VALUTAZIONE ED ADEGUAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA: METODOLOGIE ED ESEMPI

prof. Ing. Bruno Calderoni

Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Università di Napoli Federico II



Indice:

1 – Le tipologie degli edifici in muratura esistenti e la concezione strutturale dell'edificio moderno.

2 – Le prescrizioni generali dell'Ordinanza 3274 e 3431 per gli edifici in muratura in zona sismica.

3 – L'edificio soggetto ai carichi verticali e a forze orizzontali trasversali ai muri (verifica per i carichi verticali).

4 – L'edificio soggetto a forze orizzontali agenti nel piano dei muri e ai carichi verticali (verifica per le forze sismiche).

5 – La verifica di un edificio esistente.

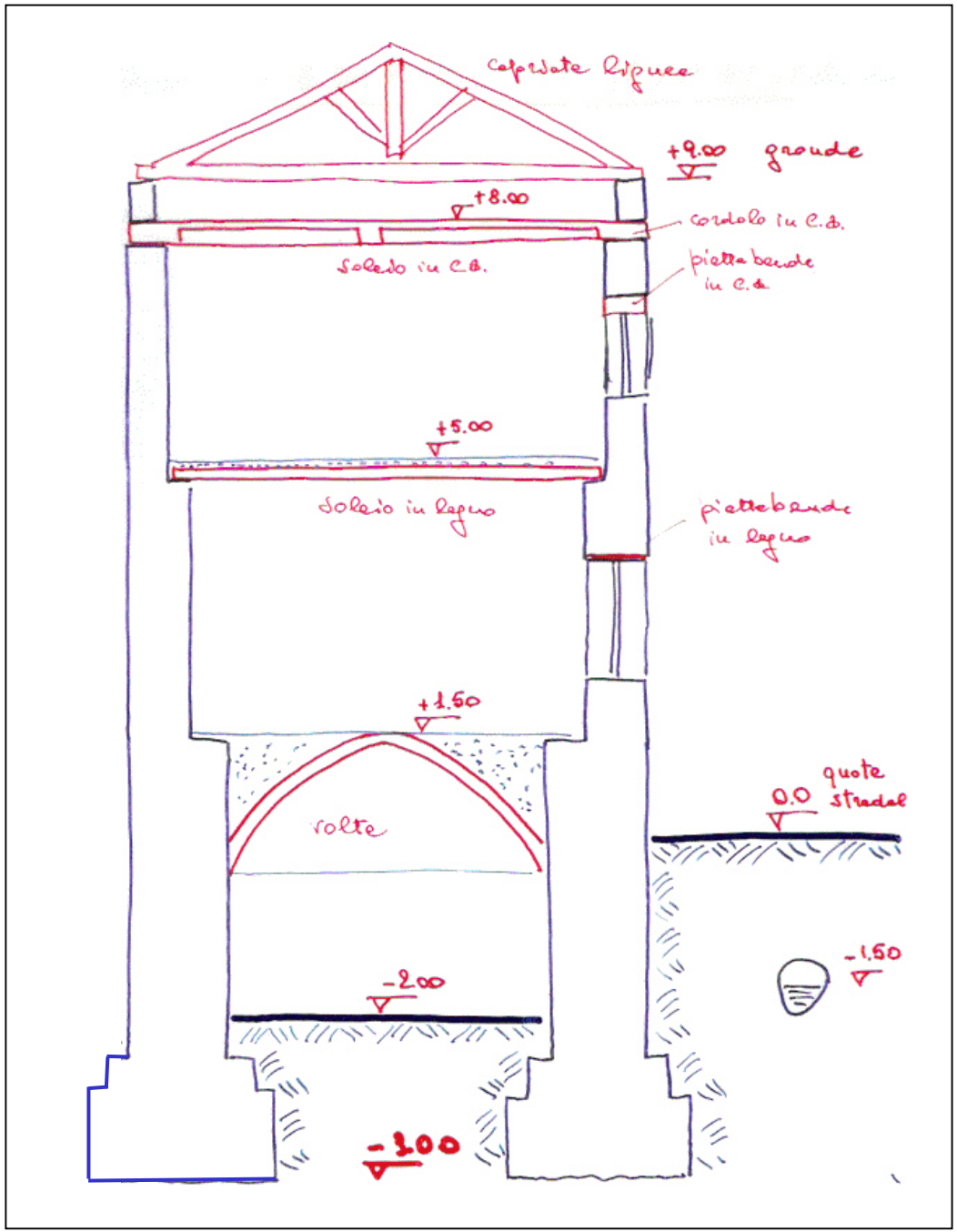
6 – Il progetto di un edifico nuovo.



VALUTAZIONE ED ADEGUAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA: METODOLOGIE ED ESEMPI

Parte 1:

LE TIPOLOGIE DEGLI EDIFICI IN MURATURA ESISTENTI E LA CONCEZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO MODERNO.



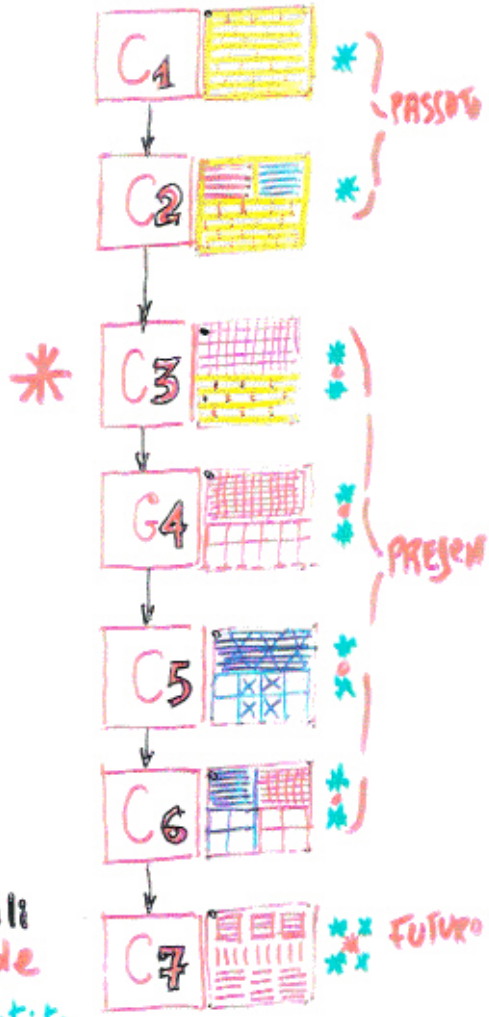
Tipologia strutturale degli edifici esistenti

CLASSIFICAZIONE STRUTTURALE

• CESUN •

TIPOLOGIE DI BASE

- integralmente in muratura
- ritti in muratura
  orizzontamenti in legno o acciaio
- ritti in muratura
  orizzontamenti in cemento armato
- ossatura in cemento armato
- ossatura in acciaio
- ossatura mista acciaio + c.a.
- strutture sperimentali industrializzate - nde

