, mediamente fratturate. - Masse rocciose carbonatiche nettamente stratificate, mediamente fratturate. 	C2	2,5	3,8 3,0	10 8
<ul style="list-style-type: none"> - Masse rocciose carbonatiche e arenarie sottilmente stratificate e molto fratturate. - Arenarie e marni (flysch) in strati di media potenza, generalmente poco suddivise. - Marni e marni calcaree compatte, massicce. 	C3	2,5	3,0 2,5	8 6
<ul style="list-style-type: none"> - Masse rocciose carbonatiche molto fratturate. - Arenarie e marni (flysch), in facies prevalentemente marnosa, fittamente stratificate e suddivise. - Masse rocciose evaporitiche in strati medi e sottili. - Conglomerati e brecce ben cementati, poco fratturati. 	C4	2,4	2,5 1,75	6 4
<ul style="list-style-type: none"> - Masse rocciose estremamente fratturate (fino a cataclastiche). - Conglomerati scarsamente cementati, localmente o parzialmente degradati, più o meno fratturati. - Arenarie poco compatte. - Marni poco compatte e marni argillose. - Masse rocciose evaporitiche molto suddivise. - Argille sovraconsolidate. - Depositi detritici sabbioso-ghiaiosi leggermente cementati 	C5	2,3 2,2	1,75 0,9	4 2
<ul style="list-style-type: none"> - Marni molto argillose, argille marnose, argille molto consolidate e consolidate (N SPT >30; I_c 0,75 ÷ 1,0 Cu 1 ÷ ≥ 2 Kg/cm².) - Sedimenti sabbioso-ghiaiosi scarsamente limosi, molto densi (N SPT > 40; D_r > 0,7), localmente leggermente cementati o legati. 	C6	2,2 2,0	0,9 0,5	2 1
<ul style="list-style-type: none"> - Argille dure (N SPT 20 ÷ 15; I_c = 0,75; Cu = 1,0 Kg/cm²). - Sedimenti sabbioso-ghiaiosi, limosi, densi (N SPT = 30 ÷ 40). - Sedimenti sabbiosi grossolani (D_r = 0,6 : 0,7). 	C7	2,1 2,0	0,5 0,4	1 0,8
<ul style="list-style-type: none"> - Sedimenti sabbioso ghiaiosi con limo, densi (N SPT= 25-30), con presenza locale di lenti o strati limoso o limo-argillosi di limitata potenza con ciottoli ed inclusi grossolani (ad es. sedimenti localmente scarsamente omogenei con massi, morene ghiaiose, ecc). - Sedimenti sabbioso-limosi mediamente densi (N SPT= 10 ÷ 25; D_r = 0,4 ÷ 0,6). - Argille dure (N SPT = 10 ÷ 15; I_c = 0,5 ÷ 0,75; C_u = 0,5 ÷ 1,0 Kg/cm²). 	C8	2,0 1,9	0,4 0,3	0,8 0,6
<ul style="list-style-type: none"> - Sedimenti sabbioso-ghiaiosi con molto limo mediamente densi (N SPT = 10-25) con lenti e strati limoso-argillosi, con inclusi lapidei anche grossolani (ad es. morene limo-argillose). - Sedimenti sabbiosi (con ghiaietto) e sabbioso-limosi, sciolti (N SPT = 4 ÷ 10; D_r = 0,2 ÷ 0,4). - Sedimenti limosi sciolti, argille plastiche (N SPT = 5 ÷ 10; I_c = 0,4 ÷ 0,5; C_u = 0,25 ÷ 0,5 Kg/cm²). 	C9	1,9 1,7	0,3 0,25	0,6 0,4
<ul style="list-style-type: none"> - Sedimenti sabbioso-argillosi con frazioni ghiaiose, molto sciolti (N SPT < 5; D_r < 0,2) con lenti limose od orizzonti argillosi plastici o soffici (N SPT = 2 ÷ 5; I_c = 0,25 ÷ 0,4; C_u = 0,1 ÷ 0,25 Kg/cm²). - Sedimenti sabbiosi fini, omogenei. - Riperti detritici recenti. 	C10	1,7 1,6	0,25 0,15	0,4 0,2
<ul style="list-style-type: none"> - Sedimenti argillosi molto soffici (N SPT < 2; I_c = 0; C_u = 0,1 Kg/cm²). - Sedimenti limosi molto sciolti (N SPT = 0 ÷ 5). - Argille molto soffici organiche. - Sedimenti torbosi soffici, torbe molto soffici. - Riperti recenti inconsistenti. 	C11	1,6 1,2	0,15 0,1	0,2 0,1

N = numero dei colpi nella prova SPT
D_r = densità relativa
I_c = indice di consistenza
C_u = coesione non drenata

γ = densità media
 $V_{(1)}$ = velocità onde sismiche
R = rigidità dello strato superficiale

COEFFICIENTE C IN FUNZIONE DELLA STRUTTURA MORFOTETTONICA E DELLA UBICAZIONE DEL SITO

Tabella 3

Struttura morfotettonica	$C_2 = 1,30$		$C_2 = 1,20$		$C_2 = 1,10$	
	a	b	b	c	c	c
S_1 Strutture tettoniche di primaria importanza sismica	«P» ubicato in corrispondenza di una struttura certa		«P» ubicato in corrispondenza di struttura a decoro ipotizzato «P» ubicato marginalmente rispetto ad una struttura certa	c	«P» ubicato marginalmente rispetto ad una struttura a decoro ipotizzato	c
S_2 Strutture tettoniche secondarie di sicura o potenziale importanza sismica			«P» ubicato in corrispondenza di una struttura certa	b	«P» ubicato marginalmente rispetto ad una struttura certa o in corrispondenza di una struttura a decoro ipotizzato	c
S_3 Nodo di strutture tettoniche primarie e secondarie	«P» ubicato in corrispondenza di un nodo di strutture primarie		«P» ubicato in corrispondenza di un nodo di strutture minori secondarie o marginalmente rispetto ad un nodo di strutture primarie	b	«P» ubicato marginalmente rispetto ad un nodo di strutture minori secondarie	c
S_4 Rilievi conformati a dorsale	«P» ubicato in corrispondenza di dorsali strette al coronamento, alte ed allungate rapporto $\frac{h}{b} = 0,9$		«P» ubicato in corrispondenza di dorsali o rilievi a conformatura ribassata rapporto $\frac{h}{b} = 0,3$	b	«P» ubicato in corrispondenza di dorsali o rilievi molto ribassati rapporto $\frac{h}{b} = 1,15$	c
S_5 Rilievi conformati a terrazzo	«P» ubicato in corrispondenza del margine superiore di un terrazzo avente $h \geq 10 - 20$ m		«P» ubicato al margine di un terrazzo avente $h = 5 - 10$ m	b	«P» ubicato alla distanza $d = 3h$ dal margine di un terrazzo avente $h \geq 10 - 20$ m «P» ubicato alla distanza $d = 3h$ dal margine di un terrazzo avente $h = 5 - 10$ m	c
S_6 Conoidi	«P» ubicato in corrispondenza di conoidi a ridotto sviluppo ed a ripida pendenza incassate in angusti anfiteatri rocciosi		«P» ubicato in corrispondenza di conoidi ad ampio sviluppo, e moderatamente inclinate, in posizione marginale rispetto ai bordi rocciosi	b	«P» ubicato in corrispondenza di conoidi ad ampio sviluppo, e moderatamente inclinate, in posizione marginale rispetto ai bordi rocciosi	c
S_7 Scarpate rocciose sepolte	«P» ubicato nell'ambito della zona soggetta a potenziali concentrazioni delle sollecitazioni sismiche. Scarpata immergente con debole pendenza sotto le coltri detritiche superficiali		«P» ubicato come in S_7 , a Scarpata immergente con elevata pendenza sotto le coltri detritiche superficiali	b	«P» ubicato come in S_7 , a Scarpata immergente con elevata pendenza sotto le coltri detritiche superficiali	c
S_8 Alvei sepolti Forme conoidi sepolte	«P» ubicato come in S_7 , a Alvei sepolti stretti e profondi		«P» ubicato come in S_7 , a Alvei sepolti larghi o molto larghi con ridotto rapporto profondità-larghezza	b	«P» ubicato come in S_7 , a Alvei sepolti larghi o molto larghi con ridotto rapporto profondità-larghezza	c

«P» = Posizione nella quale si determina l'incidenza morfotettonica
 d = Distanza della posizione «P» dal margine superiore del terrazzo (inizio della scarpata)
 h = Altezza media del rilievo (dorsale, cupola, terrazzo)
 b = Sviluppo ideale della base del rilievo

La resistenza di un edificio alle forze sismiche è legata alla presenza di elementi strutturali in grado di trasferire le azioni delle forze d'inerzia al sistema di fondazione.

Negli edifici in muratura compaiono, quali elementi resistenti, le pareti di taglio.

Dall'analisi del meccanismo di rottura, evidenziato dagli effetti del sisma sulle costruzioni e confermato dalle indagini sperimentali, si può concludere che una verifica basata sul confronto delle tensioni indotte dal carico sismico con le tensioni ammissibili nel materiale, così come la Norma prevede per le strutture intelaiate, non è proponibile. Non sussistono infatti per il materiale in esame le riserve di resistenza e la duttilità, che rendono accettabile tale modo di procedere nella verifica degli edifici intelaiati. Risultati più probanti potranno ottenersi attraverso una analisi statica non lineare, sotto azioni corrispondenti alle forze dinamiche generate da una accelerazione orizzontale, pari a quella realmente prevedibile.

Per percorrere la strada dell'analisi statica non lineare è necessario definire gli stati-limite della struttura muraria e precisare con quali gradi di sicurezza ci si debba garantire dal loro raggiungimento.

Stato limite I (limite elastico)

Lo stato limite 1° si raggiunge quando per tutte le pareti vale la relazione:

$$\delta \leq \delta_I = \delta_0$$

e per almeno una (la *i*-esima) si verifica:

$$\delta_i = \delta_{Ii} = \delta_{0i}$$

Il coefficiente di sicurezza ν_1 , inteso come rapporto tra la capacità reattiva limite del sistema (forza orizzontale totale al limite elastico) e la forza sismica totale non deve essere minore di 1,1

$$\nu_1 \geq \bar{\nu} = 1,1$$

Stato limite II (limite di fessurazione)

E' caratterizzato dal manifestarsi di segni di fessurazione su una o più pareti, il che si può ritenere avvenga per

$$\delta = \delta_{II} = 1,2 \delta_0$$

Lo stato limite II si raggiunge quando per tutte le pareti vale la relazione:

$$\delta \leq \delta_{II}$$

e per almeno una (la *i*-esima) si verifica

$$\delta_i = \delta_{li} = 1,2 \delta_{oi}$$

Il coefficiente di sicurezza ν_{li} , inteso come rapporto tra la forza orizzontale totale al limite di fessurazione e la forza sismica totale, non deve essere minore di 1,15:

$$\nu_{li} \geq \bar{\nu}_{li} = 1,15$$

Stato limite III (limite di rottura)

E' caratterizzato dal raggiungimento della rottura in una parete (la *i*-esima) o, eventualmente, in più pareti contemporaneamente

$$\delta_i = \delta_{iii} = d_i \delta_{oi}$$

Il valore δ_{iii} è fornito dal prodotto dello spostamento al limite elastico per il coefficiente di duttilità d_i della parete. Il valore di d_i (v. tabella 1) varia, a seconda dei casi, tra 1,5 e 2.

Qualora non si disponga di specifici riferimenti sperimentali relativi ai materiali impiegati nell'opera da verificare, è prudente riferirsi al valore minore ($\delta_{iii} = 1,5 \delta_{oi}$).

Il coefficiente di sicurezza, inteso come rapporto tra la capacità reattiva (forza orizzontale totale al limite di rottura) e la forza sismica totale, non deve essere minore di 1,2

$$\nu_{iii} \geq \bar{\nu}_{iii} = 1,20$$

Lo stato limite di rottura comporta, per definizione, il collasso di una o più pareti, ma in generale, non quello dell'intera struttura muraria.

Si può tuttavia affermare che, nei casi "ordinari", lo stato limite III è molto vicino a quello ultimo dell'intero complesso murario.

Comunque, qualora si ritenga opportuno seguire il meccanismo di rottura fino al collasso dell'intero corpo strutturale, si può operare a partire dal limite di rottura sopprimendo via via gli elementi che raggiungono lo stato limite III.

3.2. Distribuzione delle forze taglianti di piano. Relazioni tra forze e spostamenti.

Si ammette:

- che il legame forze-spostamenti sia lineare;
- che le strutture murarie verticali siano costituite da pareti di sezione rettangolare costante nell'interpiano, interconnesse da orizzontamenti infinitamente rigidi nel proprio piano, pareti in grado di reagire solo con forze contenute nel proprio piano medio.

Con riferimento allo schema di figura 6, la struttura muraria si considera costituita da pareti di sezione rettangolare disposte secondo direzioni ortogonali *x* e *y*. Si indica con *i* (*i* = 1,2, ..., *n*) il setto generico disposto secondo *y* e con *k* (*k* = 1,2, ..., *m*) il setto generico disposto secondo *x*.

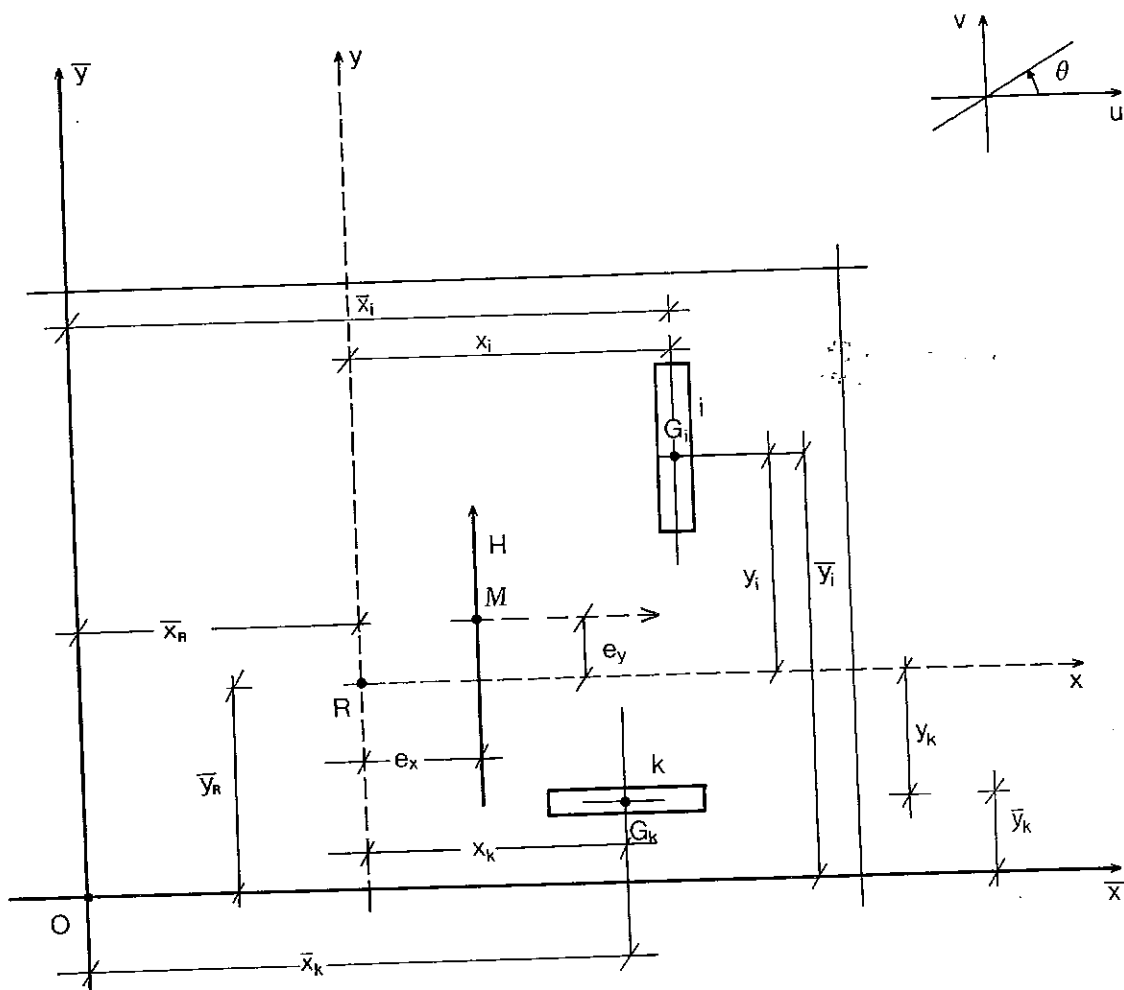


Fig. 6

Il centro elastico - centro delle rigidzze - ha coordinate:

$$\bar{x}_R = \frac{\sum_{i=1}^n K_{yi} \bar{x}_i}{K_y} \quad \bar{y}_R = \frac{\sum_{k=1}^m K_{xk} \bar{y}_k}{K_x}$$

essendo $K_x = \sum_{k=1}^m K_{xk}$ e $K_y = \sum_{i=1}^n K_{yi}$

le rigidzze totali di piano alla traslazione in direzione x e y.

Una forza H per R , agente in direzione x , produce una traslazione relativa secondo x pari a:

$$U_R = \frac{H}{K_x}$$

ed impegna i setti k con forze

$$H_{xk} = \frac{K_{xk}}{K_x} H$$

La stessa forza agente in direzione y produce una traslazione relativa

$$V_R = \frac{H}{K_y}$$

ed impegna i setti i con forze

$$H_{yi} = \frac{K_{yi}}{K_y} H$$

Un momento torcente di piano M produce rotazione relativa attorno ad R pari a

$$\theta = \frac{M}{J_R}$$

in cui

$$J_R = \sum_{i=1}^n K_{yi} x_i^2 + \sum_{k=1}^m K_{xk} y_k^2 = \sum_{i=1}^n K_{yi} \bar{x}_i^2 + \sum_{k=1}^m K_{xk} \bar{y}_k^2 - \bar{X}_R^2 K_y - \bar{y}_R^2 K_x$$

è il momento d'inerzia polare delle rigidzze rispetto al centro R .