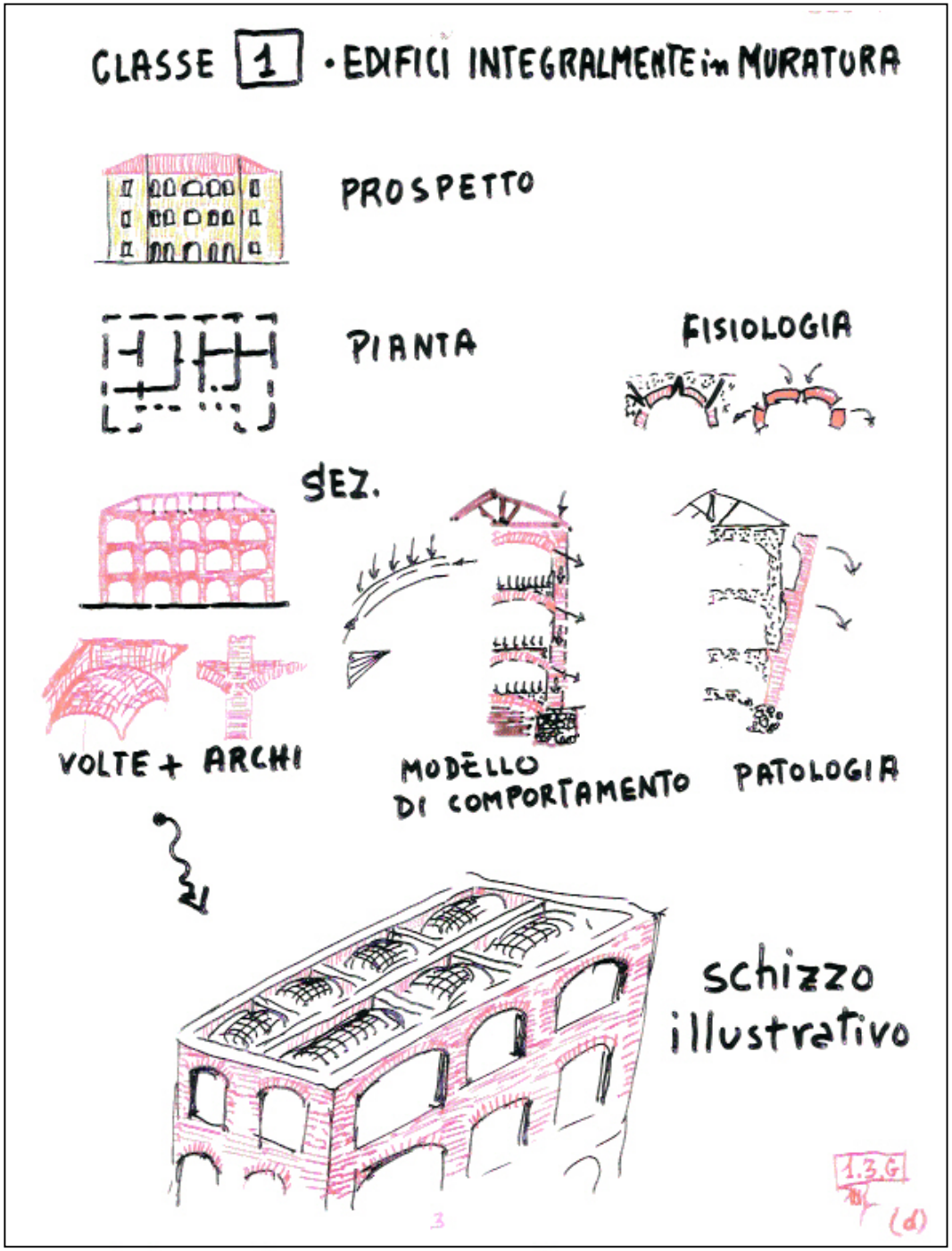


* esistenti - non consentite

** nuove costruzioni - consentite

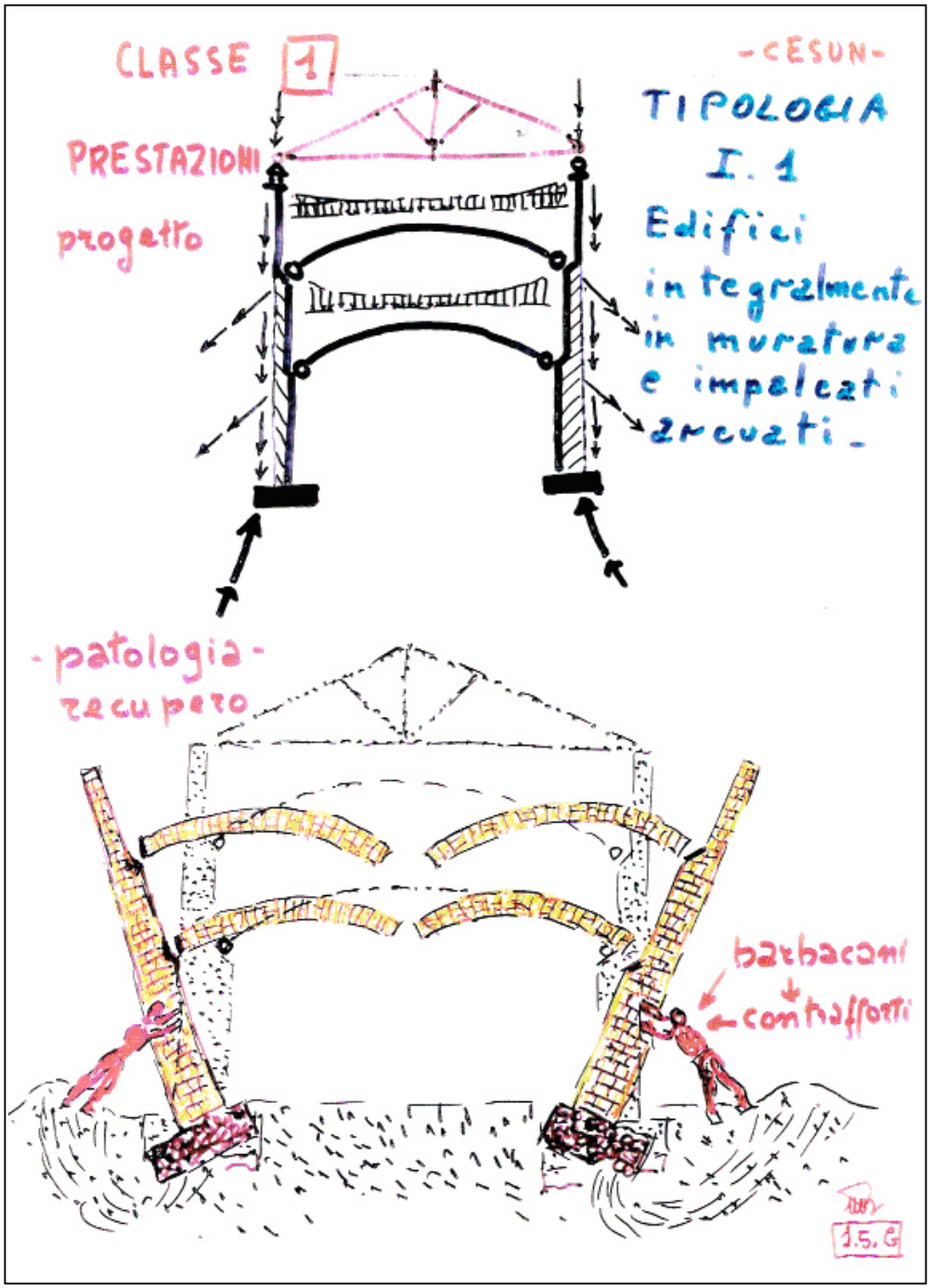
*** in corso di sperimentazione

1,2 G



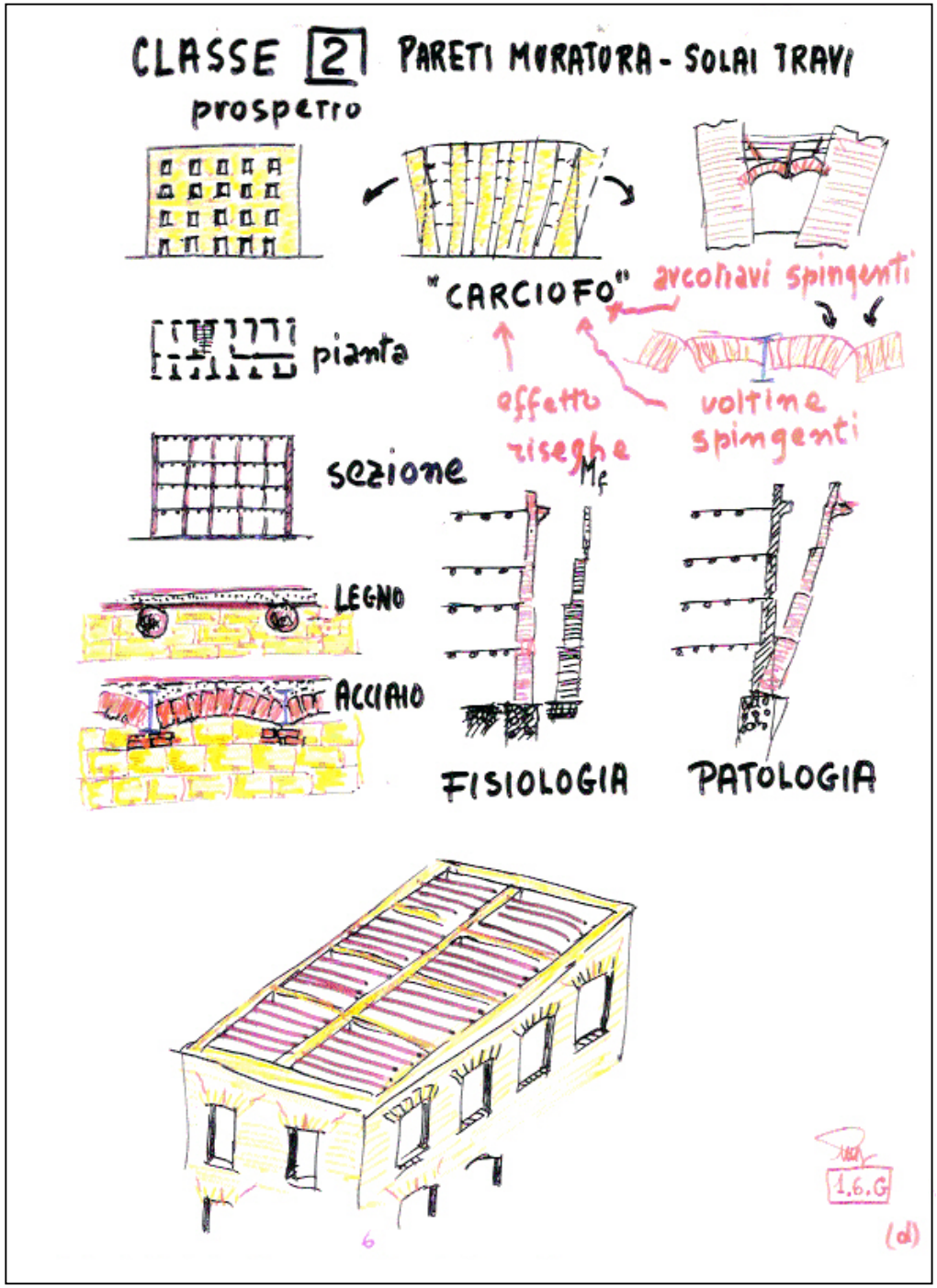
Edifici della I classe

- Volte ed archi spingenti
- Muri di elevato spessore
- Altezza contenuta



Edifici della I classe

Le pareti di facciata sopportano le spinte delle volte e possono ribaltare verso l'esterno (fenomeno instabile non lineare)

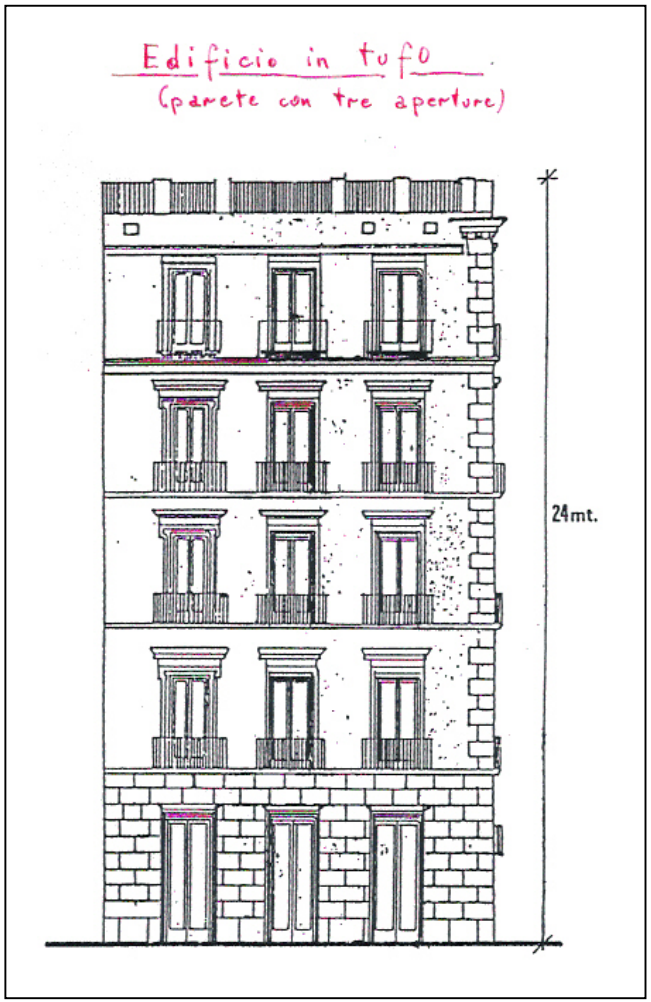


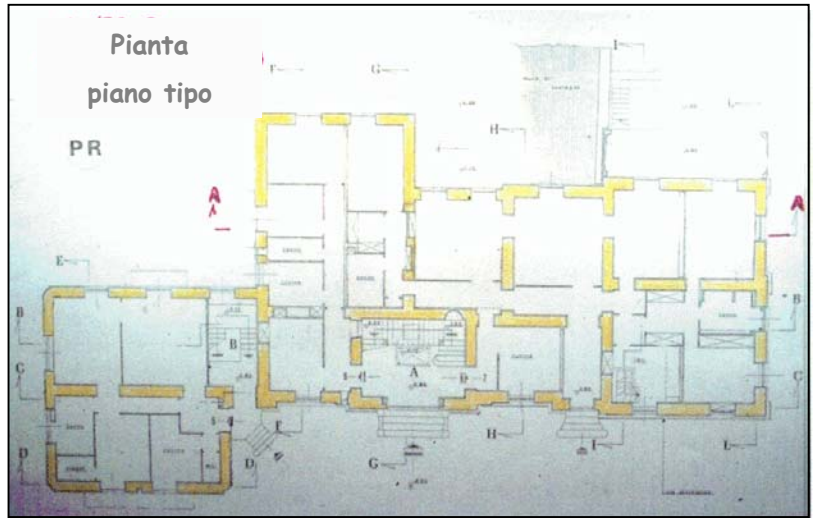
Edifici della II classe

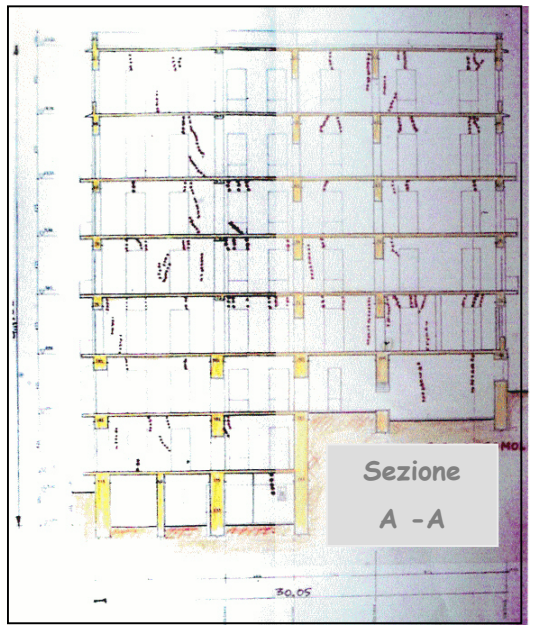
- Pareti murarie continue per tutta l'altezza dell'edificio
- Solai isostatici con travi in legno e, dalla fine del 1800, in ferro.

- L'introduzione delle travi metalliche non produce alcun miglioramento dello schema statico globale.

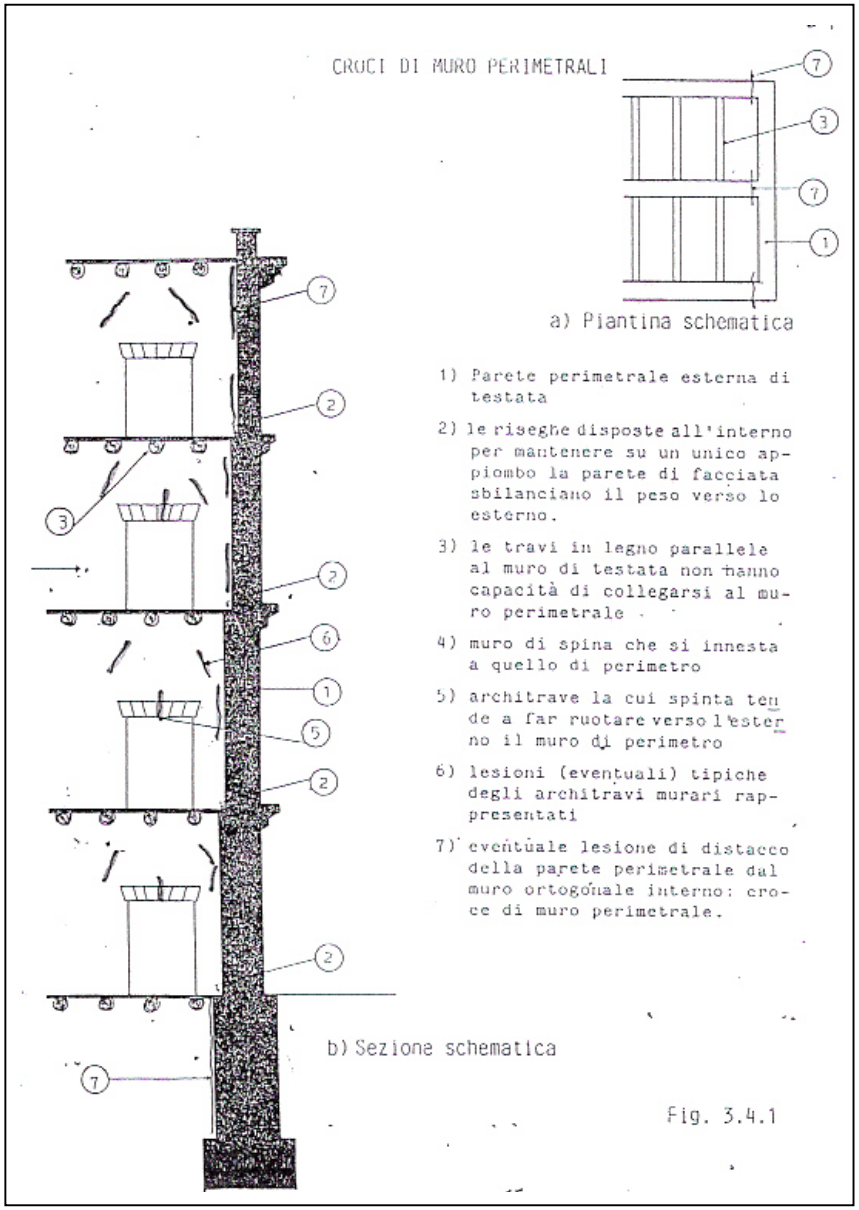
Edifici della II classe

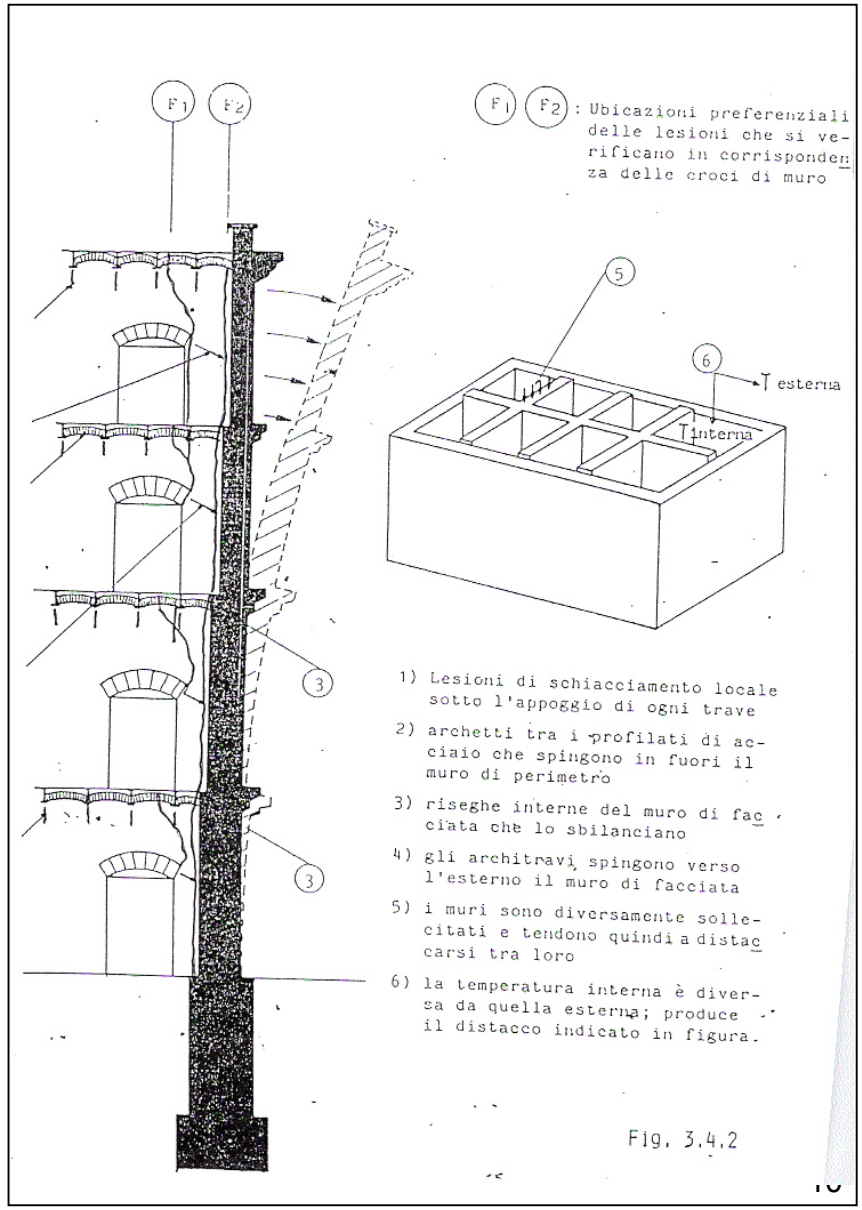




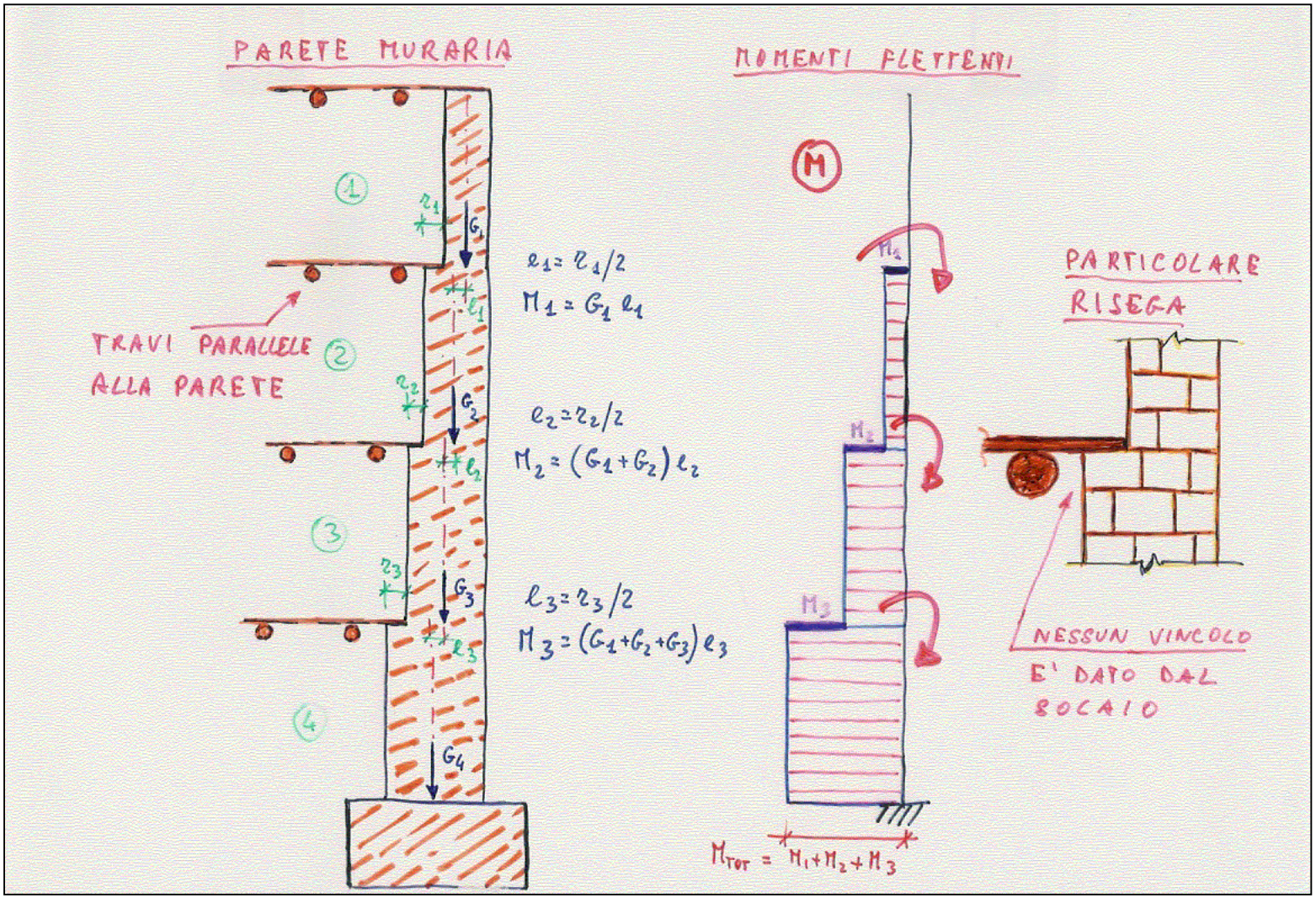


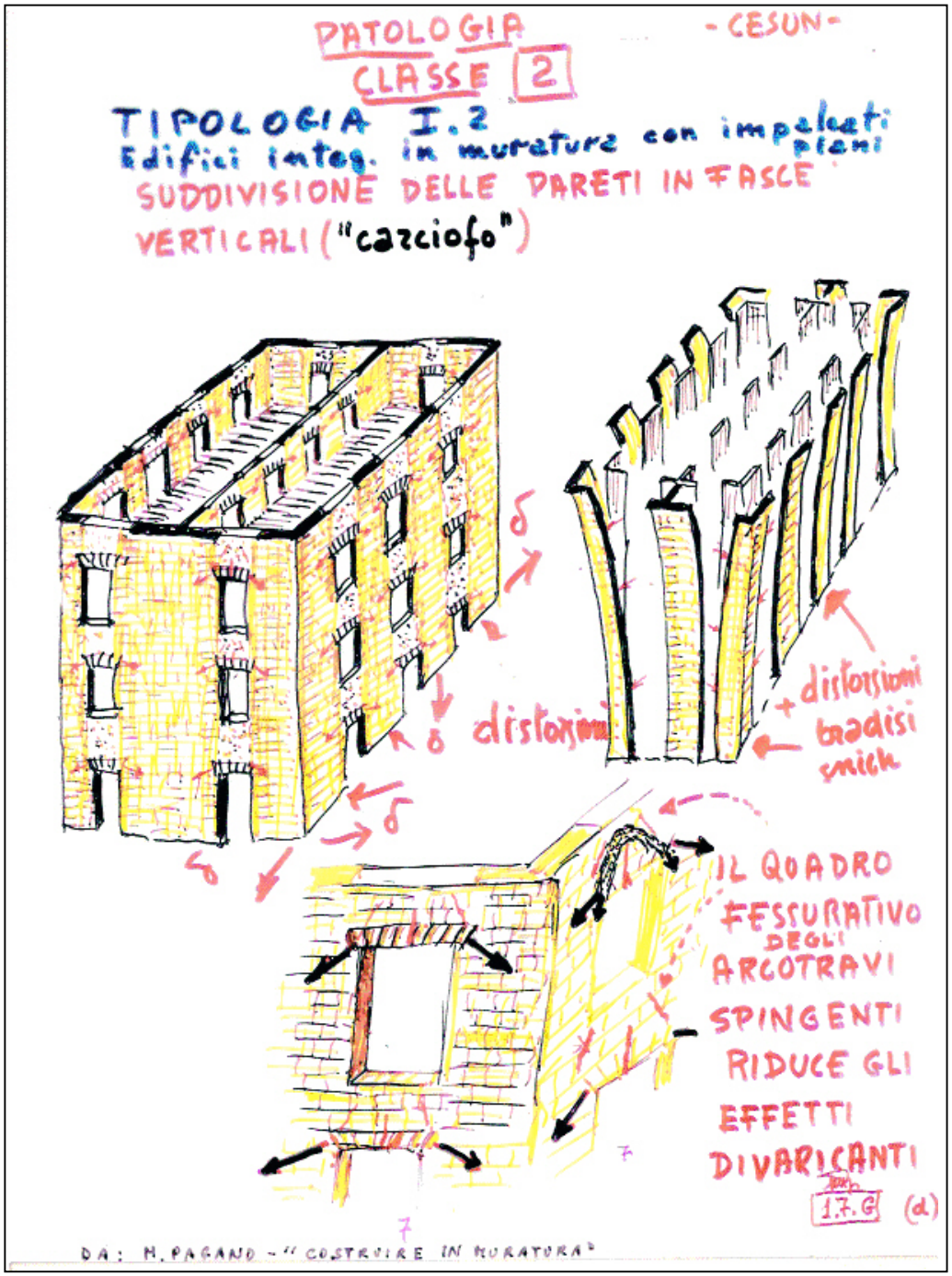
Le pareti di facciata si distaccano e diventano mensole a tutt'altezza





L'effetto forma tende a far ribaltare la parete verso l'esterno