I setti i e k risultano impegnati rispettivamente dalle forze

$$H_{yi} = K_{yi} x_i \frac{M}{J_R}; \quad H_{xk} = -K_{xk} y_k \frac{M}{J_R}$$

* * *

Nella verifica sismica si suppone che il sisma agisca in direzione x , o in direzione y , onde lo spostamento del piano che si considera è individuato da 2 parametri: la traslazione nella direzione del sisma (x o y) e la rotazione attorno al centro delle rigidzze.

Supposto che la forza sismica relativa al piano che si considera, di intensità H , abbia direzione y ed agisca con eccentricità e_x dal centro di rigidezza, le forze di taglio che impegnano i setti sono espresse da:

$$H_{yi}^{(y)} = \frac{K_{yi}}{K_y} H + K_{yi} x_i \frac{He_x}{J_R} \quad ; \quad H_{xk}^{(y)} = - K_{xk} y_k \frac{He_x}{J_R}$$

Posto:

$$\rho_{yi}^{(y)} = 1 + \frac{K_y}{J_R} e_x x_i \quad ; \quad \rho_{xk}^{(y)} = - \frac{K_y}{J_R} e_x y_k,$$

si può scrivere:

$$H_{yi}^{(y)} = \rho_{yi}^{(y)} \frac{K_{yi}}{K_y} H \quad ; \quad H_{xk}^{(y)} = \rho_{xk}^{(y)} \frac{K_{xk}}{K_y} H.$$

Le componenti di spostamento in direzione y e x del baricentro dei pannelli i e k sono pari rispettivamente a:

$$v_i^{(y)} = \rho_{yi}^{(y)} \frac{H}{K_y} = \rho_{yi}^{(y)} v_R \quad ; \quad u_k^{(y)} = \rho_{xk}^{(y)} \frac{H}{K_y} = \rho_{xk}^{(y)} v_R$$

Le coordinate del centro di massa M , per il quale agisce la forza sismica H , si possono valutare mediante le relazioni

$$\bar{x}_M = \frac{\sum \alpha_0 F \cdot \bar{x}}{\sum \alpha_0 F} \quad ; \quad \bar{y}_M = \frac{\sum \alpha_0 F \cdot \bar{y}}{\sum \alpha_0 F}$$

in cui si è indicata con α_0 la tensione normale dovuta ai carichi verticali sul generico elemento e con F la sezione trasversale dello stesso (la somma è da estendere a tutte le pareti del complesso murario).

Risulta anche:

$$e_x = \bar{x}_M - \bar{x}_R \quad ; \quad e_y = \bar{y}_M - \bar{y}_R \quad ; \quad x_i = \bar{x}_i - \bar{x}_R \quad ; \quad y_i = \bar{y}_i - \bar{y}_R.$$

3.3. Metodi per la verifica sismica.

3.3.1. Il metodo Ve. T. (Verifica a taglio).

Le ipotesi a base della verifica sono le seguenti:

- i fabbricati devono presentare una sufficiente uniformità di distribuzione planimetrica delle murature e dei relativi vuoti, tale comunque che centro di massa e centro di rigidezza si possono ritenere praticamente coincidenti ad ogni livello;
- l'edificio deve essere legato ad ogni piano intermedio mediante solai rigidi e collegati alle murature, in modo che sia assicurata, ad ogni livello, la distribuzione dei carichi orizzontali tra tutte le strutture resistenti;
- nella verifica vengono prese in considerazione esclusivamente le murature parallele

all'azione del sisma, sulle quali si suppone che i carichi orizzontali si distribuiscano proporzionalmente alle aree delle relative sezioni orizzontali, valutate al netto dei fori.

La verifica può essere operata attraverso le seguenti fasi:

- determinazione della tensione normale σ_{ox} (σ_{oy}) prodotta dai carichi verticali nei muri paralleli a x (y);
- determinazione della tensione tangenziale media τ_{ux} (τ_{uy}) nei muri in direzione x (y) in corrispondenza della quale iniziano le fessurazioni nell'edificio:

$$\tau_{ux} = \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_{ox}}{1,5 \tau_k}} \quad \left(\tau_{uy} = \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_{oy}}{1,5 \tau_k}} \right)$$

- determinazione del valore della tensione tangenziale media dovuta alle azioni orizzontali da sisma:

$$\tau_{px} = \frac{\bar{K}W}{\Sigma F_x} \quad \left(\tau_{py} = \frac{\bar{K}W}{\Sigma F_y} \right)$$

Si è indicato con W il "peso" del fabbricato per la valutazione delle azioni sismiche e con ΣF_x (ΣF_y) la somma delle aree dei muri disposti parallelamente alla direzione del sisma;

- verifica di resistenza:

$$\lambda_1 = \frac{\tau_{ux}}{\tau_{px}} \geq \bar{\lambda}_1 = 1,1 \quad \left(\lambda_2 = \frac{\tau_{uy}}{\tau_{py}} \geq \bar{\lambda}_2 = 1,1 \right)$$

3.3.2. Il metodo POR

Nel caso in cui la struttura muraria sia costituita da pareti di rigidezze sensibilmente diverse, ovvero la distribuzione in pianta degli elementi resistenti comporti un accentuato scostamento tra centro di massa e centro delle rigidezze, si rende necessaria una analisi più accentuata che consenta di valutare, in ogni fase del calcolo, il contributo di ciascuna parete in relazione alla sua rigidezza e alla sua posizione rispetto al centro di torsione della intera struttura.

Tali esigenze sono soddisfatte utilizzando il programma POR del quale, nel seguito, si indicano gli aspetti più caratteristici.

La determinazione delle capacità reattive limiti di un complesso murario viene effettuata con un procedimento passo-passo che, a partire dallo stato limite elastico, consente di individuare la soluzione corrispondente al limite di fessurazione e a quello di rottura.

Qualora un elemento murario entri in campo plastico, alla rigidezza K_0 si sostituisce la rigidezza tangente $K(\delta)$, valutata in modo convenzionale come indicato in fig. 7. (*)

$$K(\delta) = \operatorname{tg} \alpha = \frac{H_u}{s}$$

(*) Se si ammette che le rotazioni di estremità del generico elemento murario siano nulle, vale quanto detto nel paragrafo 2 per quello che riguarda l'applicazione dei risultati sperimentali ed il calcolo delle rigidezze alla traslazione K_0 .

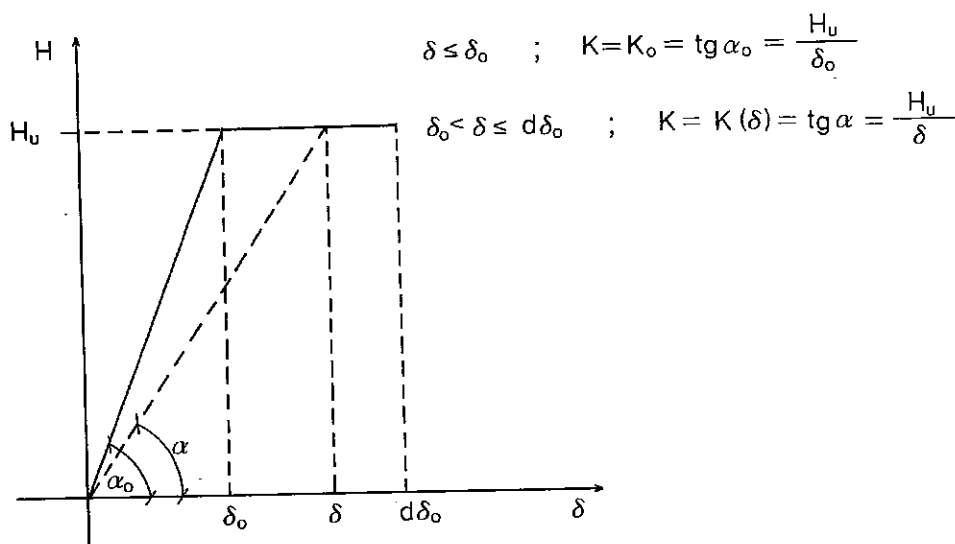
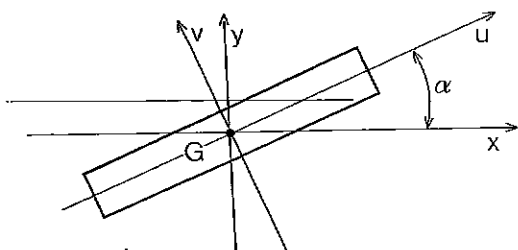


Fig. 7

Dopo tale sostituzione la determinazione delle forze e degli spostamenti si effettua, nell'ambito di ciascun passo, utilizzando le relazioni riportate nel paragrafo 3.2. (**)

(**) Nel programma di calcolo, accanto al contributo dovuto alla rigidità delle singole pareti nel proprio piano, certamente prevalente, si considera anche il contributo trasversale al piano della parete. Tale scelta, certamente discutibile sul piano teorico, è collegata alla necessità di mettere in conto - in modo sia pure largamente approssimato - le risorse della struttura muraria non rappresentate nello schema di calcolo; risorse legate, tra l'altro, al funzionamento scatolare dell'edificio in muratura e alla presenza di connessioni tra gli elementi a sezione rettangolare e tra questi e le strutture orizzontali. Tali circostanze possono far discostare anche sensibilmente l'effettivo meccanismo di collasso della schematizzazione, necessariamente semplificata assunta nel calcolo, cosa che le esperienze su modelli hanno chiaramente evidenziato.

Nel caso di pareti inclinate rispetto agli assi coordinati, si può procedere come di seguito indicato:



Con riferimento ad una parete inclinata di α rispetto all'asse x , parallelo al corrispondente asse del riferimento generale, dette K_{uu} e K_{vv} le rigidità valutate nel riferimento locale principale, in relazione alle ipotesi che sono alla base del POR si può ritenere sufficientemente approssimato che la parete intervenga nel calcolo con le rigidità

$$K_{xx} = K_{uu} \cos^2 \alpha + K_{vv} \sin^2 \alpha$$

$$K_{yy} = K_{vv} \cos^2 \alpha + K_{uu} \sin^2 \alpha$$

Supposti noti i diagrammi H- δ delle singole pareti, compiutamente individuati dalle 3 quantità K_o , H_o , d , la valutazione della capacità reattiva del complesso murario può essere effettuata attraverso le seguenti fasi ed operazioni.

Stato limite I

Con riferimento ai valori delle rigidezze elastiche K_o si determinano le coordinate del centro di rigidezza R ed i fattori $\rho_{yi}^{(y)}$ e $\rho_{xi}^{(y)}$, relativi alle singole pareti (si continua a supporre che il sistema agisca in direzione y).

E' possibile quindi valutare gli spostamenti v_r del centro elastico che portano ciascun pannello al limite elastico:

$$\frac{\delta_{oiy}}{\rho_{yi}^{(y)}} ; \frac{\delta_{oix}}{\rho_{xi}^{(y)}}$$

e tra questi, assumere il più piccolo in modulo (ad es. il valore relativo al pannello r) come spostamento del centro di rigidezza: (*)

$$v_r = \min \left[\left| \frac{\delta_{oiy}}{\rho_{yi}^{(y)}} \right| ; \left| \frac{\delta_{oix}}{\rho_{xi}^{(y)}} \right| \right] = \left| \frac{\delta_{or}}{\rho_r^{(y)}} \right|$$

Così operando, il pannello r è al limite elastico, mentre tutti gli altri pannelli sono in fase elastica.

La situazione considerata corrisponde allo stato limite I della struttura.

Determinata la forza reattiva H_1 :

$$H_1 = v_r K_y$$

si confronta la stessa con la forza sismica di piano $\bar{H} = \bar{K}W$, da determinare con i criteri indicati nel paragrafo 3.1., e si verifica che risulti:

$$v_1 = \frac{H_1}{\bar{H}} = \frac{H_1}{\bar{K}W} \geq \bar{v}_1 = 1,1$$

(*) La ricerca del minimo può essere effettuata, per le ordinarie tipologie, esaminando i soli valori $\frac{\delta_o}{\rho}$ valutati nella direzione delle pareti, relativi peraltro alle sole pareti disposte secondo il sisma.

segue DT 2	Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura	26
		maggio 1980

Stati limite II e III

Partendo dal valore di ν_r relativo allo stato limite I, si opera per incrementi prefissati di ν_r (dell'ordine, per es. di qualche unità per cento) seguendo il comportamento della struttura passo-passo, fino a raggiungere gli stati limite II e III.

In ogni passo è necessario aggiornare la posizione del centro di rigidezza R in relazione ai valori "attuali" delle rigidzze delle pareti (valutate in modo convenzionale come indicato in figura 7) che sono impegnate oltre il limite elastico.

La rigidzza di tali pareti deve essere valutata in funzione del δ raggiunto, mentre la capacità reattiva corrispondente resta costantemente pari ad H_u . (*)

Determinate le H_{II} e H_{III} , si verifica che risulti:

$$\nu_{II} = \frac{H_{II}}{H} = \frac{H_{II}}{KW} \geq \bar{\nu}_{II} = 1,15$$

$$\nu_{III} = \frac{H_{III}}{H} = \frac{H_{III}}{KW} \geq \bar{\nu}_{III} = 1,20$$

Nei paragrafi 3.2. e 3.3. si è supposto che il sisma agisca in direzione y.

Per sisma di direzione x, valgono tutte le espressioni scritte purché si cambi y con x.

(*) Si ammette che, nel corso del procedimento passo-passo, la σ_0 relativa al generico pannello resti costante; si trascurano cioè le variazioni della H_u dovute alle variazioni della forza assiale.

ESEMPIO DI APPLICAZIONE DEL P.O.R.

Con riferimento allo schema di fig. 8, si ipotizza che le murature perimetrali siano in pietra, consolidate con iniezioni di malta cementizia e il setto n. 2 sia di nuova costruzione in mattoni tipo doppio U.N.I.

I solai sono tutti in latero-cemento con nervature disposte secondo l'asse \bar{y} .

La copertura è appoggiata su una trave centrale di colmo disposta secondo l'asse \bar{x} .
Le lunghezze e le forze si intendono espresse in metri e tonnellate.

Si è assunto altresì:

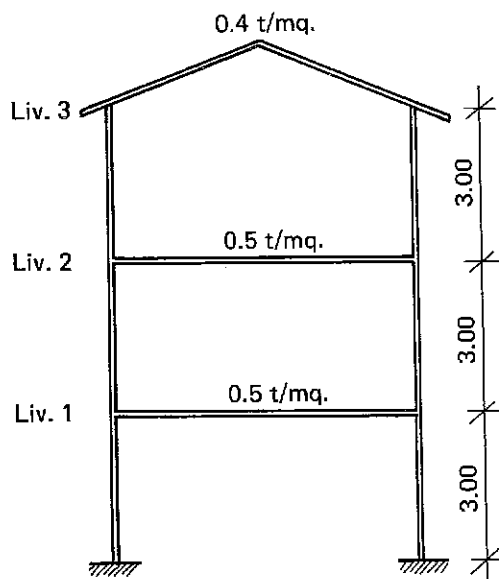
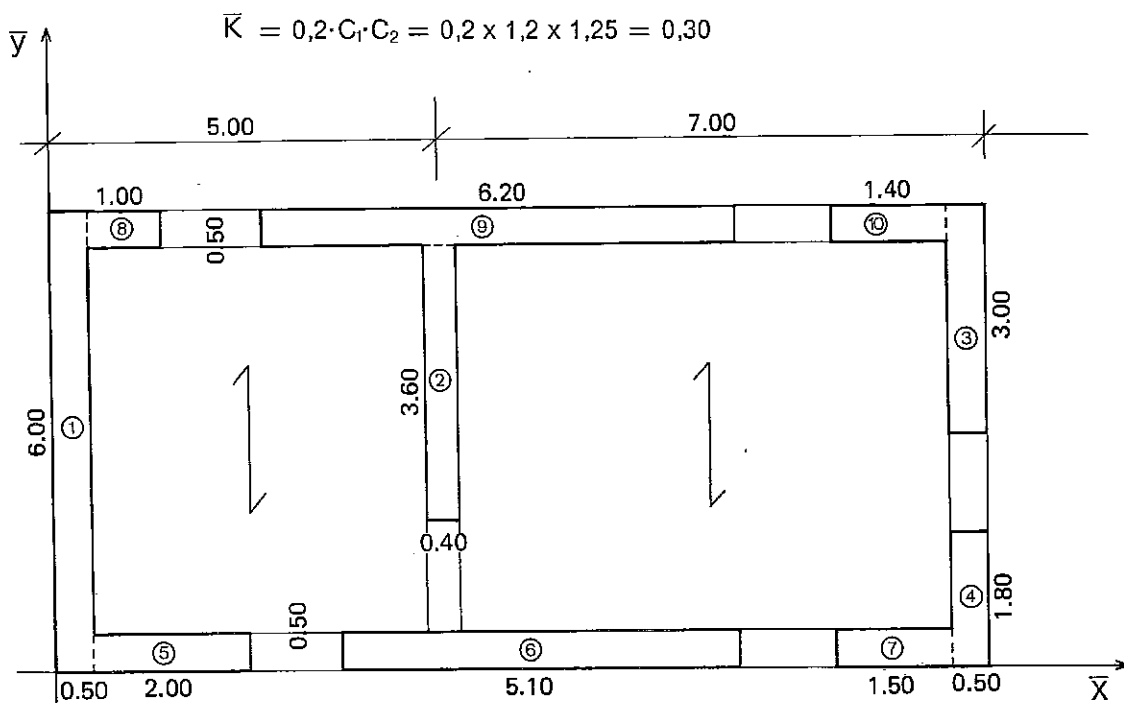


Fig. 8

Peso dell'edificio:

Liv. 3 - Copertura	=	34,40 t	
Pareti	=	58,66 t	
		<u>93,06 t</u>	93,06 t
Liv. 2 - Solaio	=	27,50 t	
Pareti	=	98,00 t	
		<u>125,50 t</u>	218,56 t
Liv. 1		125,50 t	<u>344,06 t</u>

Elementi caratteristici pareti: L_x = lunghezza in direzione \bar{x} L_y = lunghezza in direzione \bar{y} \bar{x} = ascissa baricentro \bar{y} = ordinata baricentro σ_o = tensione normale

h = altezza del piano

G = modulo elasticità a taglio

 τ_k = tensione tangenziale caratteristica

N	L_x	L_y	\bar{x}	\bar{y}	σ_o	h	G	τ_k	μ	σ_o
1	0,50	6,00	0,25	3,00	19,35	3	12.100	11	—	—
2	0,40	3,60	5,00	3,70	15,73	3	26.400	24	—	—
3	0,50	3,00	11,75	4,50	20,55	3	12.100	11	—	—
4	0,50	1,80	11,75	0,90	18,15	3	12.100	11	—	—
5	2,00	0,50	1,50	0,25	25,48	3	12.100	11	—	—
6	5,10	0,50	6,25	0,25	24,65	3	12.100	11	—	—
7	1,50	0,50	10,75	0,25	25,87	3	12.100	11	—	—
8	1,00	0,50	1,00	5,75	27,86	3	12.100	11	—	—
9	6,20	0,50	5,80	5,75	24,38	3	12.100	11	—	—
10	1,40	0,50	10,80	5,75	27,06	3	12.100	11	—	—

Determinazione coordinate centro masse:

$$\bar{X}_M = \frac{\sum_i \cdot \sigma_{oi} \cdot F_i \cdot \bar{X}_i}{\sum_i \cdot \sigma_{oi} \cdot F_i}$$

$$\bar{Y}_M = \frac{\sum_i \cdot \sigma_{oi} \cdot F_i \cdot \bar{Y}_i}{\sum_i \cdot \sigma_{oi} \cdot F_i}$$

N (1)	σ_{oi} (2)	F_i (3)	$\sigma_o F_i$ (4)	\bar{X}_i (5)	$\sigma_{oi} F_i \bar{X}_i$ (6)	\bar{Y}_i (7)	$\sigma_o F_i \bar{Y}_i$ (8)
1	19,35	3,00	58,05	0,25	14,51	3,00	174,15
2	15,73	1,44	22,65	5,00	113,26	3,70	83,81
3	20,55	1,50	30,83	11,75	362,19	4,50	138,71
4	18,15	0,90	16,34	11,75	191,94	0,90	14,70
5	25,48	1,00	25,48	1,50	38,22	0,25	6,37
6	24,65	2,55	62,86	6,25	392,86	0,25	15,71
7	25,87	0,75	19,40	10,75	208,58	0,25	4,85
8	27,86	0,50	13,93	1,00	13,93	5,75	80,10
9	24,38	3,10	75,58	5,80	438,35	5,75	434,57
10	27,06	0,70	18,94	10,80	204,57	5,75	108,92
			344,06		1978,41		1061,89

$$\bar{X}_M = \frac{1978,41}{344,06} = 5,75 \text{ m}$$

$$\bar{Y}_M = \frac{1061,89}{344,06} = 3,08 \text{ m}$$

Determinazione H_{ui} pareti:

$$H_{ui} = 0,9 \cdot F_i \cdot \tau_{ui} \quad \text{essendo:} \quad \tau_u = \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{1,5 \tau_k}}$$

N	0,9	F_i	τ_{ui}	H_{ui}
1	0,90	3,00	16,21	43,78
2	0,90	1,44	28,77	37,29
3	0,90	1,50	16,48	22,25
4	0,90	0,90	15,94	12,91
5	0,90	1,00	17,55	15,79
6	0,90	2,55	17,37	39,87
7	0,90	0,75	17,63	11,90
8	0,90	0,50	18,04	8,12
9	0,90	3,10	17,31	48,31
10	0,90	0,70	17,87	11,26

Determinazione rigidezze iniziali pareti (k_{oi}) e spostamenti al limite di elasticità (δ_{oi})

$$K_{oi} = \frac{G_i}{1,2 h_i} \cdot \frac{F_i}{1 + \frac{1}{1,2} \frac{G}{D} \left(\frac{h}{b}\right)^2} \quad (*)$$

h	H_{ui}	K_{oxi}	K_{oyi}	δ_{oxi}	δ_{oyi}
1	43,78	1.440	9.680		$4,52 \times 10^{-3}$
2	37,29	1.020	9.460		$3,94 \times 10^{-3}$
3	22,25	720	4.320		$5,15 \times 10^{-3}$
4	12,91	432	2.070		$6,23 \times 10^{-3}$
5	15,79	2.440	480	$6,47 \times 10^{-3}$	
6	39,87	8.100	1.220	$4,92 \times 10^{-3}$	
7	11,90	1.510	360	$7,88 \times 10^{-3}$	
8	8,12	672	240	$1,21 \times 10^{-2}$	
9	48,31	10.000	1.490	$4,83 \times 10^{-3}$	
10	11,26	1.330	336	$8,46 \times 10^{-3}$	

(*) Si è assunto: $\frac{1}{1,2} \frac{G}{D} = \frac{1}{6}$

Determinazione coordinate baricentro rigidezze:

$$\bar{X}_R = \frac{\sum K_{oyi} \cdot \bar{X}_i}{\sum K_{oyi}}$$

$$\bar{Y}_R = \frac{\sum K_{oxi} \cdot \bar{Y}_i}{\sum K_{oxi}}$$

N	K_{oxi}	\bar{Y}_i	$K_{oxi} \cdot \bar{Y}_i$	K_{oyi}	\bar{X}_i	$K_{oyi} \cdot \bar{X}_i$
1	1.440	3,00	4.320	9.680	0,25	2.420
2	1.020	3,70	3.774	9.460	5,00	47.300
3	720	4,50	3.240	4.320	11,75	50.760
4	432	0,90	389	2.070	11,75	24.323
5	2.440	0,25	610	480	1,50	720
6	8.100	0,25	2.025	1.220	6,25	7.625
7	1.510	0,25	378	360	10,75	3.870
8	672	5,75	3.864	240	1,00	240
9	10.000	5,75	57.500	1.490	5,80	8.642
10	1.330	5,75	7.647	336	10,80	3.629
	27.664		83.747	29.656		149.529

$$\bar{Y}_R = \frac{83.747}{27.664} = 3,03 \text{ m}$$

$$\bar{X}_R = \frac{149.529}{29.656} = 5,04 \text{ m}$$

SISMA IN DIREZIONE Y

Determinazione valori iniziali R_{yi} :

$$R_{yi}^{(y)} = 1 + \frac{e_x \sum_i K_{yi}}{J_x + J_y} (\bar{X}_i - \bar{X}_R)$$

dove: $J_x = \sum_i K_{xi} \cdot \bar{Y}_i^2 - \bar{Y}_R^2 \cdot \sum_i K_{xi}$

$$J_y = \sum_i K_{yi} \cdot \bar{X}_i^2 - \bar{X}_R^2 \cdot \sum_i K_{yi}$$

N	K_{xi} ⁽¹⁾	\bar{Y}_i^2 ⁽²⁾	$K_{xi} \cdot \bar{Y}_i^2$ ⁽³⁾	K_{yi} ⁽⁴⁾	\bar{X}_i^2 ⁽⁵⁾	$K_{yi} \cdot \bar{X}_i^2$ ⁽⁶⁾
1	1.440	9,00	12.960	9.680	0,06	581
2	1.020	13,69	13.964	9.460	25,00	236.500
3	720	20,25	14.580	4.320	138,06	596.419
4	432	0,81	350	2.070	138,06	285.784
5	2.440	0,06	146	480	2,25	1.080
6	8.100	0,06	486	1.220	39,06	47.653
7	1.510	0,06	91	360	115,56	41.600
8	672	33,06	22.216	240	1,00	240
9	10.000	33,06	330.600	1.490	33,64	50.124
10	1.330	33,06	43.970	336	116,64	39.191
	27.664		439.363	29.656		1.299.172

$$J_x = 439.363 - 3,03^2 \times 27.664 = 185.383$$

$$J_y = 1.299.172 - 5,04^2 \times 29.656 = 545.862$$

$$J_R = 731.245$$

$$\frac{(\bar{X}_M - \bar{X}_R) \cdot \Sigma K_{yi}}{J_R} = \frac{(5,75 - 5,04) \cdot 29.656}{731.245} = 0,0288$$

N	$\frac{(\bar{X}_M - \bar{X}_R) \Sigma K_{yi}}{J_R}$ (1)	\bar{X}_i (2)	\bar{X}_R (3)	$\bar{X}_i - \bar{X}_R$ (4)	$\rho_{yi}^{(y)} = (1) \cdot (4) + 1$ (5)
1	0,0288	0,25	5,04	- 4,79	0,862
2	"	5,00	"	- 0,04	0,999
3	"	11,75	"	+ 6,71	1,193
4	"	11,75	"	+ 6,71	1,193
5	"	1,50	"	- 3,54	0,898
6	"	6,25	"	+ 1,21	1,035
7	"	10,75	"	+ 5,71	1,164
8	"	1,00	"	- 4,04	0,884
9	"	5,80	"	+ 0,76	1,022
10	"	10,80	"	+ 5,76	1,166

Determinazione di V_R

	δ_{oyi}	$\rho_{yi}^{(y)}$	$\frac{\delta_{oyi}}{\rho_{yi}^{(y)}}$
1	$4,52 \times 10^{-3}$	0,862	$5,24 \times 10^{-3}$
2	$3,94 \times 10^{-3}$	0,999	$3,94 \times 10^{-3}$
3	$5,15 \times 10^{-3}$	1,193	$4,32 \times 10^{-3}$
4	$6,23 \times 10^{-3}$	1,193	$5,22 \times 10^{-3}$

$$V_R = 3,94 \times 10^{-3}$$

N	v_R	$\rho_{yi}^{(y)}$	δ_{yi}	K_{oyi}	$H_{yi}^{(y)}$
1	$3,94 \times 10^{-3}$	0,862	$3,40 \times 10^{-3}$	9.680	32,91
2	»	0,999	$3,94 \times 10^{-3}$	9.460	37,27
3	»	1,193	$4,70 \times 10^{-3}$	4.320	20,30
4	»	1,193	$4,70 \times 10^{-3}$	2.070	9,73
5	»	0,898	$3,54 \times 10^{-3}$	480	1,70
6	»	1,035	$4,08 \times 10^{-3}$	1.220	4,98
7	»	1,164	$4,59 \times 10^{-3}$	360	1,65
8	»	0,884	$3,48 \times 10^{-3}$	240	0,84
9	»	1,022	$4,59 \times 10^{-3}$	336	1,54
10	»	1,166	$4,03 \times 10^{-3}$	1.490	6,00

$$H_1 = \sum H_{yi}^{(y)} = 116,92$$

$$\mu_K = \frac{\sum H}{W} = \frac{116,92}{344,06} = 0,340$$

$$\bar{\mu}_1 = \frac{H_1}{K W} = \frac{116,92}{0,3 \times 344,06} = 1,13 \geq \bar{\mu}_1 = 1,1$$

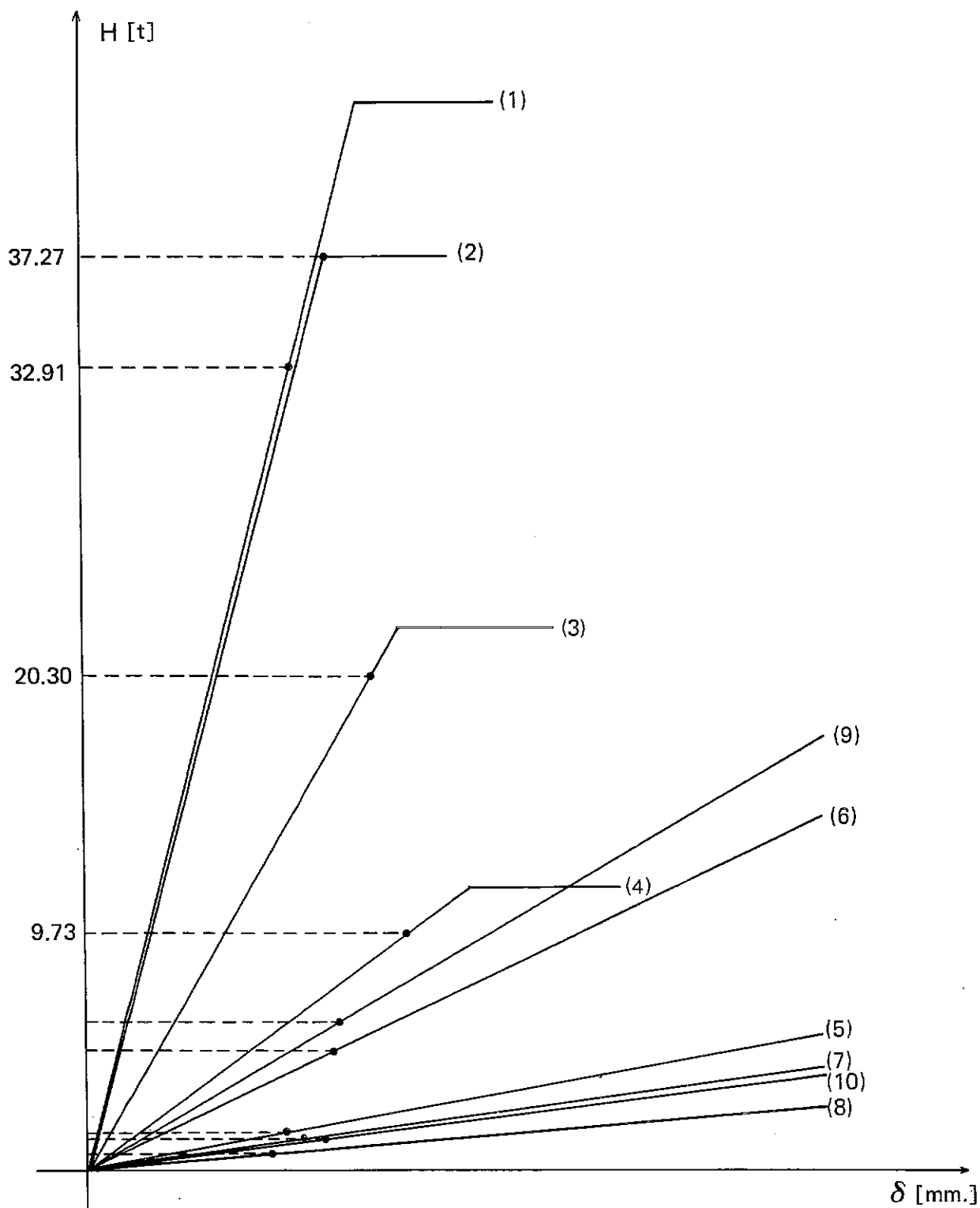


Fig. 9 - Grafico H- δ del sistema.

Calcolo delle forze agenti sulle pareti disposte secondo \bar{x}
(Sisma in direzione \bar{y})

$$\rho_{xi}^{(y)} = \frac{-e_x \sum K_{yi}}{J_x + J_y} (\bar{Y}_i - \bar{Y}_R)$$

N	$\frac{e_x \sum K_{yi}}{J_R}$ [1]	\bar{Y}_i [2]	\bar{Y}_R [3]	$\bar{Y}_i - \bar{Y}_R$ [4]	$\rho_{xi}^{(y)} = - [1] \cdot [4]$ [5]
1	0,0288	3,00	3,03	- 0,03	$8,6 \times 10^{-4}$
2	»	3,70	»	+ 0,67	$- 1,9 \times 10^{-2}$
3	»	4,50	»	+ 1,47	$- 4,2 \times 10^{-2}$
4	»	0,90	»	- 2,13	$6,1 \times 10^{-2}$
5	»	0,25	»	- 2,78	$8,0 \times 10^{-2}$
6	»	0,25	»	- 2,78	$8,0 \times 10^{-2}$
7	»	0,25	»	- 2,78	$8,0 \times 10^{-2}$
8	»	5,75	»	+ 2,72	$- 7,8 \times 10^{-2}$
9	»	5,75	»	+ 2,72	$- 7,8 \times 10^{-2}$
10	»	5,75	»	+ 2,72	$- 7,8 \times 10^{-2}$

N	v_R	$\rho_{xi}^{(y)}$	δ_{xi}	K_{oxi}	$H_{xi}^{(y)}$
1	$3,94 \times 10^{-3}$	$+ 8,6 \times 10^{-4}$	$+ 33,88 \times 10^{-7}$	1.440	+ 0,00
2	»	$- 1,9 \times 10^{-2}$	$- 7,49 \times 10^{-5}$	1.020	- 0,08
3	»	$- 4,2 \times 10^{-2}$	$- 16,55 \times 10^{-5}$	720	- 0,12
4	»	$+ 6,1 \times 10^{-2}$	$+ 24,03 \times 10^{-5}$	432	+ 0,10
5	»	$+ 8,0 \times 10^{-2}$	$+ 31,52 \times 10^{-5}$	2.440	+ 0,77
6	»	$+ 8,0 \times 10^{-2}$	$+ 31,52 \times 10^{-5}$	8.100	+ 2,55
7	»	$+ 8,0 \times 10^{-2}$	$+ 31,52 \times 10^{-5}$	1.510	+ 0,48
8	»	$- 7,8 \times 10^{-2}$	$- 30,73 \times 10^{-5}$	672	- 0,21
9	»	$- 7,8 \times 10^{-2}$	$- 30,73 \times 10^{-5}$	10.000	- 3,08
10	»	$- 7,8 \times 10^{-2}$	$- 30,73 \times 10^{-5}$	1.330	- 0,41

$$\sum H_{xi}^{(y)} = 3,90 - 3,90 = 0$$

segue

DT 2

Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura

36

maggio 1980

N	$H_{y_i}^{(y)}$	\bar{X}_i	$H_{y_i}^{(y)} \bar{X}_i$	$H_{x_i}^{(y)}$	\bar{Y}_i	$H_{x_i}^{(y)} Y_i$
1	32,91	0,25	8,23	0,00	3,00	0,00
2	37,27	5,00	186,35	— 0,08	3,70	— 0,30
3	20,30	11,75	238,52	— 0,12	4,50	— 0,54
4	9,73	11,75	114,33	0,10	0,90	0,09
5	1,70	1,50	2,55	0,77	0,25	0,19
6	4,98	6,25	31,12	2,55	0,25	0,64
7	1,65	10,75	17,74	0,48	0,25	0,12
8	0,84	1,00	0,84	— 0,21	5,75	— 1,21
9	6,00	5,80	34,80	— 3,08	5,75	— 17,71
10	1,54	10,80	16,63	— 0,41	5,75	— 2,36
Σ	116,92		651,11	0,00		— 21,08

Si può controllare che la soluzione risulta equilibrata.