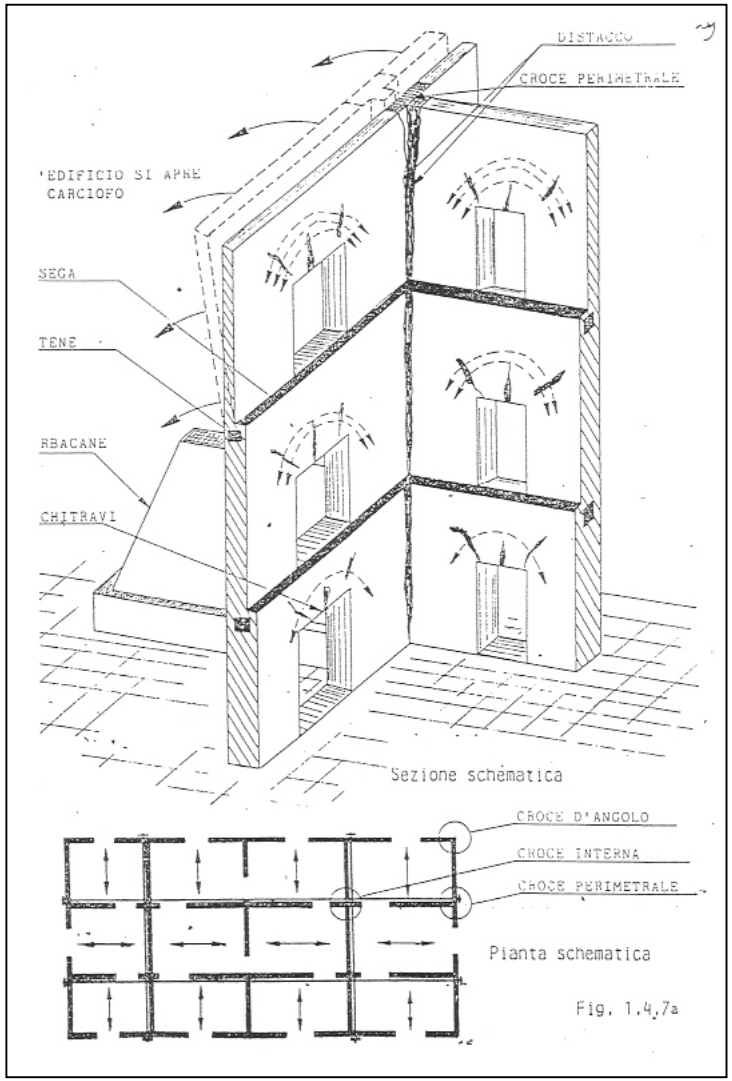


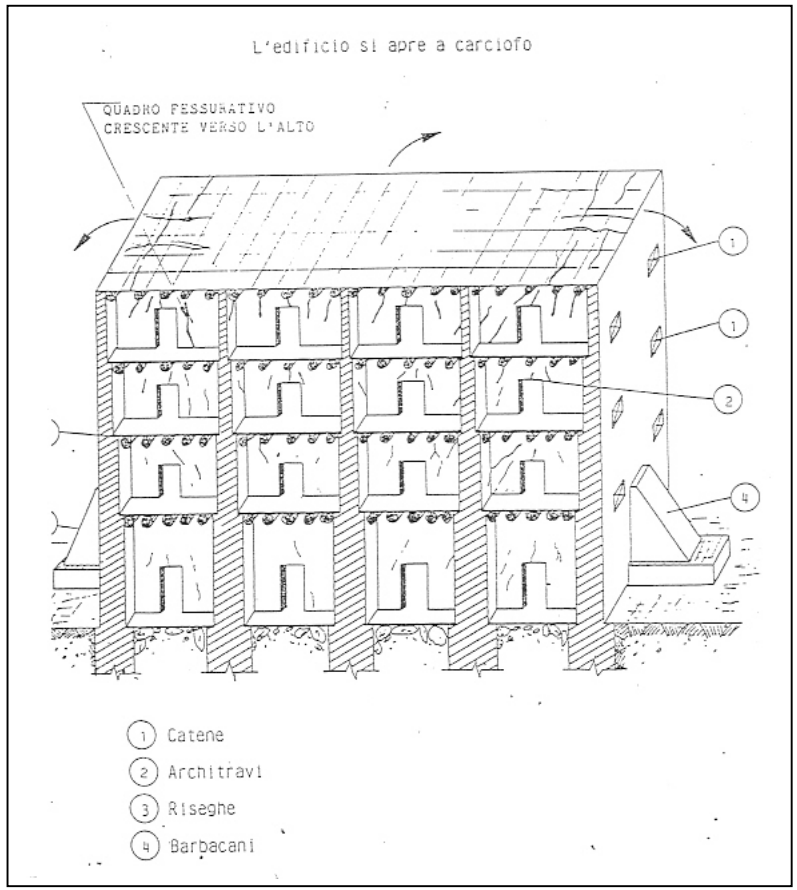
I difetti degli edifici della II classe:

- Ripartizione non uniforme dei carichi verticali
- Micro effetti spingenti di voltine e piattabande
- Rottura delle croci di muro
- Eccentricità di forma delle pareti perimetrali e mancanza di incatenamenti

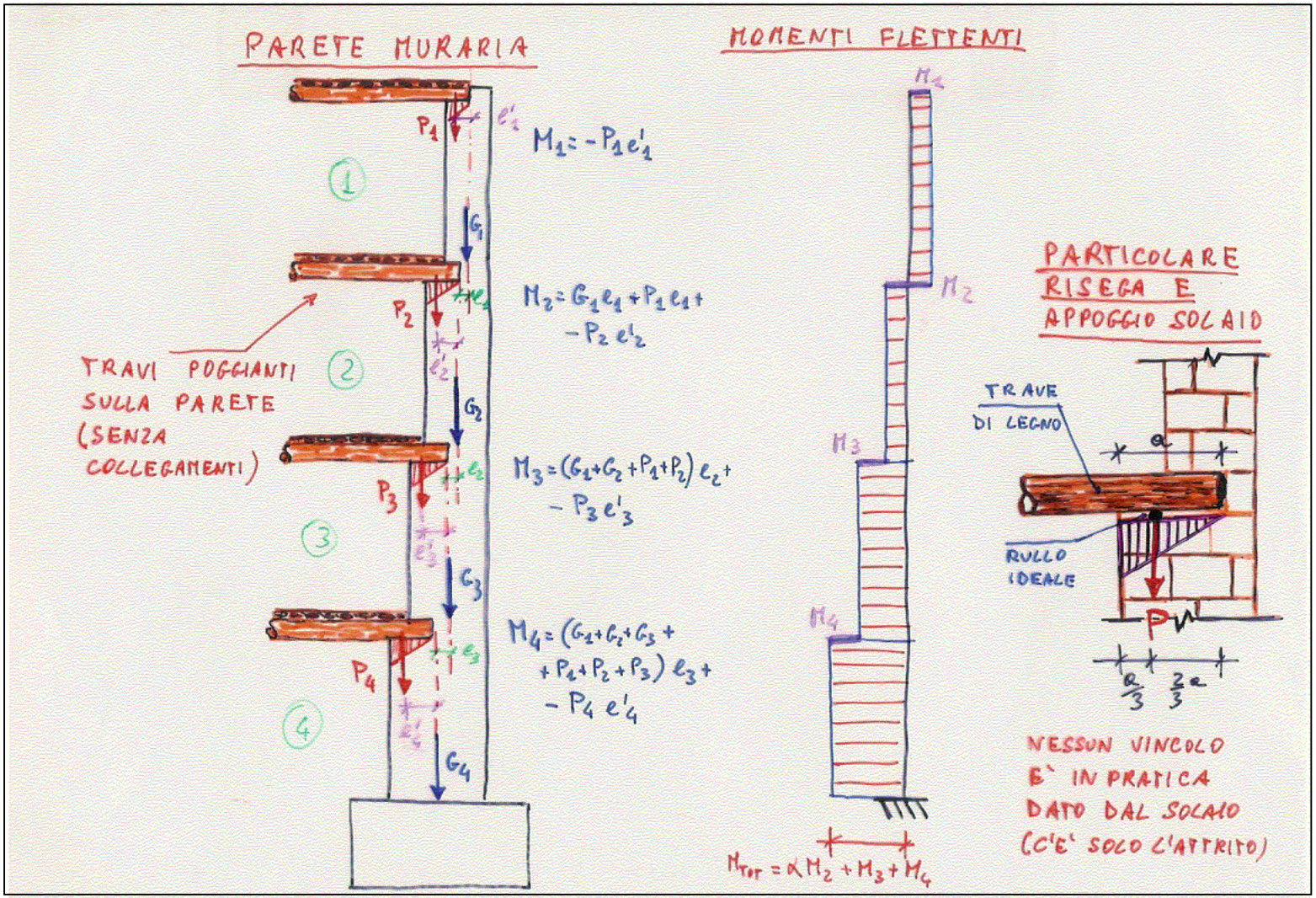
L'edificio tende ad aprirsi a "carciofo"