Tenuto conto che per il centro di massa M agisce la forza H_1 in direzione y (v. fig. 10) e mettendo in conto le azioni che i setti posti al di sotto del piano considerato trasmettono al piano stesso, risulta:

$$H_1 - \sum H_{yi}^{(y)} = 116,92 - 116,92 = 0$$

$$\sum H_{xi}^{(y)} = 0$$

$$M_o = H_1 \bar{x}_M - (\sum H_{yi}^{(y)} \bar{x}_i - \sum H_{xi}^{(y)} \bar{y}_i) =$$

$$= 116,92 \times 5,75 - (651,11 + 21,08) \approx 0,00$$

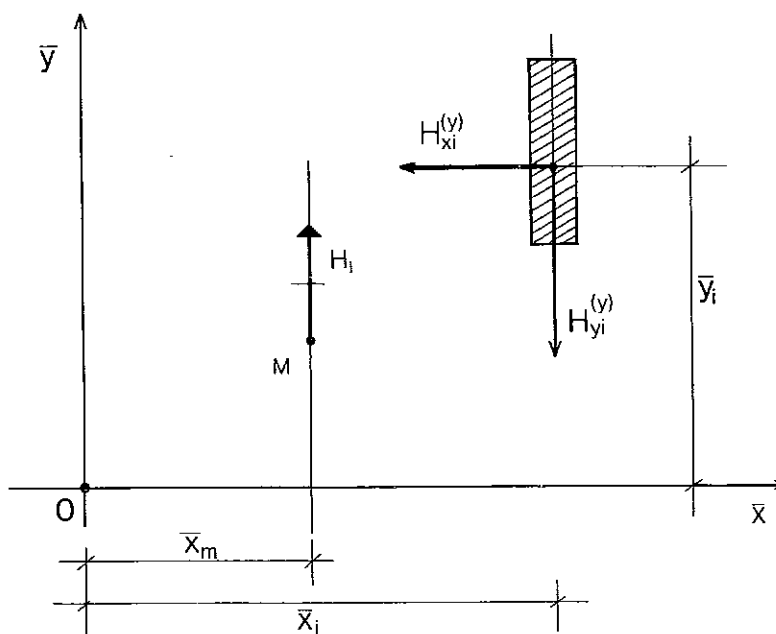


Fig. 10

APPENDICE N. 1

Risoluzione dell'esempio mediante elaboratore

CISM - CENTRO DI CALCOLO
25 GENNAIO 1980 ORE : 16-10

DATI CARATTERISTICI DELLE PARETI

	DX (M)	DY (M)	X (M)	Y (M)	SD (T/M2)	V (M)	G (T/M2)/1000	TAUK (T/M2)	ANGOLO (GRADI)	SY (T/M2)/1000	PA (0/00)
1	0.500	6.000	0.250	3.000	19.350	3.000	12.100	11.000	0.000	0.000	0.000
2	0.400	3.600	5.000	3.700	15.730	3.000	26.400	24.000	0.000	0.000	0.000
3	0.500	3.000	11.750	4.500	20.550	3.000	12.100	11.000	0.000	0.000	0.000
4	0.500	1.800	11.750	0.900	18.150	3.000	12.100	11.000	0.000	0.000	0.000
5	2.000	0.500	1.500	0.250	25.480	3.000	12.100	11.000	0.000	0.000	0.000
6	5.100	0.500	6.250	0.250	24.650	3.000	12.100	11.000	0.000	0.000	0.000
7	1.500	0.500	10.750	0.250	25.870	3.000	12.100	11.000	0.000	0.000	0.000
8	1.000	0.500	1.000	5.750	27.860	3.000	12.100	11.000	0.000	0.000	0.000
9	6.200	0.500	5.800	5.750	24.380	3.000	12.100	11.000	0.000	0.000	0.000
10	1.400	0.500	10.800	5.750	27.060	3.000	12.100	11.000	0.000	0.000	0.000

SIGNIFICATO DEI SIMBOLI

HU : FORZA ULTIMA
 DO : SPOSTAMENTO AMMISSIBILE
 K : RIGIDEZZA
 H : FORZA REATTIVA
 D : SPOSTAMENTO
 FI : RAPPORTO TRA SPOSTAMENTO REALE E SPOST. AMMISSIBILE
 PESO FORNITO = 0,000E 00 T
 PESO CALCOLATO = 0,344E 03 T
 X Y
 5,750 3,086 BARICENTRO DELLE MASSE
 5,042 3,029 BARICENTRO DELLE RIGIDEZZE

CARATTERISTICHE DELLE PARETI IN DIREZIONE X

	HU (T)	DO (M)	K (T/M)
1	0,438E 02	0,304E-01	0,144E 04
2	0,373E 02	0,366E-01	0,102E 04
3	0,223E 02	0,309E-01	0,720E 03
4	0,129E 02	0,299E-01	0,432E 03
5	0,158E 02	0,646E-02	0,244E 04
6	0,399E 02	0,492E-02	0,810E 04
7	0,119E 02	0,787E-02	0,151E 04
8	0,812E 01	0,121E-01	0,672E 03
9	0,483E 02	0,482E-02	0,100E 05
10	0,113E 02	0,845E-02	0,133E 04

CARATTERISTICHE DEL PIANO IN DIREZIONE X

VALORI AL LIMITE ELASTICO - RELATIVI AL PIANO

FORZA REATTIVA 0.133E 03T
 SPOSTAMENTO 0.479E-02M
 RIGIDEZZA 0.277E 05T/M
 VK 0.386E 00

VALORI AL LIMITE ELASTICO - RELATIVI ALLE SINGOLE PARETI

	H (T)		D (M)		K (T/M)		FI
1	0.690E 01	0.479E-02	0.144E 04	0.158E 00			
2	0.488E 01	0.480E-02	0.102E 04	0.131E 00			
3	0.346E 01	0.480E-02	0.720E 03	0.155E 00			
4	0.206E 01	0.477E-02	0.432E 03	0.160E 00			
5	0.116E 02	0.476E-02	0.244E 04	0.737E 00			
6	0.386E 02	0.476E-02	0.810E 04	0.968E 00			
7	0.720E 01	0.476E-02	0.151E 04	0.605E 00			
8	0.324E 01	0.482E-02	0.672E 03	0.399E 00			
9	0.483E 02	0.482E-02	0.100E 05	0.100E 01			
10	0.642E 01	0.482E-02	0.133E 04	0.570E 00			

VALORI AL LIMITE DI FESSURAZIONE - RELATIVI AL PIANO

FORZA REATTIVA 0.144E 03T
 SPOSTAMENTO 0.582E-02M
 RIGIDEZZA 0.247E 05T/M
 VK 0.418E 00

VALORI AL LIMITE DI FESSURAZIONE - RELATIVI ALLE SINGOLE PARETI

	H (T)		D (M)		K (T/M)		FI
1	0.838E 01	0.582E-02	0.144E 04	0.192E 00			
2	0.594E 01	0.584E-02	0.102E 04	0.159E 00			
3	0.422E 01	0.586E-02	0.720E 03	0.190E 00			
4	0.249E 01	0.577E-02	0.432E 03	0.193E 00			
5	0.141E 02	0.576E-02	0.244E 04	0.891E 00			
6	0.399E 02	0.576E-02	0.693E 04	0.117E 01			
7	0.870E 01	0.576E-02	0.151E 04	0.732E 00			
8	0.396E 01	0.589E-02	0.672E 03	0.488E 00			
9	0.483E 02	0.589E-02	0.820E 04	0.122E 01			
10	0.785E 01	0.589E-02	0.133E 04	0.697E 00			

Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura

VALORI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - RELATIVI AL PIANO

FORZA REATTIVA	0.154E 03T
SPOSTAMENTO	0.708E-02M
RIGIDEZZA	0.218E 05T/M
VK	0.449E 00

VALORI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - RELATIVI ALLE SINGOLE PARETI

	H (T)	D (M)	K (T/M)	FI
1	0.102E 02	0.708E-02	0.144E 04	0.233E 00
2	0.723E 01	0.710E-02	0.102E 04	0.194E 00
3	0.513E 01	0.713E-02	0.720E 03	0.231E 00
4	0.303E 01	0.701E-02	0.432E 03	0.234E 00
5	0.158E 02	0.699E-02	0.226E 04	0.108E 01
6	0.399E 02	0.699E-02	0.571E 04	0.142E 01
7	0.106E 02	0.699E-02	0.151E 04	0.888E 00
8	0.482E 01	0.717E-02	0.672E 03	0.594E 00
9	0.483E 02	0.717E-02	0.674E 04	0.149E 01
10	0.955E 01	0.717E-02	0.133E 04	0.849E 00

CARATTERISTICHE DELLE PARETI IN DIREZIONE Y

	HU (T)	DO (M)	K (T/M)
1	0.438E 02	0.452E-02	0.968E 04
2	0.373E 02	0.394E-02	0.946E 04
3	0.223E 02	0.515E-02	0.432E 04
4	0.129E 02	0.624E-02	0.207E 04
5	0.158E 02	0.329E-01	0.480E 03
6	0.399E 02	0.326E-01	0.122E 04
7	0.119E 02	0.330E-01	0.360E 03
8	0.812E 01	0.338E-01	0.240E 03
9	0.483E 02	0.325E-01	0.149E 04
10	0.113E 02	0.335E-01	0.336E 03

CARATTERISTICHE DEL PIANO IN DIREZIONE Y

VALORI AL LIMITE ELASTICO - RELATIVI AL PIANO

FORZA REATTIVA	0.117E 03T
SPOSTAMENTO	0.402E-02M
RIGIDEZZA	0.297E 05T/M
VK	0.340E 00

VALORI AL LIMITE ELASTICO - RELATIVI ALLE SINGOLE PARETI

	H (T)	D (M)	K (T/M)	FI
1	0.329E 02	0.340E-02	0.968E 04	0.752E 00
2	0.373E 02	0.394E-02	0.946E 04	0.100E 01
3	0.203E 02	0.470E-02	0.432E 04	0.914E 00
4	0.973E 01	0.470E-02	0.207E 04	0.753E 00
5	0.170E 01	0.354E-02	0.480E 03	0.108E 00
6	0.500E 01	0.408E-02	0.122E 04	0.125E 00
7	0.165E 01	0.459E-02	0.360E 03	0.139E 00
8	0.837E 00	0.349E-02	0.240E 03	0.103E 00
9	0.600E 01	0.403E-02	0.149E 04	0.124E 00
10	0.154E 01	0.460E-02	0.336E 03	0.137E 00

VALORI AL LIMITE DI FESSURAZIONE - RELATIVI AL PIANO

FORZA REATTIVA	0.132E 03T
SPOSTAMENTO	0.490E-02M
RIGIDEZZA	0.275E 05T/M
VK	0.383E 00

VALORI AL LIMITE DI FESSURAZIONE - RELATIVI ALLE SINGOLE PARETI

	H (T)	D (M)	K (T/M)	FI
1	0.399E 02	0.412E-02	0.968E 04	0.911E 00
2	0.373E 02	0.480E-02	0.778E 04	0.122E 01
3	0.223E 02	0.575E-02	0.387E 04	0.112E 01
4	0.119E 02	0.575E-02	0.207E 04	0.921E 00
5	0.206E 01	0.430E-02	0.480E 03	0.131E 00
6	0.609E 01	0.497E-02	0.122E 04	0.153E 00
7	0.202E 01	0.561E-02	0.360E 03	0.170E 00
8	0.101E 01	0.423E-02	0.240E 03	0.125E 00
9	0.731E 01	0.491E-02	0.149E 04	0.151E 00
10	0.189E 01	0.562E-02	0.336E 03	0.168E 00

VALORI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - RELATIVI AL PIANO

FORZA REATTIVA	0.141E 03T
SPOSTAMENTO	0.606E-02M
RIGIDEZZA	0.243E 05T/M
VK	0.411E 00

VALORI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - RELATIVI ALLE SINGOLE PARETI

	H (T)	D (M)	K (T/M)	FI
1	0.438E 02	0.481E-02	0.909E 04	0.106E 01
2	0.373E 02	0.589E-02	0.633E 04	0.149E 01
3	0.223E 02	0.741E-02	0.300E 04	0.144E 01
4	0.129E 02	0.741E-02	0.174E 04	0.119E 01
5	0.245E 01	0.510E-02	0.480E 03	0.155E 00
6	0.755E 01	0.617E-02	0.122E 04	0.189E 00
7	0.259E 01	0.719E-02	0.360E 03	0.218E 00
8	0.120E 01	0.498E-02	0.240E 03	0.147E 00
9	0.903E 01	0.607E-02	0.149E 04	0.187E 00
10	0.242E 01	0.720E-02	0.336E 03	0.215E 00

APPENDICE N. 2

Lista programma

RT-11 FORTRAN IV V01B-08 FRI 25-JAN-80 16:07:32 PAGE 001

```

0001      DOUBLE PRECISION NAME(10)
0002      DIMENSION DX(150),DY(150),X(150),Y(150),SO(150),VZ(150),GZ(150),
$TAUKZ(150),ALF(150),SYZ(150),PAZ(150),NUMS(150)
0003      DIMENSION ZKZX(150),ZKZY(150),DO(150),DT(150),H(150),HU(150)
0004      DIMENSION SK(150),FI(150),ROX(150),ROY(150),IDMC(150)
0005      DIMENSION HM(150),DTM(150),SKM(150),FIM(150),IVET(150),IVETR(150)
0006      LOGICAL*1 SDHD,ESCE,A(2),SDHD1
0007      DATA A(1),A(2)/'X','Y'/
0008      DOUBLE PRECISION MESI(12)
0009      DATA MESI/' GENNAIO','FEBBRAIO',' MARZO',' APRILE'
$, ' MAGGIO',' GIUGNO',' LUGLIO',' AGOSTO','SETTEMBR'
$, ' OTTOBRE',' NOVEMBRE',' DICEMBRE'/
0010      LOGICAL*1 AGG(2)
0011      DATA AGG(1),AGG(2)/' ','E'/
0012      NDIM=150
0013      CALL ASSIGN (8,'CR:')
0014      TYPE 5
0015  5      FORMAT(1H , 'NUM DEI LAVORI = ? ',S)
0016      ACCEPT 400,NEL
0017      NELP=0
0018  10      SDHD=.FALSE.
0019      COSCSY=1000.
0020      COSCG=1000.
0021      READ(8,402) (NAME(I), I=1,10)
0022      READ(8,403,ERR=12) RNZ,VE,GE,TAUKE,SYE,PAE,GTUI
0023      GO TO 14
0024  12      TYPE 13
0025  13      FORMAT(1H , 'ERRORE NELLA SCHEDA DATI GENERALI')
0026      PAUSE
0027  14      NZ=INT(RNZ)
0028      IF(NZ.LE.NDIM) GO TO 19
0030      TYPE 800,NDIM
0031  800      FORMAT(1H , 'NUM. SETTI SUPERA LE DIMENSIONI PREVISTE (' ,13,')')
0032      GO TO 999
0033  19      NMCT=NZ/3
0034      GE=GE*COSCG
0035      SYE=SYE*COSCSY
0036      DO 20 I=1,NZ
0037      READ(8,404,ERR=15) RNUMS,DX(I),DY(I),X(I),Y(I),SO(I),VZ(I)
$,GZ(I),TAUKZ(I),ALF(I),PAZ(I)
0038      GO TO 17
0039  15      TYPE 16,NZ
0040  16      FURMAT(1H , 'ERRORE DATI SETTO NUM = ',13)
0041      PAUSE
0042  17      NUMS(I)=INT(RNUMS)
0043      GZ(I)=GZ(I)*COSCG
0044      IF(VZ(I).LE.0.) VZ(I)=VE
0046      IF(GZ(I).LE.0.) GZ(I)=GE
0048      IF(TAUKZ(I).LE.0.) TAUKE
0050      SYZ(I)=SYE
0051      IF(PAZ(I).LE.0.) PAZ(I)=PAE
0053      IF(PAZ(I).EQ.99.) PAZ(I)=0.
0055  20      CONTINUE
0056      CALL IDATE(MESE,NGIO,NANN)
0057      CALL TIME(NURA,MINU)
0058      NAGG=1
0059      IF(MESE.EQ.9) NAGG=2

```

```

RT-11 FORTRAN IV          V01B-08      FRI 25-JAN-80 16:07:32      PAGE 002

0061      PRINT 499,NGID,MESI(MESE),AGG(NAGG),NANN,NORA,MINU
0062      PRINT 500, (NAME(IX), IX=1,10 )
0063      PRINT 501
0064      DO 25 I=1,NZ
0065      IF(PAZ(I).GT.0.) PRINT 502,NUMS(I),DX(I),DY(I),X(I),Y(I),SO(I)
$,VZ(I),GZ(I)/1000.,TAUKZ(I),ALF(I),SYZ(I)/1000.,PAZ(I)
0067      IF(PAZ(I).LE.0.) PRINT 502,NUMS(I),DX(I),DY(I),X(I),Y(I),SO(I)
$,VZ(I),GZ(I)/1000.,TAUKZ(I),ALF(I),PAZ(I),PAZ(I)
0069  25  CONTINUE
0070      SSF=0.
0071      SFX=0.
0072      SFY=0.
0073      DO 28 I=1,NZ
0074  28  ALF(I)=ALF(I)*3.141593/180.
0075      DO 30 I=1,NZ
0076      SF=SO(I)*DX(I)*DY(I)
0077      SSF=SSF+SF
0078      SFX=SFX+SF*X(I)
0079  30  SFY=SFY+SF*Y(I)
0080      TX=SFX/SSF
0081      TY=SFY/SSF
0082      ZKEX=0.
0083      ZKEY=0.
0084      DO 40 I=1,NZ
0085      ZKZX(I)=(GZ(I)*DX(I)*DY(I))/(1.2*VZ(I)*(1.+0.1389*(VZ(I)/DX(I))**2
$))
0086      ZKZY(I)=(GZ(I)*DX(I)*DY(I))/(1.2*VZ(I)*(1.+0.1667*(VZ(I)/DY(I))**2
$))
0087      AZ=ZKZX(I)
0088      BZ=ZKZY(I)
0089      ZKZX(I)=AZ*COS(ALF(I))**2+BZ*SIN(ALF(I))**2
0090      ZKZY(I)=BZ*COS(ALF(I))**2+AZ*SIN(ALF(I))**2
0091      ZKEX=ZKEX+ZKZX(I)
0092  40  ZKEY=ZKEY+ZKZY(I)
0093      CALL CUEFY(NZ,ZKZX,ZKZY,ZKEX,ZKEY,X,Y,TX,TY
$,ROX,ROY,ROXM,ROYM,VMX,VMY,XP,YP)
0094      PRINT 700,GTOT,SSF,FX,TY,XP,YP
0095      KD=1

C
C      INIZIO DEL CICLO DI CALCOLO NELLE DIREZIONI X E Y
C
0096  49  ESCE=.FALSE.
0097      DO 50 I=1,NZ
0098      IDMC(I)=0
0099      HU(I)=0.9*DX(I)*DY(I)*TAUKZ(I)*SQRT(1.+SO(I)/(1.5*TAUKZ(I)))
0100      IF(PAZ(I).GT.0.) HU(I)=HU(I)/0.9*0.7+PAZ(I)*SYZ(I)*VZ(I)
$*DY(I)*1.E-3
0102      DU(I)=HU(I)/ZKZX(I)
0103      DT(I)=DU(I)/ROX(I)
0104      IF(1.EQ.1) DMIN=DT(1)
0106      IF(1.EQ.1) GO TO 50
0108      IF((ABS(DT(I))-ABS(DMIN)).LT.0.) DMIN=DT(I)
0110  50  CONTINUE
0111      PRINT 705,A(KD)
0112      PRINT 716
0113      PRINT 717,(NUMS(I),HU(I),DU(I),ZKZX(I),I=1,NZ)
0114      DCME=DMIN*ROXM