Gli interventi del passato

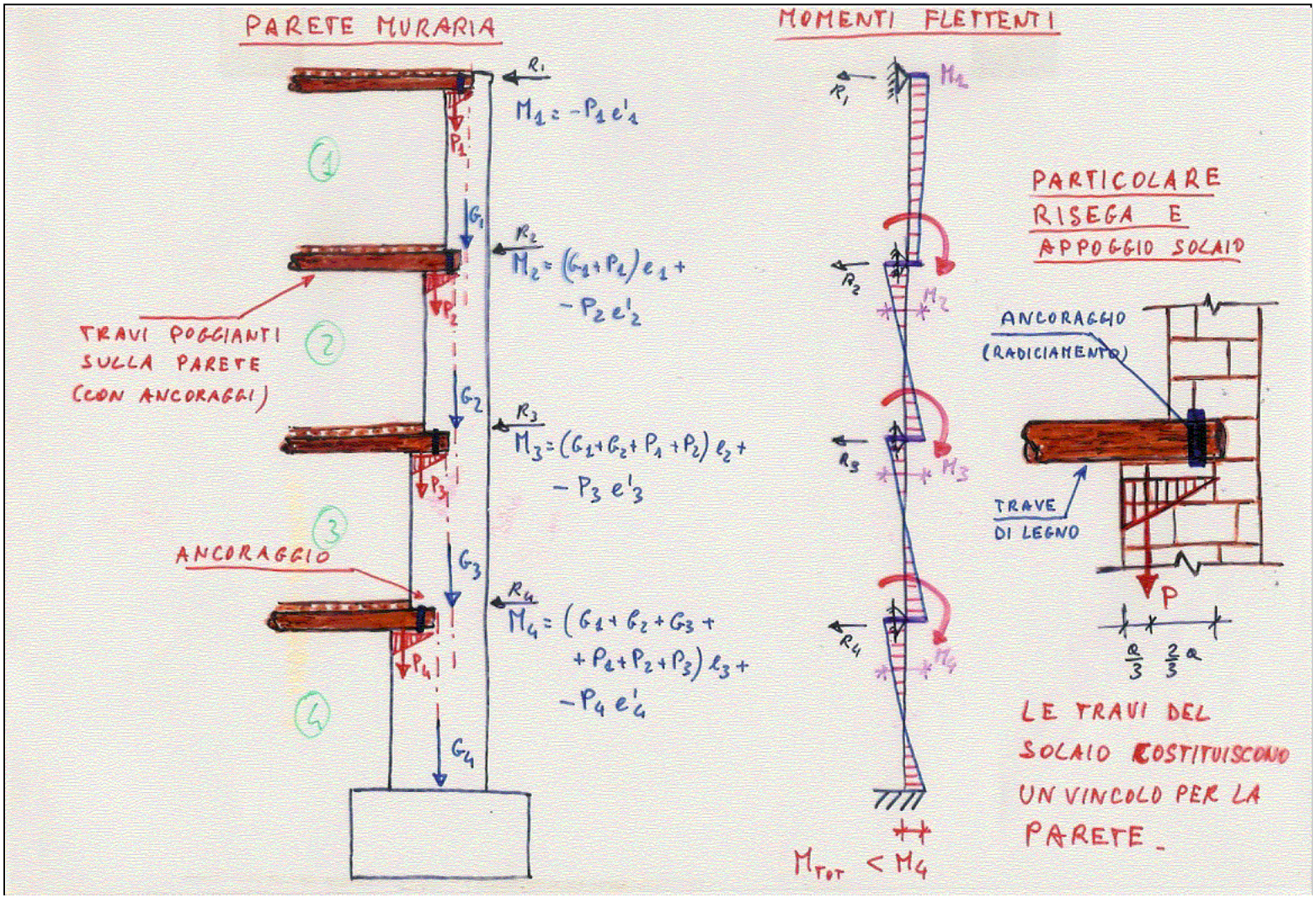




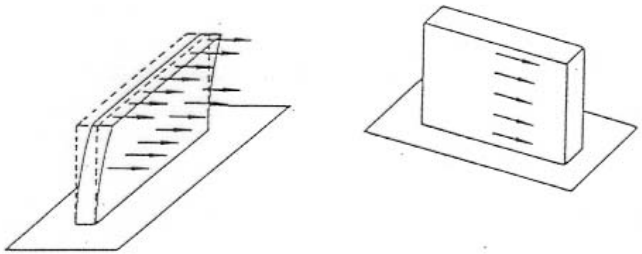
L'effetto benifico dei solai portati dalle pareti di facciata



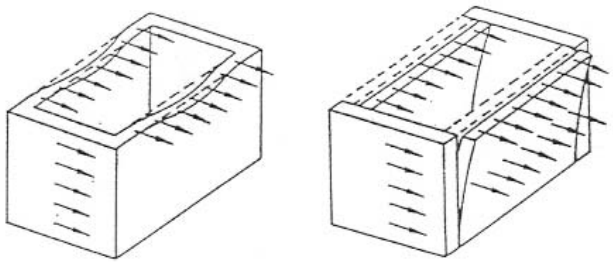
L'effetto molto favorevole dei collegamenti delle travi alla muratura



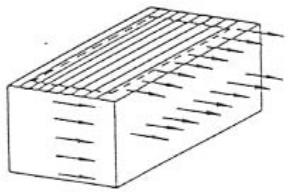
a) SINGLE WALL



b) WHOLE MASONRY BUILDING

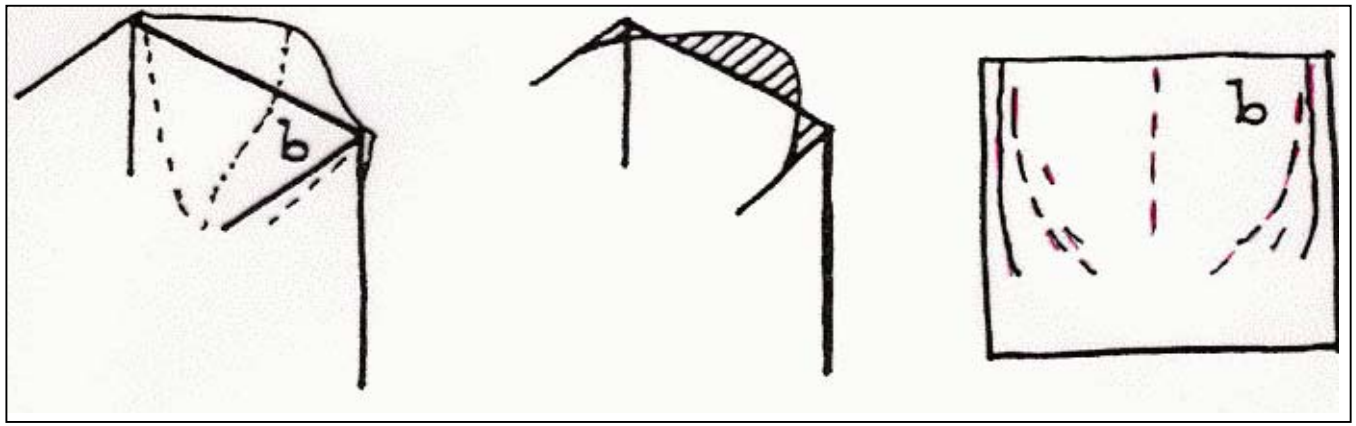


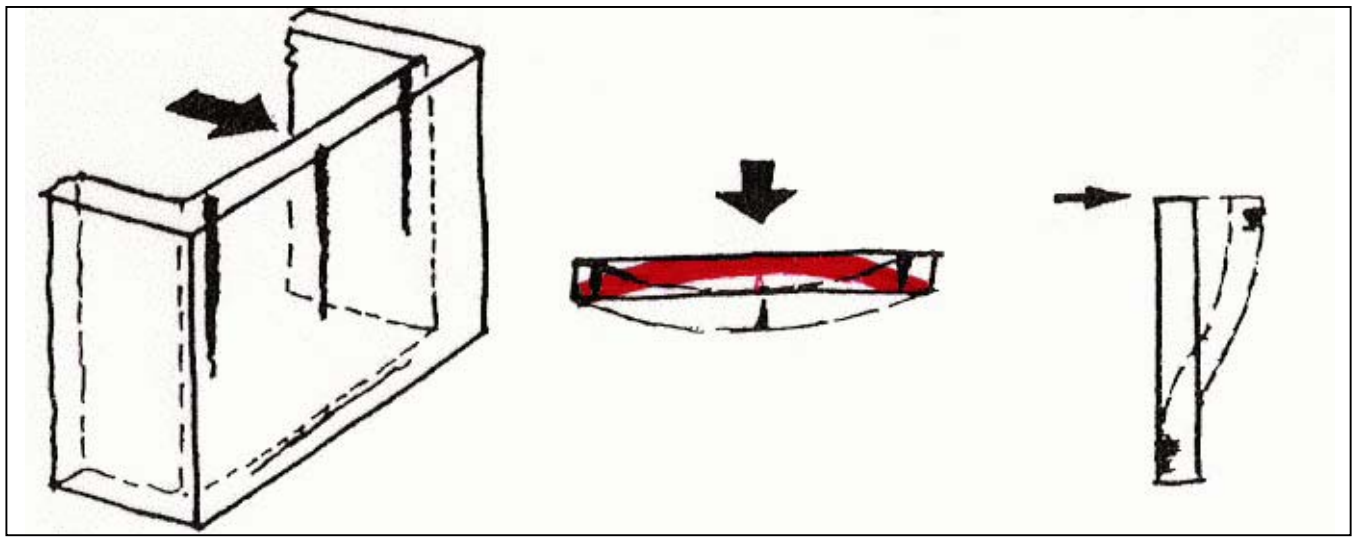
c) BUILDING WITH RIGID DIAPHRAGM



Comportamento delle strutture murarie sotto azioni sismiche

Comportamento delle pareti al di fuori del piano







Le pareti di facciata si ribaltano verso l'esterno e portano al crollo rovinoso parziale o totale

Solai in legno



Volte murarie



Le pareti di facciata si ribaltano verso l'esterno e portano al crollo rovinoso parziale o totale

Solaio in c.a.

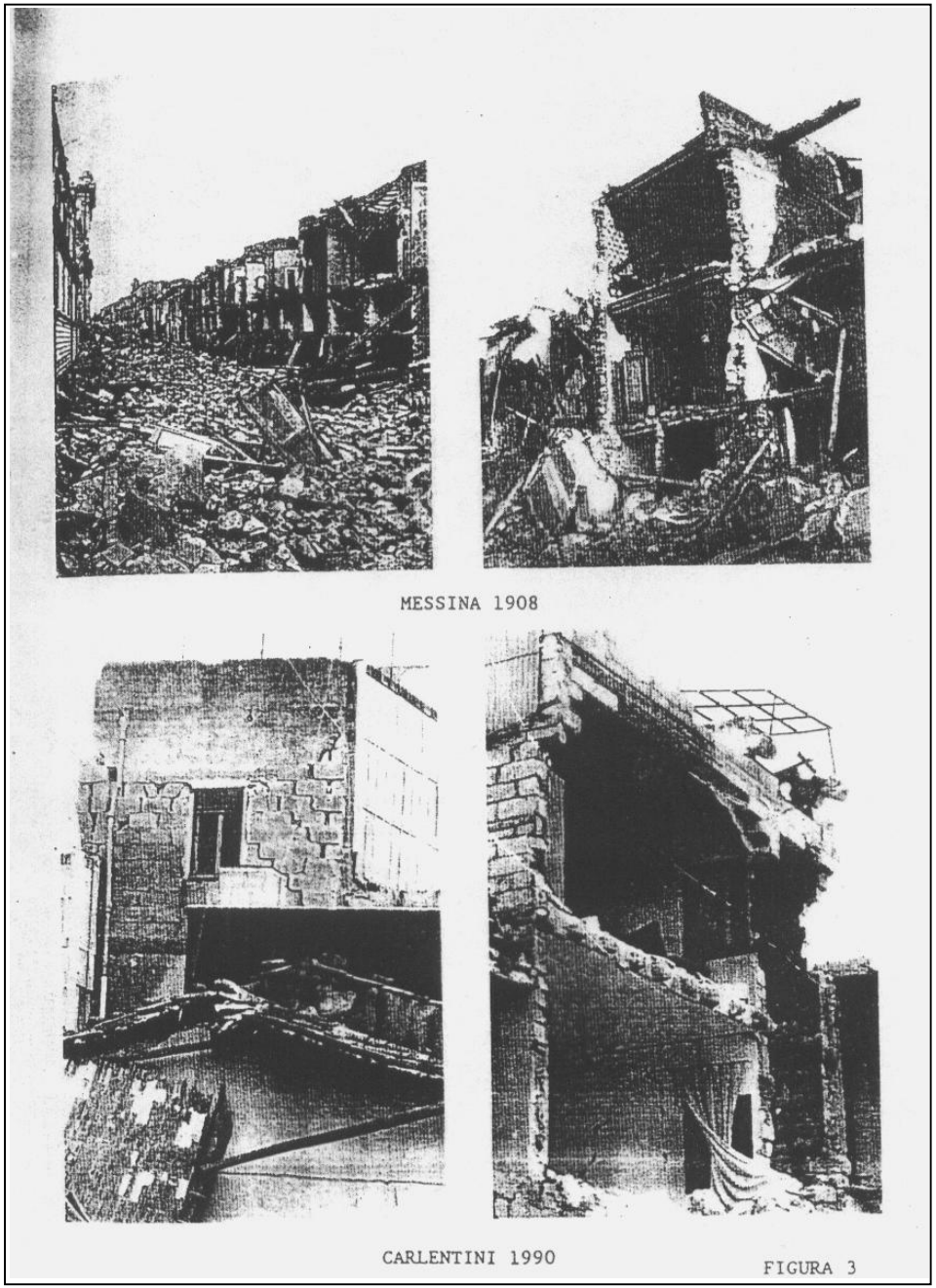


Solaio in ferro

Messina dopo il terremoto del 1908



Sono crollati prevalentemente i muri perimetrali non "portanti"



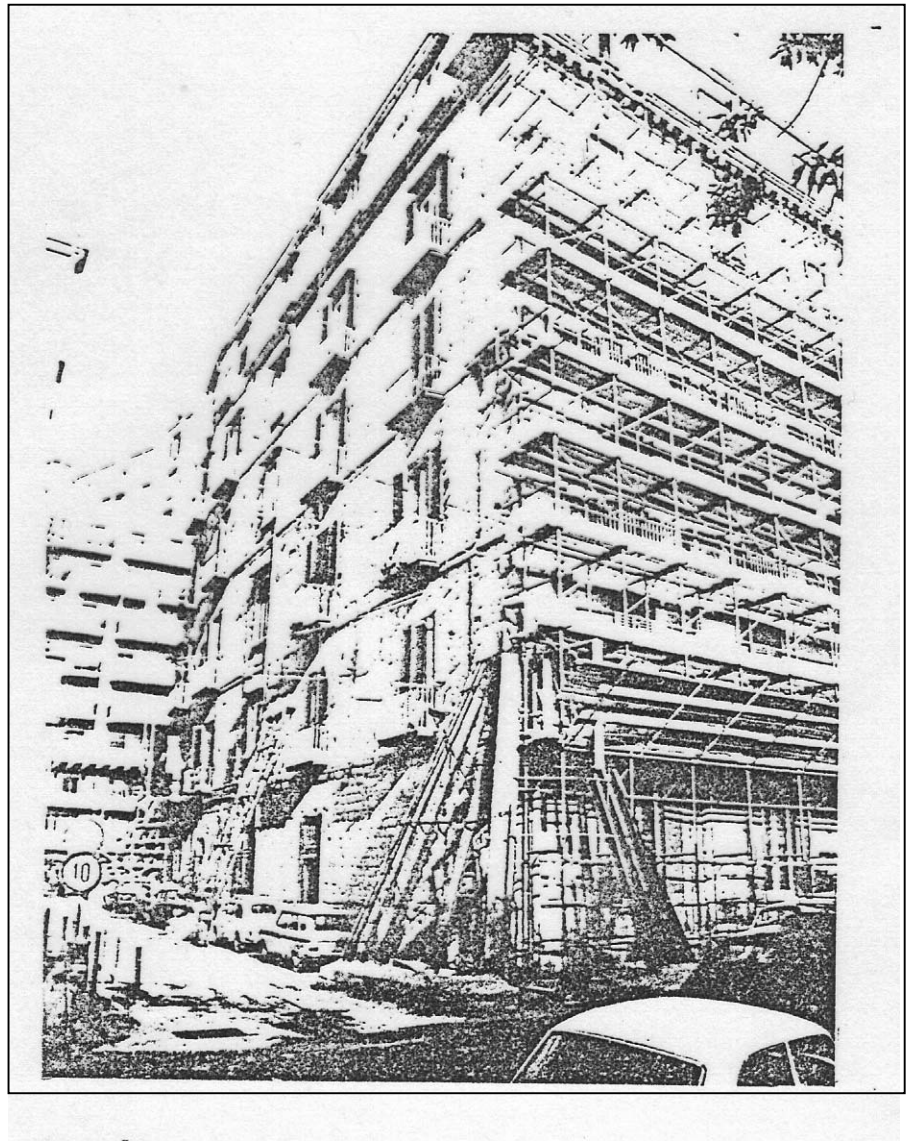
In 100 anni non è cambiato quasi niente

La mancanza dei collegamenti trasversali rende critico il problema del comportamento fuori dal piano della parete