```

RT-11 FORTRAN IV V01B-08 FRI 25-JAN-80 16:07:32 PAGE 003

```

0115      HEE=0.
0116      DO 60 I=1,NZ
0117      DT(I)=DMIN*ROX(I)
0118      H(I)=DT(I)*ZKZX(I)
0119      HEE=HEE+H(I)
0120  60    FI(I)=DT(I)/DO(I)
0121      VKE=HEE/SSF
0122      IF(GTOT.GT.0.) VKE=HEE/GTOT
0124      PRINT 505,A(KD)
0125      PRINT 510
0126      PRINT 512,HEE,DCME,ZKEX,VKE
0127      PRINT 515
0128      PRINT 516
0129      PRINT 517,(NUMS(I),H(I),DT(I),ZKZX(I),FI(I),I=1,NZ)
0130      FIMA=0.
0131      NMC=0
0132      NMCU=0
0133      DCS=DMIN
      C
      C      INIZIO CICLO DI FESSURAZIONE
      C
0134  99    DCS=1.05*DCS
0135      CALL PLAST(NZ,HEE,SKE,DCS,FIMA,NMC
      S,ZKZX,DO,ROX,DT,HU,H,SK,FI,PAZ,IDMC,IVET)
0136      IF(FIMA.GT.1,2) GO TO 155
0138      CALL COEFX(NZ,SK,SKE,Y,TY,ROX,ROXM,VMY)
0139      GO TO 99
0140  155   CONTINUE
0141      DCME=DCS*ROXM
0142      VKE=HEE/SSF
0143      IF(GTOT.GT.0.) VKE=HEE/GTOT
0145      PRINT 530
0146      PRINT 512,HEE,DCME,SKE,VKE
0147      PRINT 535
0148      PRINT 516
0149      PRINT 517,(NUMS(I),H(I),DT(I),SK(I),FI(I),I=1,NZ)
0150      KC=0
0151      HUE=HEE
0152      DCMEM=DCME
0153      DCMEP=DCME
0154      SKEM=SKE
0155      IF(SDHD) PRINT 600
0157      SDHD1=.FALSE.
      C
      C      INIZIO CICLO LIMITE ULTIMO
      C
0158  199   CONTINUE
0159      CALL PLAST(NZ,HEE,SKE,DCS,FIMA,NMC
      S,ZKZX,DO,ROX,DT,HU,H,SK,FI,PAZ,IDMC,IVET)
0160      IF(NMC.LE.0) GO TO 211
0162      DO 210 I=1,NMC
0163  210   IVETR(I)=NUMS(IVET(I))
0164  211   IF(SDHD1.AND.SDHD) PRINT 600
0166      SDHD1=.FALSE.
0167      IF(SDHD) PRINT 601,HEE,DCME,SKE
0169      IF(.NOT.(NMC.GT.0).OR.ESCE.OR.(HUE.GT.HEE)) GO TO 215
0171      VKE=HUE/SSF

```

RT-11 FORTRAN IV V01B-08 FRI 25-JAN-80 16:07:32 PAGE 004

```

0172      IF(GTOT.GT.0.) VKE=HUE/GTOT
0174      PRINT 550,IVETR(1)
0175      PRINT 512,HUE,DCMEM,SKEM,VKE
0176      PRINT 580
0177      PRINT 516
0178      PRINT 517,(NUMS(I),HM(I),DTM(I),SKM(I),FIM(I),I=1,NZ)
0179      SDHD1=.TRUE.
0180      ESCC=.TRUE.
0181  215  IF(HEE.GT.HUE) GO TO 225
0183      KC=KC+1
0184      GO TO 235
0185  225  HUE=HEE
0186      KC=0
0187      NMCU=NMC
0188      DO 230 I=1,NZ
0189      HM(I)=H(I)
0190      DTM(I)=DT(I)
0191      SKM(I)=SK(I)
0192  230  FIM(I)=FI(I)
0193      DCMEM=DCME
0194      SKEM=SKE
0195  235  IF(KC.GE.20) GO TO 300
0197      IF(NMC.LT.NMCT) GO TO 250
0199      GO TO 300
0200  250  CALL COEFX(NZ,SK,SKE,Y,TY,ROX,ROXM,VMY)
0201      DCS=1.05*DCS
0202      DCME=DCS*ROXM
0203      F=DCME/DCMEP
0204      IF(ABS(F).GT.1.5) GO TO 280
0206      DCMEP=DCME
0207      GO TO 199
0208  300  VKE=HUE/SSF
0209      IF(GTOT.GT.0.) VKE=HUE/GTOT
0211      IF(NMCU.NE.0) PRINT 570
0213      IF(NMCU.NE.0) PRINT 571,(IVETR(I),I=1,NMCU)
0215      IF(NMCU.EQ.0) PRINT 560
0217      PRINT 512,HUE,DCMEM,SKEM,VKE
0218      IF(NMCU.EQ.0) PRINT 580
0220      IF(NMCU.NE.0) PRINT 585
0222      PRINT 516
0223      PRINT 517,(NUMS(I),HM(I),DTM(I),SKM(I),FIM(I),I=1,NZ)
0224      GO TO 310
0225  280  VKE=HUE/SSF
0226      IF(GTOT.GT.0.) VKE=HUE/GTOT
0228      PRINT 590
0229      IF(NMCU.NE.0) PRINT 570
0231      IF(NMCU.NE.0) PRINT 571,(IVETR(I),I=1,NMCU)
0233      IF(NMCU.EQ.0) PRINT 560
0235      PRINT 512,HUE,DCMEM,SKEM,VKE
0236      IF(NMCU.EQ.0) PRINT 580
0238      IF(NMCU.NE.0) PRINT 585
0240      PRINT 516
0241      PRINT 517,(NUMS(I),HM(I),DTM(I),SKM(I),FIM(I),I=1,NZ)
0242  310  CONTINUE
0243      IF(KD.GE.2) GO TO 350
0245      KD=2
0246      DO 330 I=1,NZ

```

RT-11 FORTRAN IV V018-08 FRI 25-JAN-80 16:07:32 PAGE 005

```

0247      B=X(I)
0248      X(I)=Y(I)
0249      Y(I)=B
0250      B=DX(I)
0251      DX(I)=DY(I)
0252      DY(I)=B
0253      ZKZX(I)=ZKZY(I)
0254  330  ROX(I)=ROY(I)
0255      ZKEX=ZKEY
0256      ROXM=ROYM
0257      TY=TX
0258      VMY=VMX
0259      GO TO 49
0260  350  IF(NEL.EQ.0) STOP
0262      NELP=NELP+1
0263      IF(NELP.LT.NEL) GO TO 10
0265      STOP
0266  400  FORMAT(I3)
0267  401  FORMAT(F7.3)
0268  402  FORMAT(10A8)
0269  403  FORMAT(7F7.3)
0270  404  FORMAT(11F7.3)
0271  499  FORMAT(1H1,50X,'CISM - CENTRO DI CALCOLO'
          $,/,51X,12,2X,A8,A1,2X,'19',12,3X,'ORE : ',12,'-',12)
0272  500  FORMAT(///,3X,10A8)
0273  501  FORMAT(///,34X,'DATI CARATTERISTICI DELLE PARETI',///,9X,'DX',8X,'
          $DY',8X,'X',9X,'Y',8X,'SO',9X,'V',9X,'G',7X,'TAUK',4X,'ANGOLO',6X
          $,'SY',8X,'PA',/,8X,'(M)',7X,'(M)',7X,'(M)',7X,'(M)',6X,'(T/M2)'
          $,5X,'(M)',3X,'(T/M2)/1000',3X,'(T/M2)',1X,'(GRADI)',1X
          $,'(T/M2)/1000',1X,'(0/00)',///)
0274  502  FORMAT(1H,13,2X,4(F7.3,3X),F7.3,2X,F7.3,2X,F8.3,3X,F7.3,2X,
          $3(F7.3,3X))
0275  505  FORMAT(/////,30X,'CARATTERISTICHE DEL PIANO IN DIREZIONE ',A1)
0276  510  FORMAT(///,27X,'VALORI AL LIMITE ELASTICO - RELATIVI AL PIANO')
0277  515  FORMAT(///,22X,'VALORI AL LIMITE ELASTICO - RELATIVI ALLE SIN
          $GOLE PARETI')
0278  512  FORMAT(///,35X,'FORZA REATTIVA ',E10.3,'T',/,35X,'SPOSTAMENTO
          $,E10.3,'M',/,35X,'RIGIDEZZA ',E10.3,'T/M',/,35X,'VK
          $ ',E10.3)
0279  516  FORMAT(/,38X,'H',9X,'D',9X,'K',8X,'F1',/,37X,'(T)',7X,'(M)',6X
          $,'(T/M)',/)
0280  517  FORMAT(29X,I3,4E10.3)
0281  530  FORMAT(///,24X,'VALORI AL LIMITE DI FESSURAZIONE - RELATIVI AL
          $ PIANO')
0282  535  FORMAT(///,19X,'VALORI AL LIMITE DI FESSURAZIONE - RELATIVI AL
          $LE SINGOLE PARETI')
0283  550  FORMAT(///,27X,'VALORI CORRISPONDENTI AL LIMITE DI COLLASSO DEL
          $ MURO N =',13)
0284  560  FORMAT(///,24X,'VALORI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - RELATIVI AL P
          $IANO')
0285  570  FORMAT(///,22X,'VALORI OTTENUTI INCREMENTANDO GLI SPOSTAMENTI'
          $,/,22X,'SI E' VERIFICATO IL COLLASSO DEI SEGUENTI MURI :')
0286  571  FORMAT(/,21X,8I6)
0287  580  FORMAT(///,20X,'VALORI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - RELATIVI ALLE
          $ SINGOLE PARETI')
0288  585  FORMAT(///,32X,'VALORI RELATIVI ALLE SINGOLE PARETI')
0289  590  FORMAT(///,40X,'COLLASSO PER TORSIONE')

```

Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura

```

RT-11 FORTRAN IV          V01B-08      FRI 25-JAN-80 16:07:32      PAGE 006

0290 600  FORMAT(/,38X,'VALORI DIAGRAMMA H-DELTA',/)
0291 601  FORMAT(22X,'HE = ',E10.3,'T ',2X,'DCM = ',E10.3,'M ',2X,'KE = '
$,E10.3,'T/M')
0292 700  FORMAT(////,30X,'SIGNIFICATO DEI SIMBOLI'
$,//,30X,'HU : FORZA ULTIMA'
$,//,30X,'DU : SPOSTAMENTO AMMISSIBILE'
$,//,30X,'K : RIGIDEZZA'
$,//,30X,'H : FORZA REATTIVA'
$,//,30X,'D : SPOSTAMENTO'
$,//,30X,'FI : RAPPORTO TRA SPOSTAMENTO REALE E SPOST. AMMISSIBILE'
$,//,30X,'PESO FORNITO = ',E10.3,2X,'T'
$,//,30X,'PESO CALCOLATO = ',E10.3,2X,'T'
$,//,30X,' X Y '
$,//,30X,1X,F7.3,3X,F7.3,10X,'BARICENTRO DELLE MASSE'
$,//,30X,1X,F7.3,3X,F7.3,10X,'BARICENTRO DELLE RIGIDENZE')
0293 705  FORMAT(////,30X,'CARATTERISTICHE DELLE PARETI IN DIREZIONE ',A1)
0294 716  FORMAT(/,37X,'HU',8X,'DO',9X,'K',/,37X,'(T)',7X,'(M)',6X
$, '(T/M)',/)
0295 717  FORMAT(29X,13,3E10.3)
0296 999  CONTINUE
0297      END

```

RT-11 FORTRAN IV STORAGE MAP

NAME	OFFSET	ATTRIBUTES	
NAME	000006	REAL*8	ARRAY (10)
DX	000126	REAL*4	ARRAY (150)
DY	001256	REAL*4	ARRAY (150)
X	002406	REAL*4	ARRAY (150)
Y	003536	REAL*4	ARRAY (150)
SO	004666	REAL*4	ARRAY (150)
VZ	006016	REAL*4	ARRAY (150)
GZ	007146	REAL*4	ARRAY (150)
TAUKZ	010276	REAL*4	ARRAY (150)
ALF	011426	REAL*4	ARRAY (150)
SYZ	012556	REAL*4	ARRAY (150)
PAZ	013706	REAL*4	ARRAY (150)
NUMS	015036	INTEGER*2	ARRAY (150)
ZKZX	015512	REAL*4	ARRAY (150)
ZKZY	016642	REAL*4	ARRAY (150)
DO	017772	REAL*4	ARRAY (150)
DT	021122	REAL*4	ARRAY (150)
H	022252	REAL*4	ARRAY (150)
HU	023402	REAL*4	ARRAY (150)
SK	024532	REAL*4	ARRAY (150)
FI	025662	REAL*4	ARRAY (150)
ROX	027012	REAL*4	ARRAY (150)
ROY	030142	REAL*4	ARRAY (150)
IDMC	031272	INTEGER*2	ARRAY (150)
HM	031746	REAL*4	ARRAY (150)
DTM	033076	REAL*4	ARRAY (150)
SKM	034226	REAL*4	ARRAY (150)
FIM	035356	REAL*4	ARRAY (150)
IVET	036506	INTEGER*2	ARRAY (150)
IVETR	037162	INTEGER*2	ARRAY (150)
A	037636	LOGICAL*1	ARRAY (2)
MESI	037640	REAL*8	ARRAY (12)
AGG	040000	LOGICAL*1	ARRAY (2)
SDHD	043616	LOGICAL*1	VARIABLE
ESCE	043617	LOGICAL*1	VARIABLE
SDHD1	043620	LOGICAL*1	VARIABLE
NDIM	043622	INTEGER*2	VARIABLE
ASSIGN	000000	REAL*4	PROCEDURE
NEL	043624	INTEGER*2	VARIABLE
NELP	043626	INTEGER*2	VARIABLE
COSCSY	043630	REAL*4	VARIABLE
COSCG	043634	REAL*4	VARIABLE
I	043640	INTEGER*2	VARIABLE
RNZ	043642	REAL*4	VARIABLE
VE	043646	REAL*4	VARIABLE
GE	043652	REAL*4	VARIABLE
TAUKE	043656	REAL*4	VARIABLE
SYE	043662	REAL*4	VARIABLE
PAE	043666	REAL*4	VARIABLE
GTOT	043672	REAL*4	VARIABLE
NZ	043676	INTEGER*2	VARIABLE
INT	000000	INTEGER*2	PROCEDURE
NMCI	043700	INTEGER*2	VARIABLE
RNUMS	043702	REAL*4	VARIABLE
IDATE	000000	INTEGER*2	PROCEDURE
MESE	043706	INTEGER*2	VARIABLE
NGIO	043710	INTEGER*2	VARIABLE

RT-11 FORTRAN IV		STORAGE MAP	
NAME	OFFSET	ATTRIBUTES	
NANN	043712	INTEGER*2	VARIABLE
TIME	000000	REAL*4	PROCEDURE
NORA	043714	INTEGER*2	VARIABLE
MJNU	043716	INTEGER*2	VARIABLE
NAGG	043720	INTEGER*2	VARIABLE
IX	043722	INTEGER*2	VARIABLE
SSF	043724	REAL*4	VARIABLE
SFX	043730	REAL*4	VARIABLE
SFY	043734	REAL*4	VARIABLE
SF	043740	REAL*4	VARIABLE
TX	043744	REAL*4	VARIABLE
TY	043750	REAL*4	VARIABLE
ZKEX	043754	REAL*4	VARIABLE
ZKEY	043760	REAL*4	VARIABLE
AZ	043764	REAL*4	VARIABLE
BZ	043770	REAL*4	VARIABLE
COS	000000	REAL*4	PROCEDURE
SIN	000000	REAL*4	PROCEDURE
COEFXY	000000	REAL*4	PROCEDURE
ROXM	043774	REAL*4	VARIABLE
ROYM	044000	REAL*4	VARIABLE
VMX	044004	REAL*4	VARIABLE
VMY	044010	REAL*4	VARIABLE
XP	044014	REAL*4	VARIABLE
YP	044020	REAL*4	VARIABLE
KD	044024	INTEGER*2	VARIABLE
SQRT	000000	REAL*4	PROCEDURE
DMIN	044026	REAL*4	VARIABLE
ABS	000000	REAL*4	PROCEDURE
DCME	044032	REAL*4	VARIABLE
HEE	044036	REAL*4	VARIABLE
VKE	044042	REAL*4	VARIABLE
FIMA	044046	REAL*4	VARIABLE
NMC	044052	INTEGER*2	VARIABLE
NMCU	044054	INTEGER*2	VARIABLE
DCS	044056	REAL*4	VARIABLE
PLAS1	000000	REAL*4	PROCEDURE
SKE	044062	REAL*4	VARIABLE
COEFX	000000	REAL*4	PROCEDURE
KC	044066	INTEGER*2	VARIABLE
HUE	044070	REAL*4	VARIABLE
DCMEM	044074	REAL*4	VARIABLE
DCMEP	044100	REAL*4	VARIABLE
SKEM	044104	REAL*4	VARIABLE
F	044110	REAL*4	VARIABLE
B	044114	REAL*4	VARIABLE

RT-11 FORTRAN IV V01B-08 FRI 25-JAN-80 16:08:59 PAGE 001

```

0001      SUBROUTINE PLAST(NZ,HEE,SKE,DCS,FIMA,NMC
          S,ZKZX,DO,ROX,DT,HU,H,SK,FI,PAZ,IDMC,IVET)
0002      DIMENSION ZKZX(1),DO(1),ROX(1),DT(1),HU(1),H(1),FI(1)
0003      DIMENSION SK(1),PAZ(1),IDMC(1),IVET(1)
0004      HEE=0.
0005      SKE=0.
0006      DO 20 I=1,NZ
0007      DT(1)=DCS*ROX(1)
0008      IF(DT(1).GT,DO(I)) GO TO 25
0010      H(1)=DT(1)*ZKZX(1)
0011      SK(1)=ZKZX(1)
0012      GO TO 55
0013 25    DUT=1,5
0014      IF(PAZ(1).GT,0) DUT=2.
0016      IF(DT(1).GT,DUT*DO(1)) GO TO 35
0018      H(1)=HU(1)
0019      SK(1)=HU(1)/DT(1)
0020      GO TO 55
0021 35    IF(IDMC(1).NE,0) GO TO 45
0023      IDMC(1)=1
0024      NMC=NMC+1
0025      IVET(NMC)=1
0026 45    H(1)=0.
0027      SK(1)=0.
0028 55    HEE=HEE+H(1)
0029      SKE=SKE+SK(1)
0030      FI(1)=DT(1)/DO(1)
0031      IF(FIMA,LE,FI(1)) FIMA=FI(1)
0033 20    CONTINUE
0034      RETURN
0035      END

```

RT-11 FORTRAN IV STORAGE MAP

NAME	OFFSET	ATTRIBUTES
ZKZX	000030	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
DO	000032	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
ROX	000034	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
DT	000036	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
HU	000040	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
H	000042	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
FI	000046	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
SK	000044	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
PAZ	000050	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
IDMC	000052	INTEGER*2 PARAMETER ARRAY (1)
IVET	000054	INTEGER*2 PARAMETER ARRAY (1)
NZ	000014	INTEGER*2 PARAMETER VARIABLE
HEE	000016	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
SKE	000020	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
DCS	000022	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
FIMA	000024	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
NMC	000026	INTEGER*2 PARAMETER VARIABLE
I	000056	INTEGER*2 VARIABLE
DUT	000060	REAL*4 VARIABLE

RT-11 FORTRAN IV V01B-08 FRI 25-JAN-80 16:09:11 PAGE 001

```

0001      SUBROUTINE COEFXY(NZ,ZKZX,ZKZY,ZKEX,ZKEY,X,Y,TX,TY
          S,ROX,ROY,ROXM,ROYM,VMX,VMY,XP,YP)
0002      DIMENSION ZKZX(1),ZKZY(1),X(1),Y(1),ROX(1),ROY(1)
0003      XP=0.
0004      YP=0.
0005      DO 20 I=1,NZ
0006          XP=XP+ZKZY(I)*X(I)/ZKEY
0007      20  YP=YP+ZKZX(I)*Y(I)/ZKEX
0008          EX=TX-XP
0009          EY=TY-YP
0010          XP1=0.
0011          YP1=0.
0012          DO 40 I=1,NZ
0013              XP1=XP1+ZKZX(I)*Y(I)*Y(I)
0014      40  YP1=YP1+ZKZY(I)*X(I)*X(I)
0015          VMX=XP1-ZKEX*YP*YP
0016          VMY=YP1-ZKEY*XP*XP
0017          PM=VMX+VMY
0018          DO 60 I=1,NZ
0019              ROX(I)=1.+EY*ZKEX*(Y(I)-YP)/PM
0020      60  ROY(I)=1.+EX*ZKEY*(X(I)-XP)/PM
0021          ROXM=1.+EY*EY*ZKEX/PM
0022          ROYM=1.+EX*EX*ZKEY/PM
0023          RETURN
0024          END

```

RT-11 FORTRAN IV STORAGE MAP

NAME	OFFSET	ATTRIBUTES
ZKZX	000016	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
ZKZY	000020	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
X	000026	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
Y	000030	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
ROX	000036	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
ROY	000040	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
NZ	000014	INTEGER*2 PARAMETER VARIABLE
ZKEX	000022	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
ZKEY	000024	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
TX	000032	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
TY	000034	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
ROXM	000042	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
ROYM	000044	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
VMX	000046	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
VMY	000050	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
XP	000052	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
YP	000054	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
I	000056	INTEGER*2 VARIABLE
EX	000060	REAL*4 VARIABLE
EY	000064	REAL*4 VARIABLE
XP1	000070	REAL*4 VARIABLE
YP1	000074	REAL*4 VARIABLE
PM	000100	REAL*4 VARIABLE

RT-11 FORTRAN IV V018-08 FRI 25-JAN-80 16:09:23 PAGE 001

```

0001      SUBROUTINE COEFX(NZ,SK,SKE,Y,TY,ROX,ROXM,VMY)
0002      DIMENSION SK(1),Y(1),ROX(1)
0003      YP=0.
0004      XP1=0.
0005      DO 20 I=1,NZ
0006      YP=YP+SK(I)*Y(I)/SKE
0007  20    XP1=XP1+SK(I)*Y(I)*Y(I)
0008      EY=TY-YP
0009      VMX=XP1-SKE*YP*YP
0010      PM=VMX+VMY
0011      DO 60 I=1,NZ
0012  60    ROX(I)=1.+EY*SKE*(Y(I)-YP)/PM
0013      ROXM=1.+EY*EY*SKE/PM
0014      RETURN
0015      END

```

RT-11 FORTRAN IV STORAGE MAP

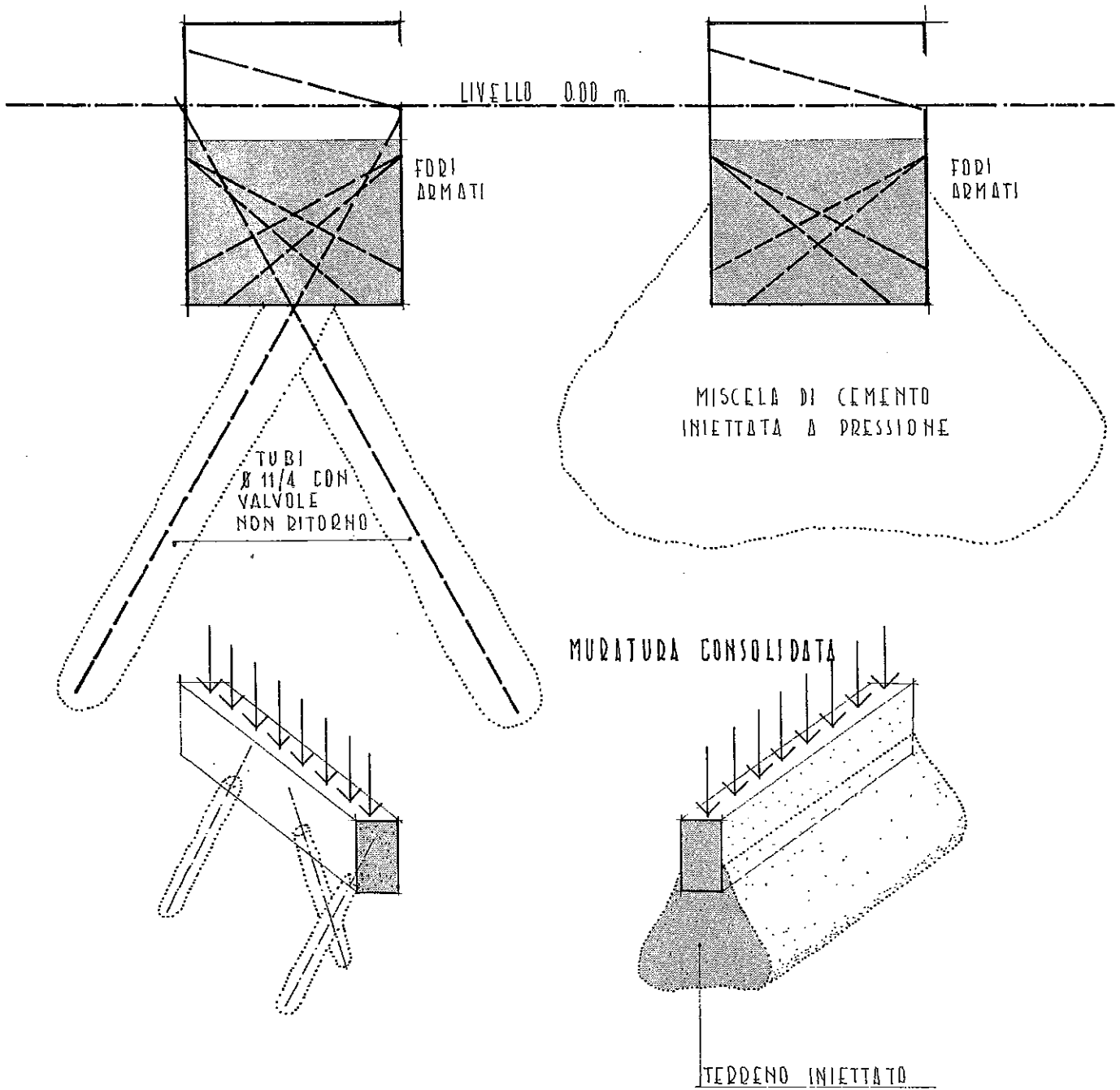
NAME	OFFSET	ATTRIBUTES
SK	000016	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
Y	000022	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
ROX	000026	REAL*4 PARAMETER ARRAY (1)
NZ	000014	INTEGER*2 PARAMETER VARIABLE
SKE	000020	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
TY	000024	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
ROXM	000030	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
VMY	000032	REAL*4 PARAMETER VARIABLE
YP	000034	REAL*4 VARIABLE
XP1	000040	REAL*4 VARIABLE
I	000044	INTEGER*2 VARIABLE
EY	000046	REAL*4 VARIABLE
VMX	000052	REAL*4 VARIABLE
PM	000056	REAL*4 VARIABLE

segue DT 2	Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura	53 maggio 1980
----------------------	--	--------------------------

APPENDICE N. 3

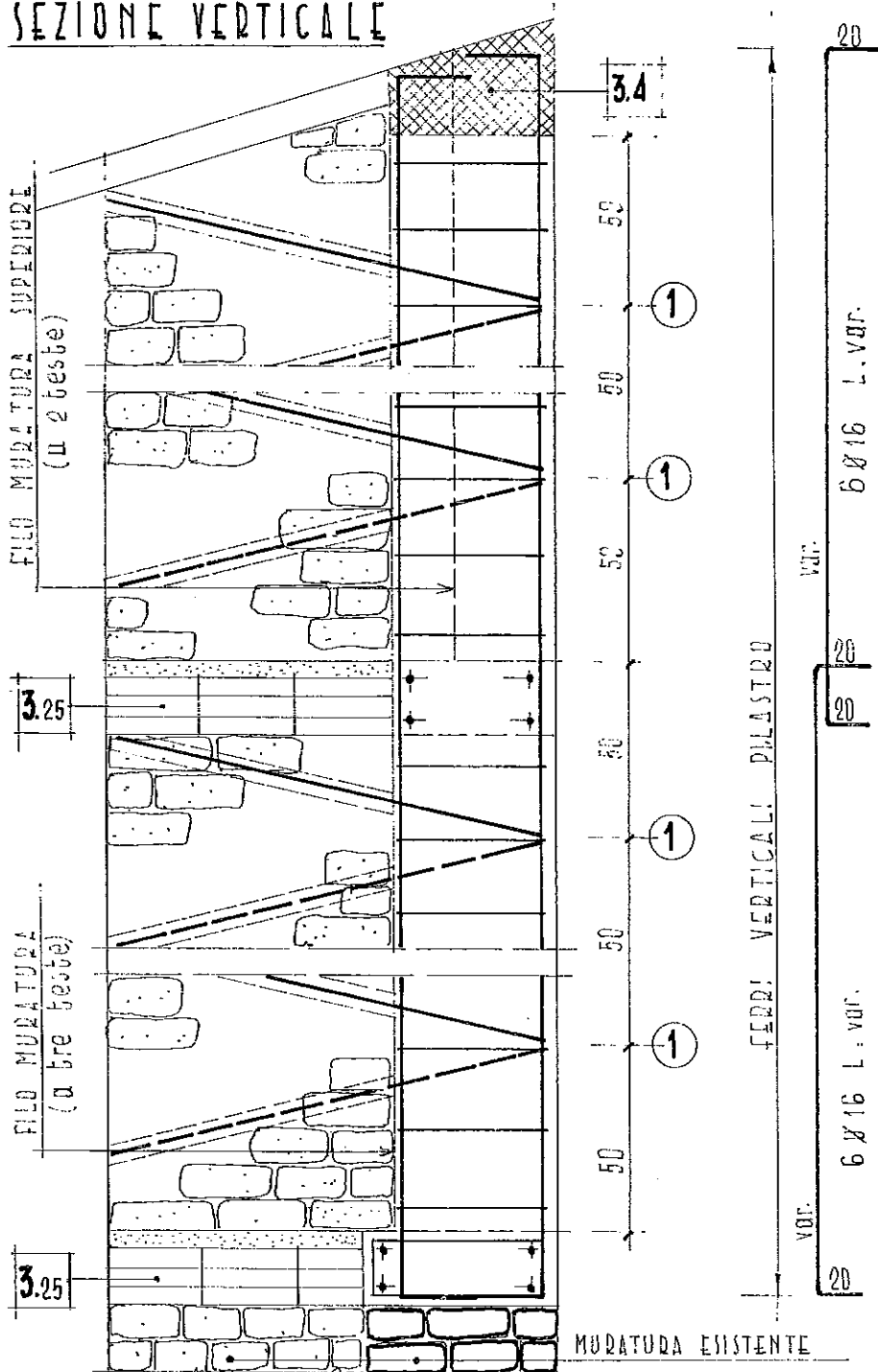
PARTICOLARI COSTRUTTIVI

CONSOLIDAMENTO FONDAZIONI



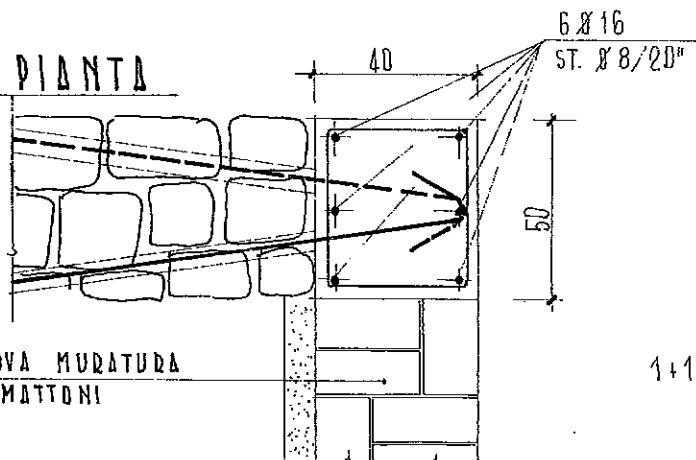
CORDOLO VERTICALE IN C.A. PER IL COLLEGAMENTO DELLA NUOVA MURATURA A 2 E TRE TESTE (ARMATA) A MURATURE ORTOGONALI ESISTENTI

SEZIONE VERTICALE

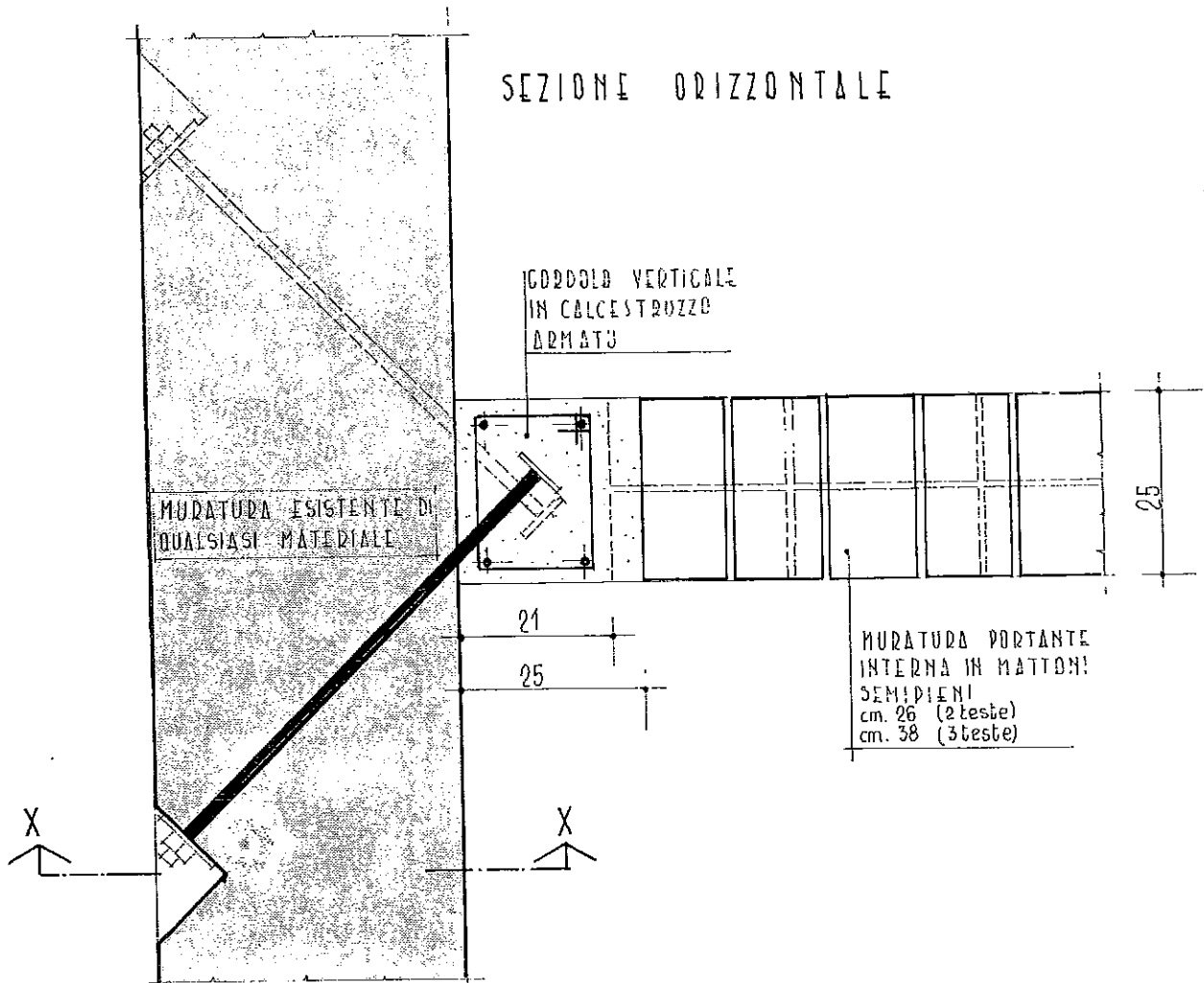


N.B. PRIMA DEL GETTO LE SUPERFICI DELLE MURATURE SARANNO RAVVIVATE E DIPULITE CON GETTO DI ACQUA.