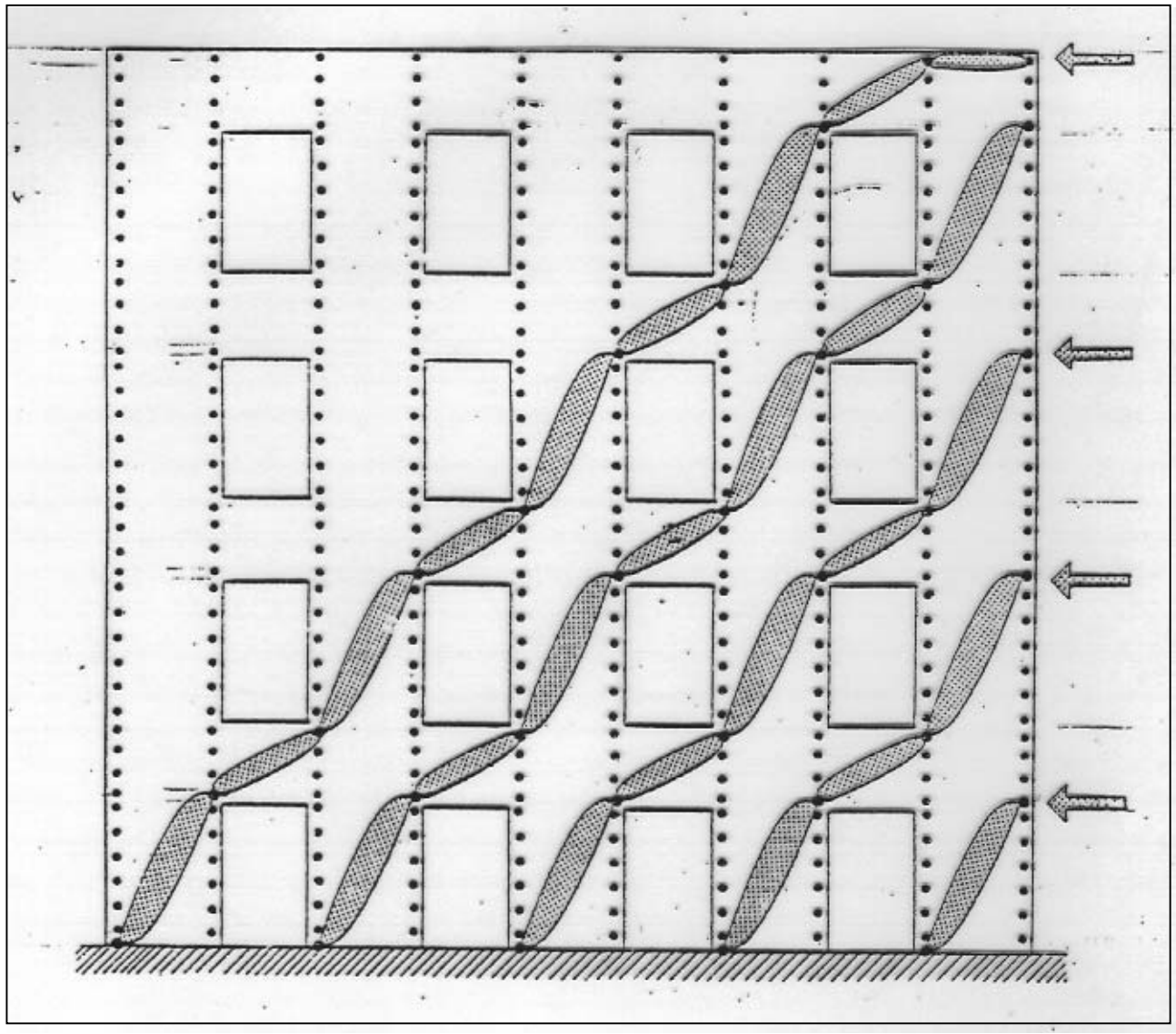
LE PARETI DI FACCIATA NON SONO IN GRADO DI RESISTERE AL SISMA DA SOLE

Comportamento delle pareti nel proprio piano

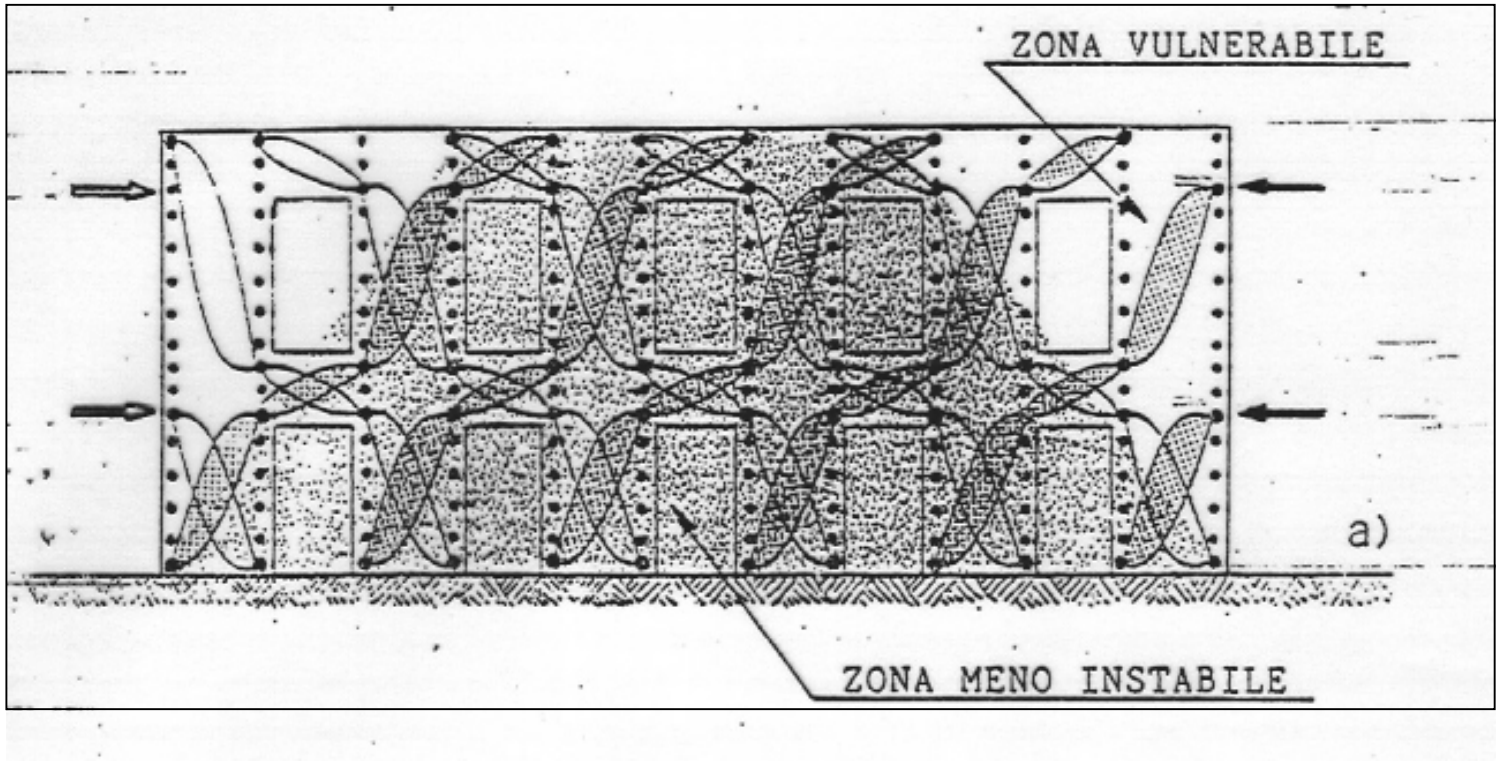




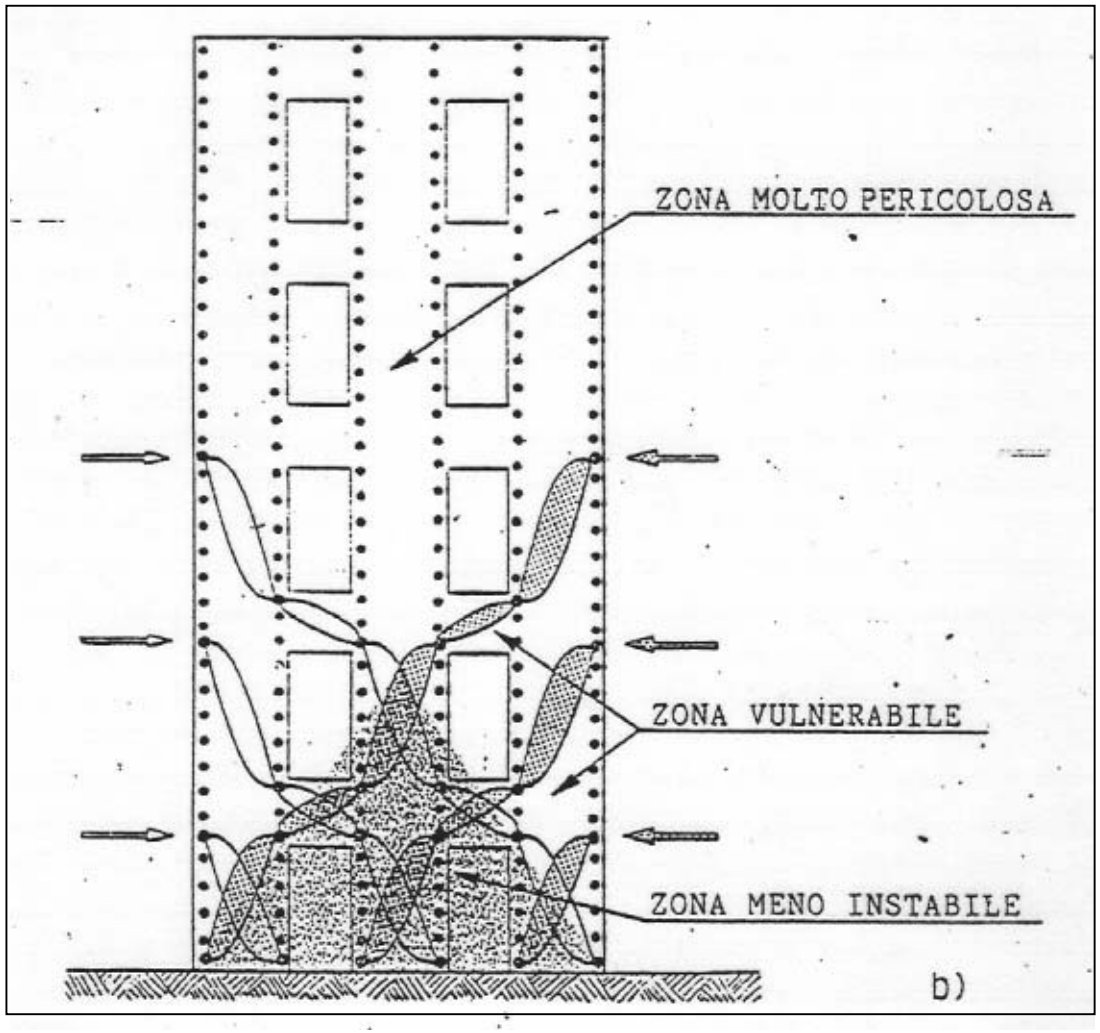
La parete muraria priva di elementi orizzontali resistenti a trazione (I e II classe)



Le pareti basse sono meno vulnerabili……



…… di quelle alte

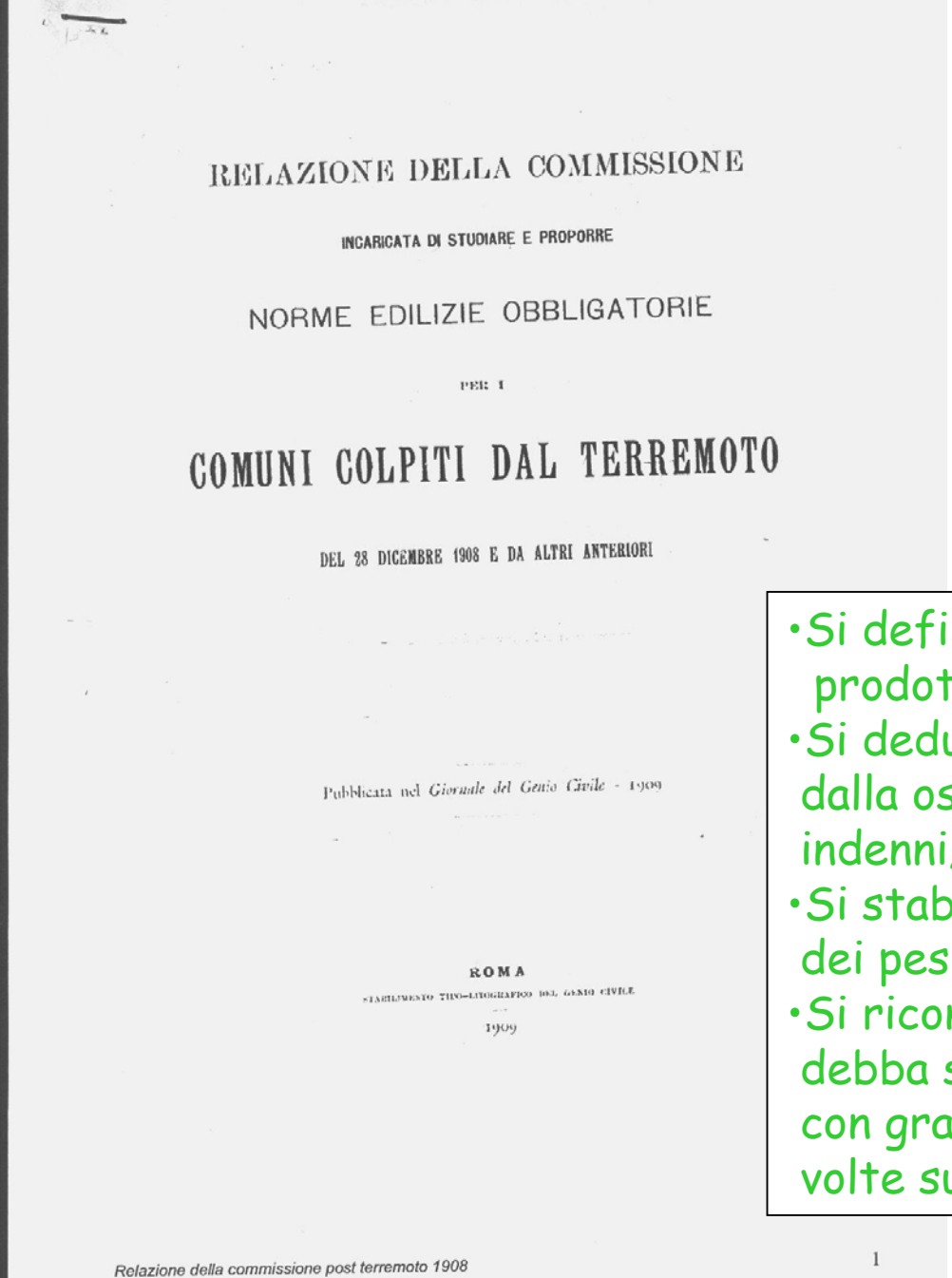




Se le facciate non si staccano si può attivare il comportamento nel piano della parete

Le zone triangolari in alto crollano in mancanza di collegamenti orizzontali resistenti a trazione (catene – cordoli)