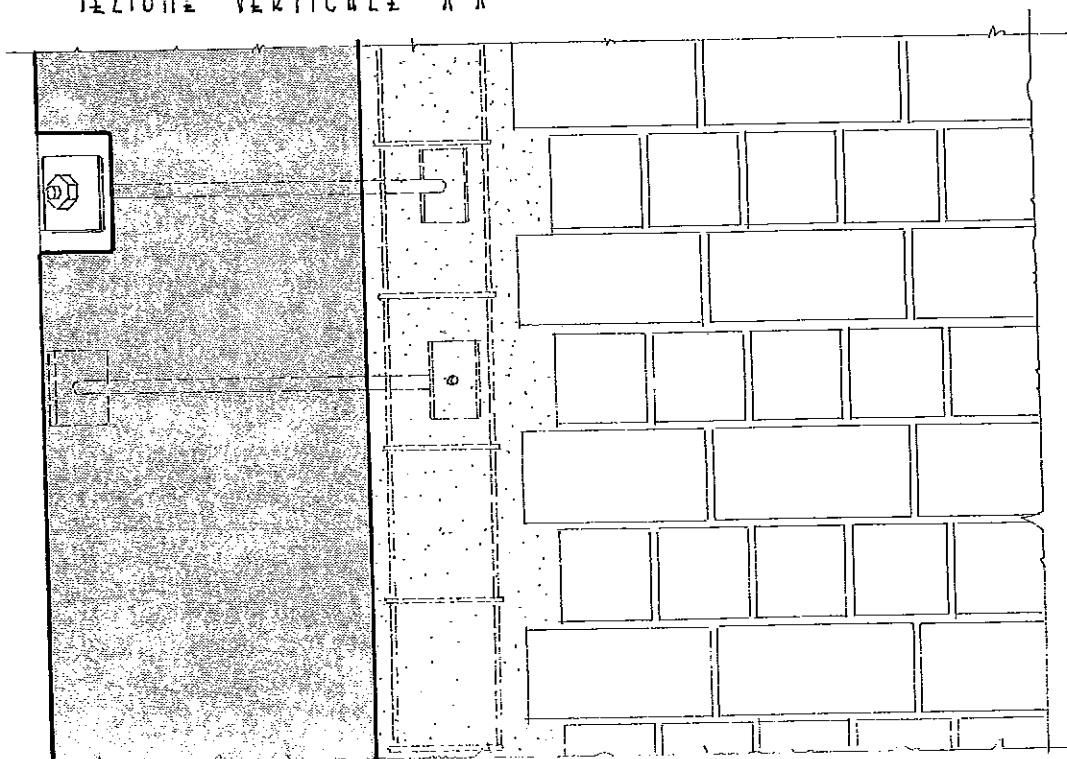
COLLEGAMENTO ALLA MURATURA ESISTENTE DA ESEGUIRE PREVIA PERFORAZIONE Ø 35 CON ATTREZZO A ROTAZIONE, ARMATA CON BARRE Ø 16 O SECONDO INDICAZIONE DELLA D.L. CONSTATATE SUL POSTO LE CONDIZIONI DELLE MURATURE.



COLLEGAMENTI FRA MURATURE ORTOGONALI



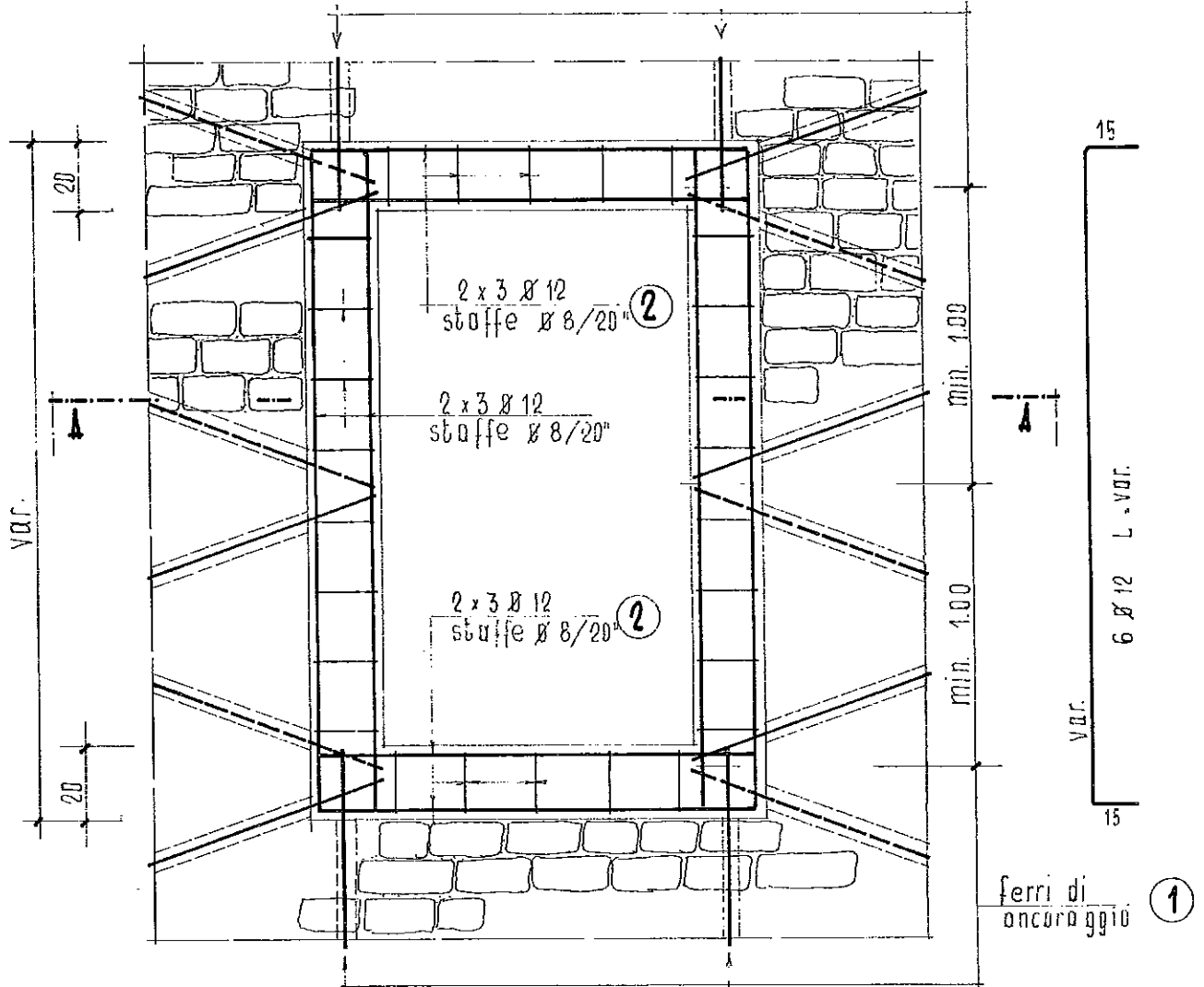
SEZIONE VERTICALE X-X



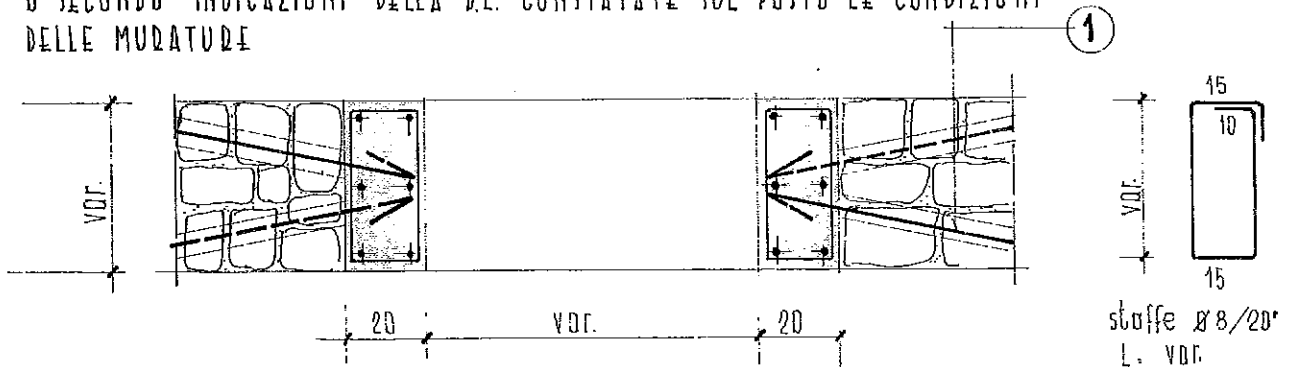
INTELAIATURE IN C.A. PER IRRIGIDIMENTO APERTURE

N.B. PRIMA DEL GETTO LE SUPERFICI DELLE MURATURE SARANNO RAVVIVATE E RIPULITE CON GETTO D'ACQUA

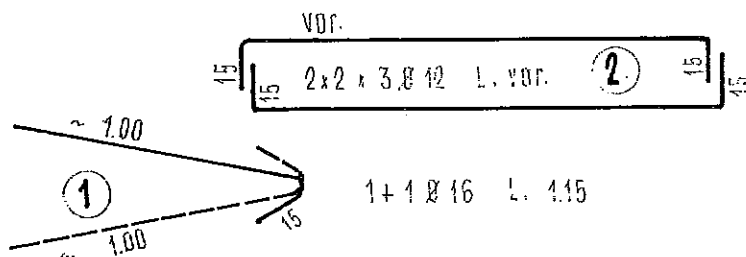
PROSPETTO



COLLEGAMENTO ALLA MURATURA ESISTENTE DA ELEGUIRE PREVIA PERFORAZIONE Ø 35 CON ATTREZZO A ROTAZIONE ARMATA CON BARRE Ø 16 D SECONDO INDICAZIONI DELLA D.L. CONSTATATE SUL POSTO LE CONDIZIONI DELLE MURATURE

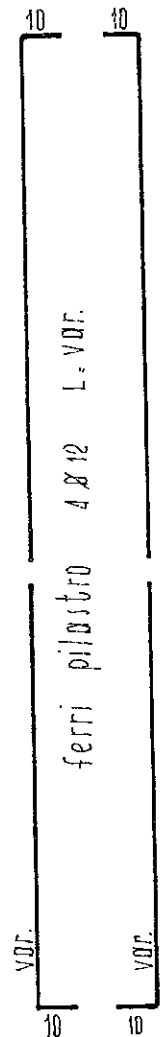
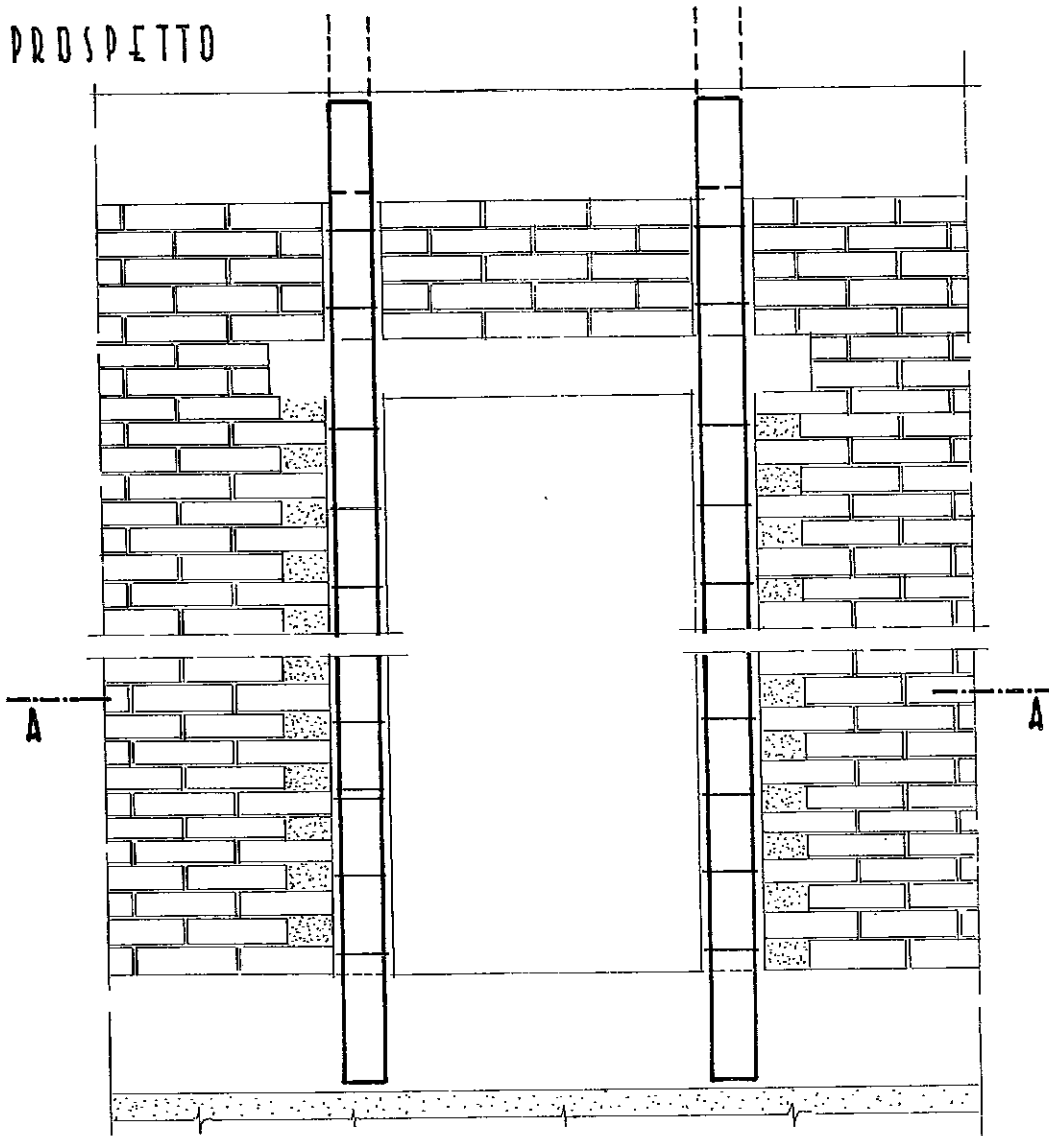


SEZIONE A-A

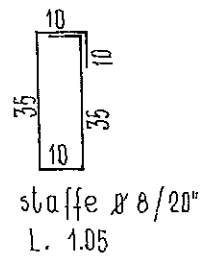
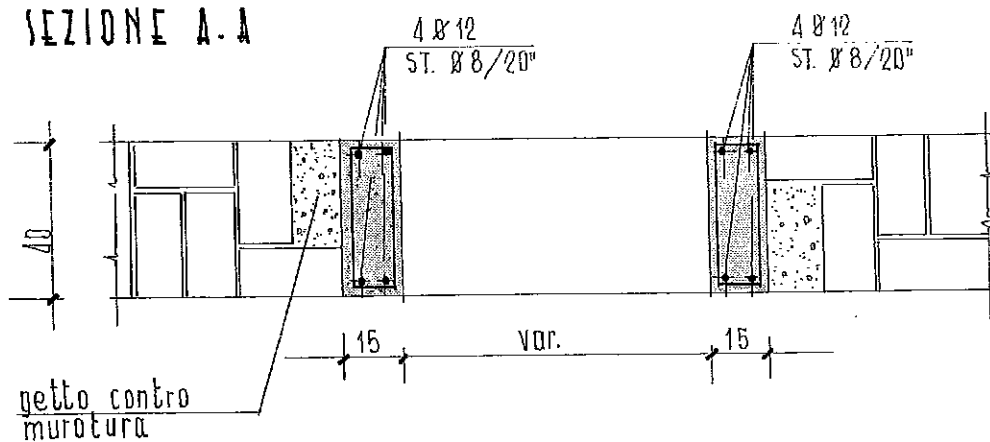


INTELAIATURA IN C.A. DI APERTURA PRATICATE IN NUOVA MURATURA DI MATTONI PIENI A TRE TESTE

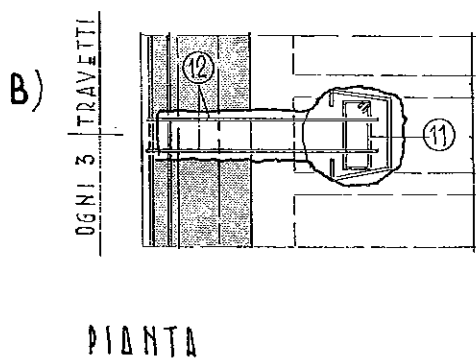
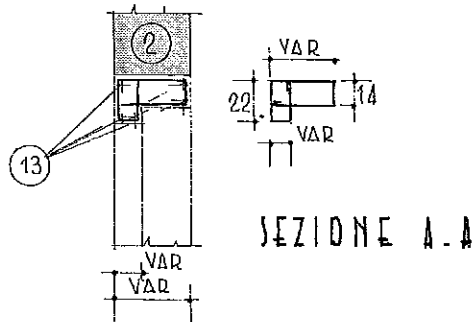
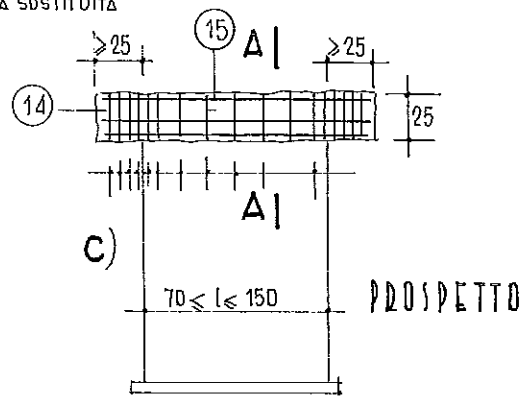
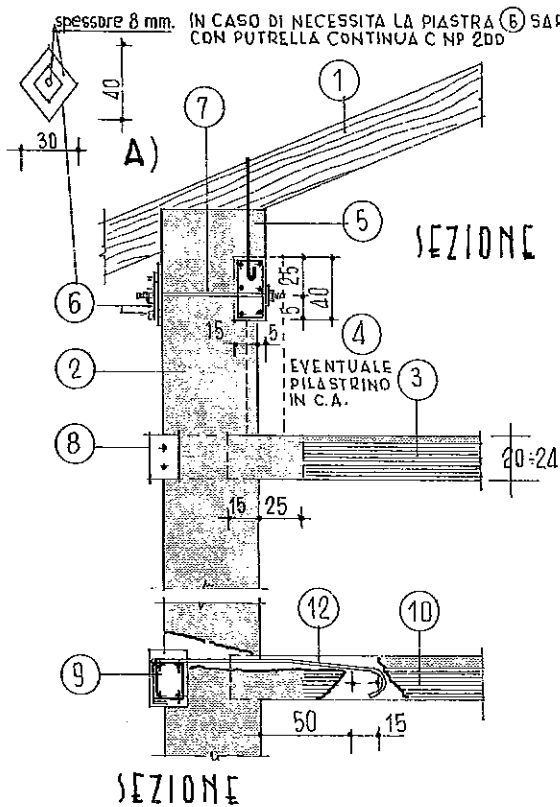
PROSPETTO



SEZIONE A-A



COLLEGAMENTI STRUTTURALI MEDIANTE CORDOLI



- ① Puntone esistente (o capriata)
- ② Muratura esistente
- ③ Solajo in laterocemento nuovo
- ④ Cordolo di collegamento in CLS 20x40 - Armatura 4 Ø 16 e 2 Ø 10 in mezzeria correnti con staffe 1 Ø 6/25"
- ⑤ Bloccaggio del puntone al cordolo in C.A. mediante tondo Ø 6
- ⑥ Piastra spessore 8 mm. in alternativa C NP 200 continuo
- ⑦ Tirante Ø 20 ogni 200÷250
- ⑧ Tiranti esterni Ø 24÷28 incassati o semincassati
- ⑨ Cordolo esterno armatura 4 Ø 16 staffe Ø 6/25 cm.
- ⑩ Solajo in latero cemento esistente
- ⑪ Staffone Ø 10
- ⑫ 2 Ø 16
- ⑬ 5 Ø 12 (per luci di 150÷200 armatura 5 Ø 14)
- ⑭ Staffe 1 Ø 6/10 le prime 5 agli appoggi
- ⑮ Staffe 1 Ø 6/15

ANCORAGGI TIPO DI TIRANTI

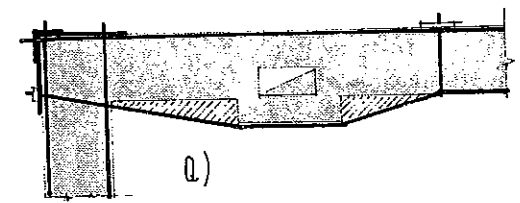
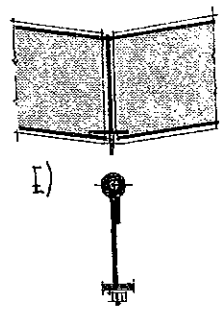
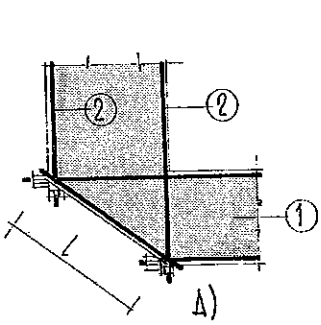
① MURATURA ESISTENTE

② TIRANTI $\varnothing 16-26$ mm.

- DIVERSE COMBINAZIONI DI TIRANTI ED IMMORSAMENTI Δ , B), C), D), E), F), G), H), I), L), M), N), V), P), Q), R), S), O).

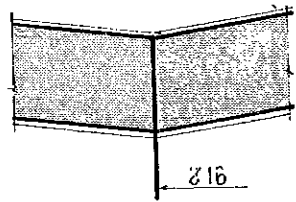
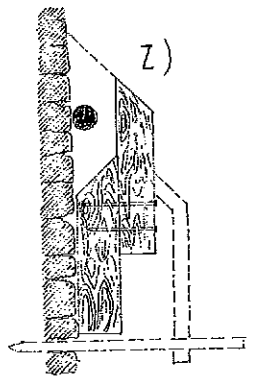
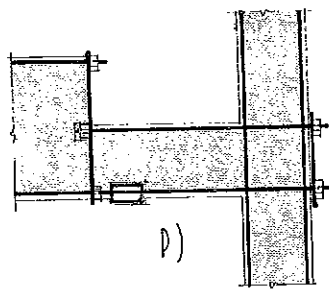
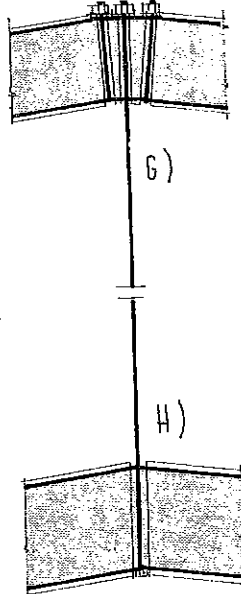
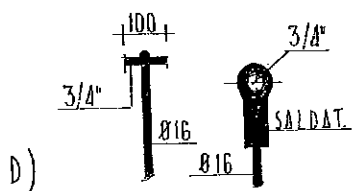
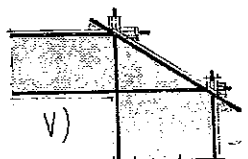
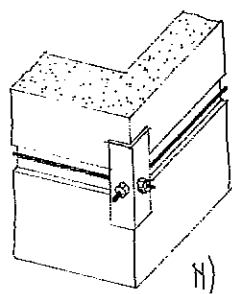
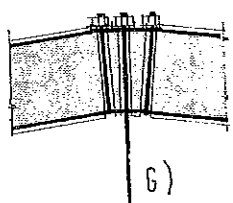
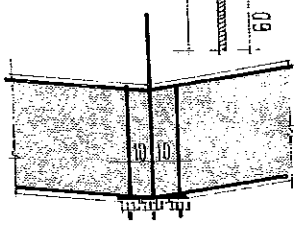
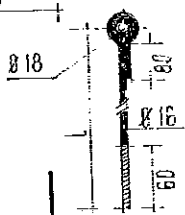
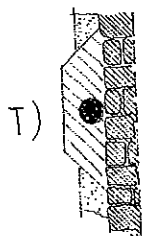
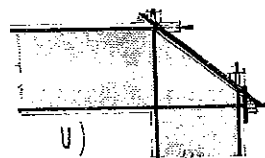
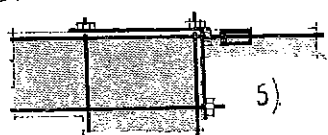
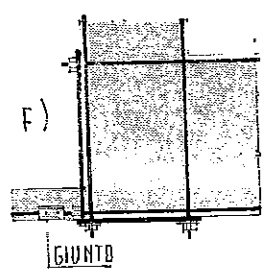
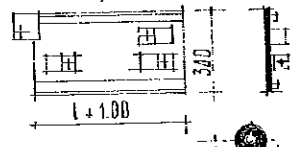
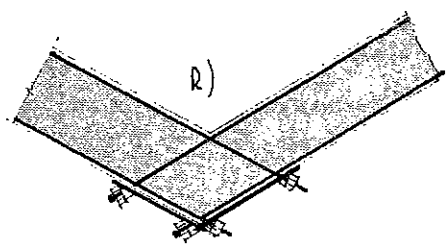
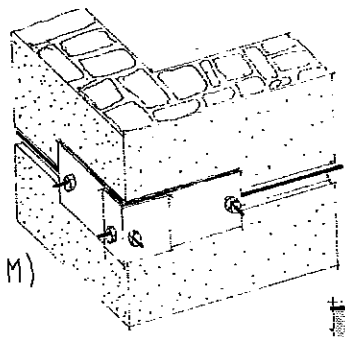
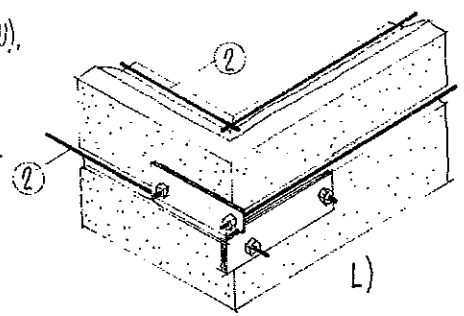
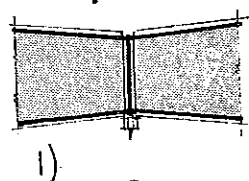
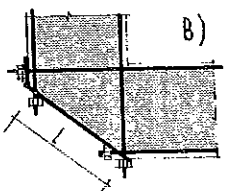
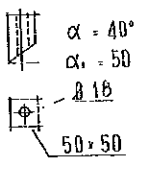
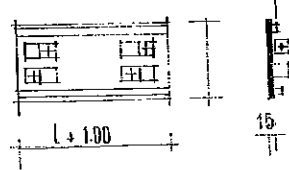
- RICOPRIMENTO DI TIRANTE ESTERNO: T)

- CASSERO PER FORMAZIONE RICOPRIMENTO TIRANTE ESTERNO: Z)

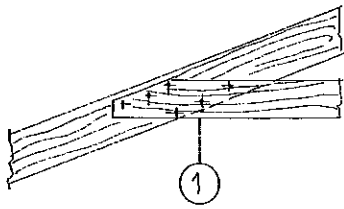


PIASTRA

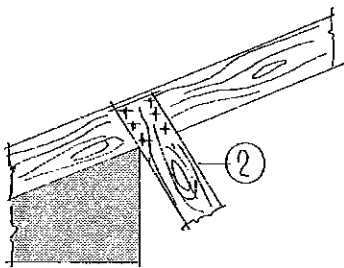
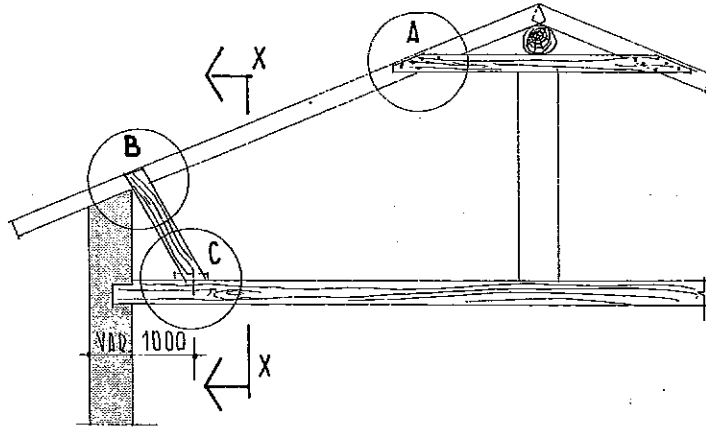
U HP 35/6



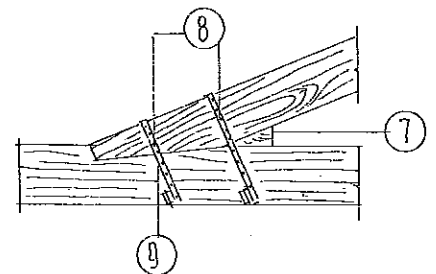
RINFORZI COBERTURE IN LEGNO



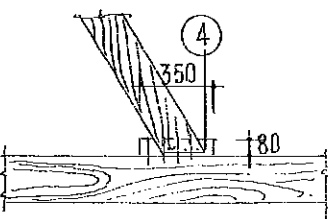
PARTICOLARE "A"



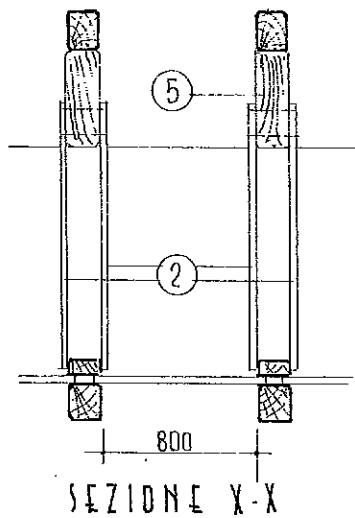
PARTICOLARE "B"



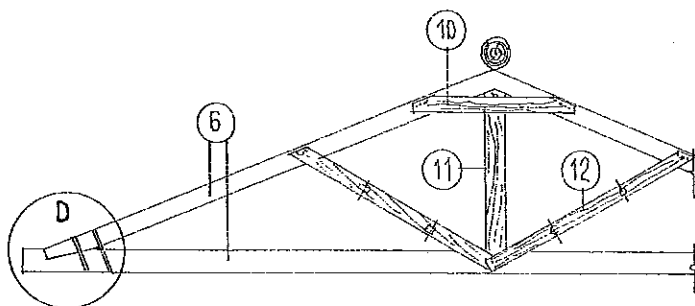
PARTICOLARE "D"



PARTICOLARE "C"



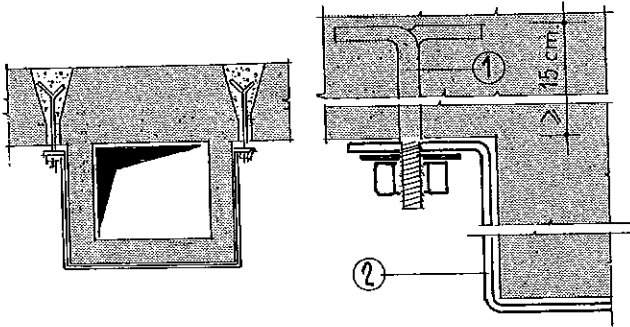
SEZIONE X-X



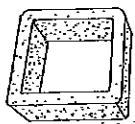
IRRIGIDIMENTO TIPO DI CAPRIATA

- ① 2 tavole 200x40
- ② 2 tavole 200x40
- ④ Ancoraggio in legno 350x80x200 ~
- ⑤ Puntone
- ⑥ Puntone e catena esistenti
- ⑦ Inserimento di cuneo in legno
- ⑧ Bandelle \varnothing 20x1 risvoltate oppure piatto semplice \varnothing 20x3 bullonato (previa eliminazione del carico)
- ⑨ Chiodi forgiati
- ⑩ Collegamenti 160x30 - 180x30
- ⑪ Puntone
- ⑫ Diagonali 160x30 - 180x30

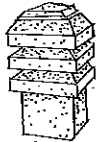
ANCORAGGIO CAMINI ESTERNI



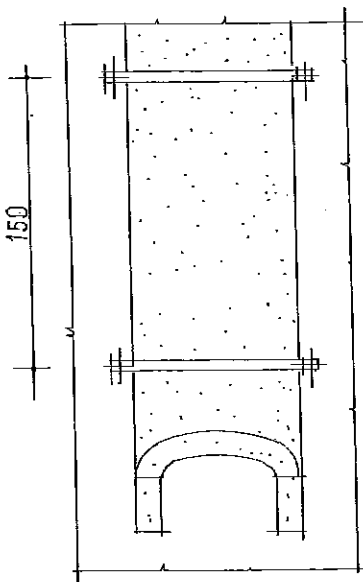
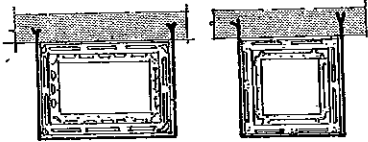
PIANTA



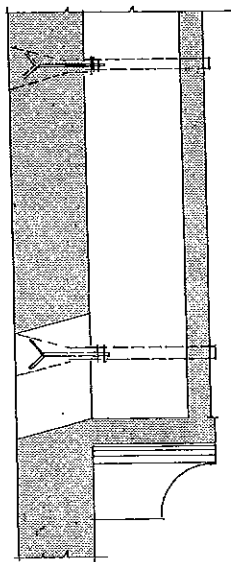
Per le sezioni 50x50 - 50x70 - 70x70, per ogni elemento di controcanna, si inseriscono 4 tavelle e 4 angolari



Per le sezioni 20x20 - 20x30 - 30x30 - 30x40 - 40x40, per ogni elemento di controcanna, si inseriscono 4 tavelle



VISTA



SEZIONE

① Staffe \varnothing 10 mm.

② Bandella 5x40 mm.

CAMINITERMO SHUNT				
TIPO	Dimensioni interne cm.	Dimensioni esterne cm.	Altezza blocchi cm.	Peso Kg/m.
T 15x20	15x20	28x28	25	60
T 20x20	20x20	28x28	25	64
T 20x30	20x30	28x39	25	78
T 30x30	30x30	42x42	25	120
T 30x40	30x40	42x52	25	130
T 40x40	40x40	52x52	25	175
T 40x50	40x50	52x62	25	200
T 50x50	50x50	64x64	33	252
T 50x60	60x60	74x74	33	309
T 60x80	50x80	74x94	33	354
T 80x80	80x80	94x94	33	380

COMIGNOLI SHUNT					
Modello	Dimensioni interne cm.	Dimensioni esterne cm.	Elementi n.	Altezza cm.	Peso Kg.
1	15x20	31x36	3	40	38
2	20x20	36x36	3	42	50
4	20x30	36x48	3	42	57
5	30x30	48x48	3	48	70
6	30x40	48x56	4	65	110
7	40x40	58x58	4	65	160
8	40x50	58x68	4	68	175
9	50x50	70x70	4	70	210
10	60x60	80x80	4	80	260
11	60x80	80x100	5	90	400
12	80x80	100x100	5	90	500