RELAZIONE DELLA COMMISSIONE

INCARICATA DI STUDIARE E PROPORRE

NORME EDILIZIE OBBLIGATORIE

PER I

COMUNI COLPITI DAL TERREMOTO

DEL 28 DICEMBRE 1908 E DA ALTRI ANTERIORI

Pubblicata nel *Giornale del Genio Civile* - 1909

ROMA

STABILIMENTO TIPO-LITOGRAFICO DEL GENIO CIVILE

1909

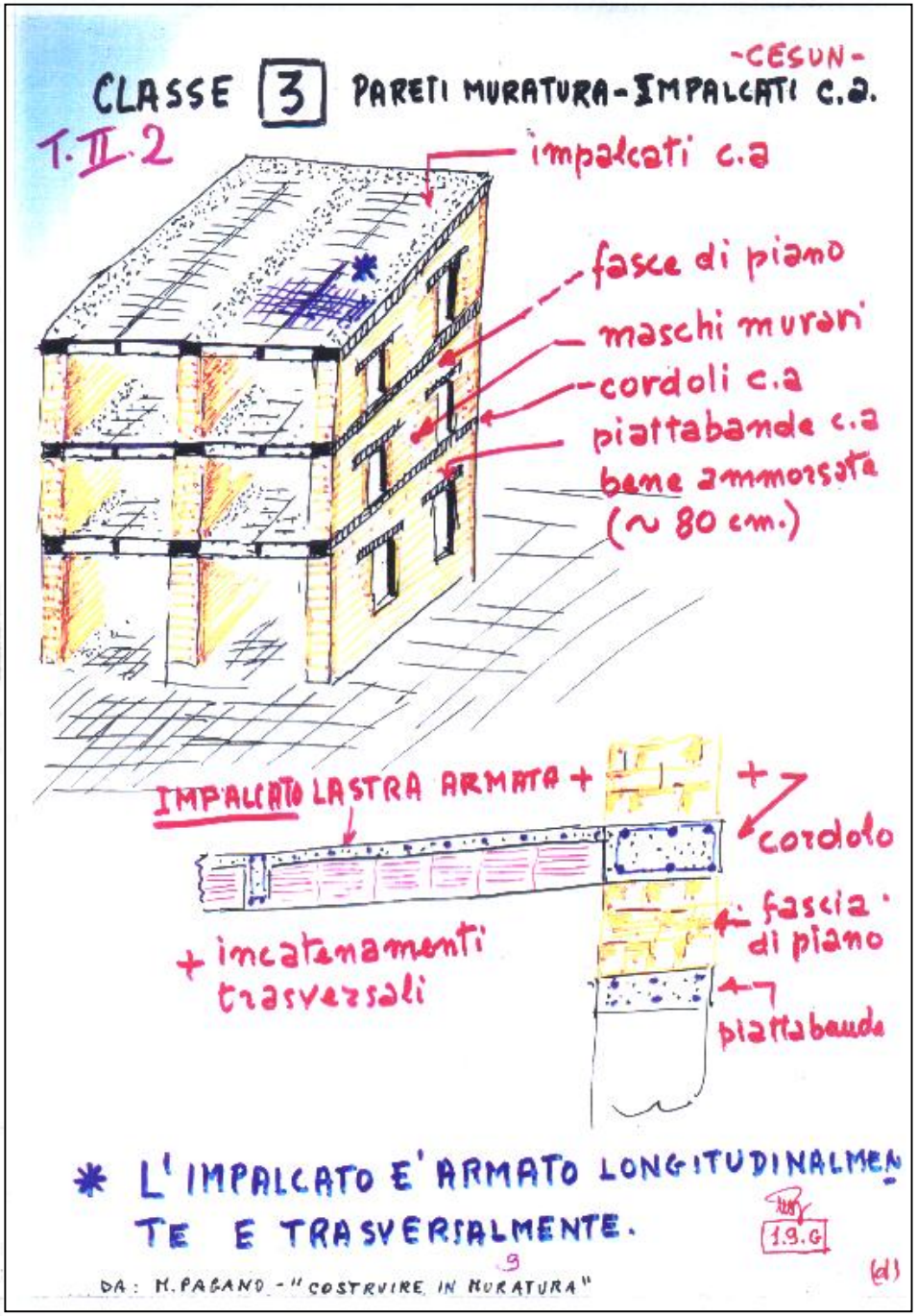
Relazione della commissione post terremoto 1908

1

I primi esempi di Normativa Sismica.

I criteri "avanzati" seguiti dalla Commissione:

- Si definiscono le azioni inerziali come prodotto delle masse per le accelerazioni;
- Si deducono direttamente le azioni inerziali dalla osservazione delle fabbriche rimaste indenni;
- Si stabiliscono quindi tali azioni pari ad 1/12 dei pesi portati (1/8 ai piani alti)
- Si riconosce la necessità che il fabbricato debba superare senza rovinare (ma anche con gravi danni) terremoti anche quattro volte superiori.



1920-30: Introduzione degli impalcati in c.a. negli edifici in muratura

Nasce una nuova tipologia:

l'edificio della III classe

Esso presenta una buona resistenza sismica. Sarà la tipologia edilizia protagonista fino alla 2° guerra mondiale.

E' l'unica tipologia di edificio in muratura oggi realizzabile, denominato "Edificio in muratura ordinaria"

I solai in cemento armato

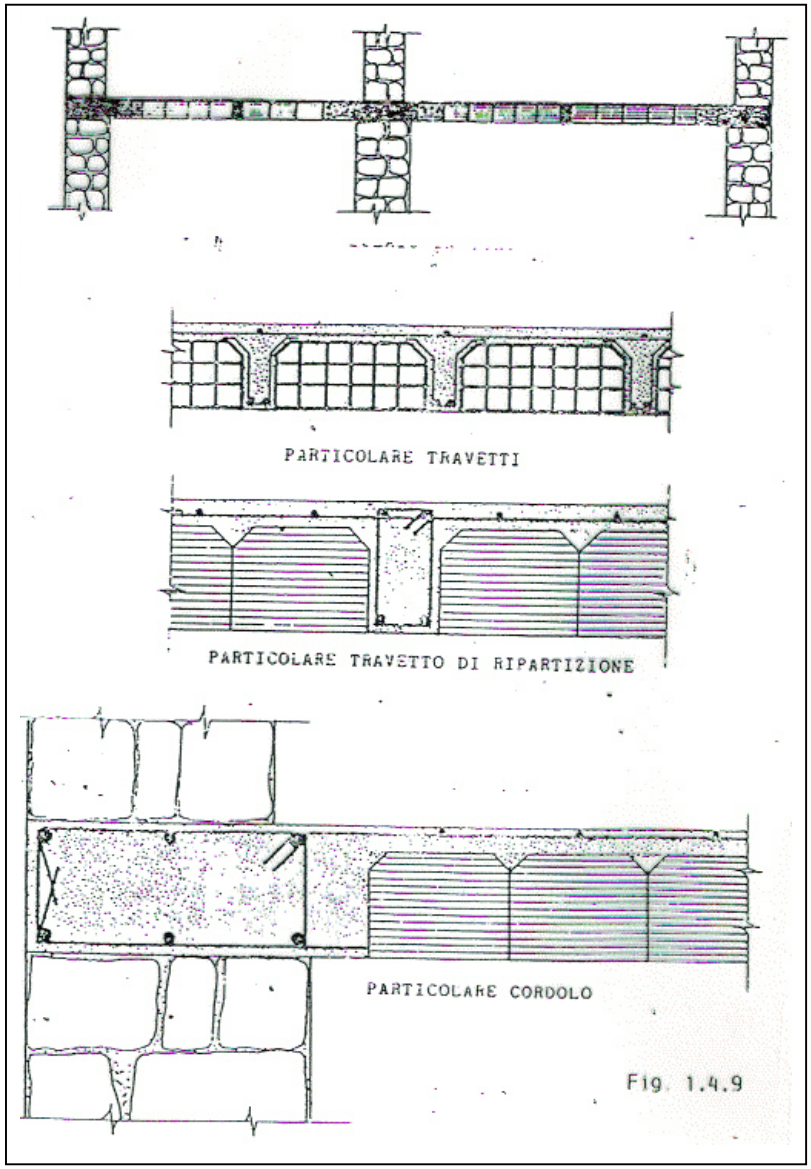


Fig. 1.4.9

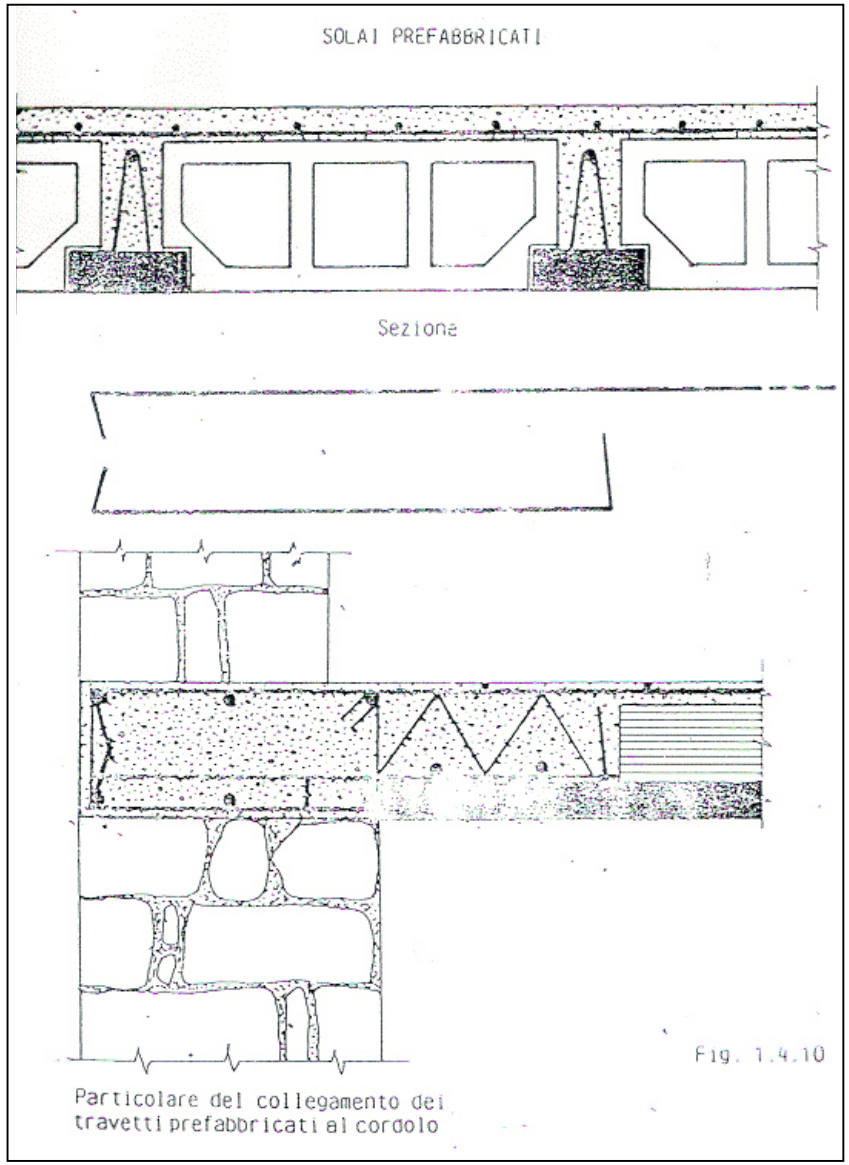


Fig. 1.4.10

Particolare del collegamento dei travetti prefabbricati al cordolo

L'edificio in muratura della 3ª classe elimina i problemi delle due classi precedenti:

1) gli impalcati in c.a. costituiscono una catena bidimensionale che impedisce ai muri perimetrali di ruotare verso l'esterno.

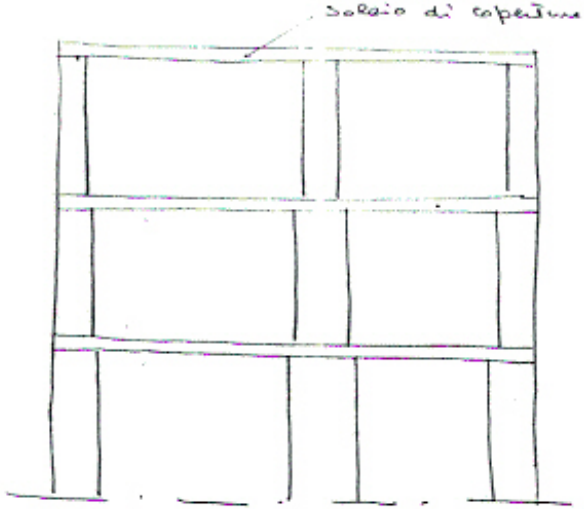
2) le piattabande eliminano le spinte degli architravi.

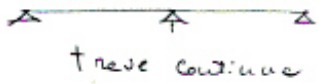
3) i cordoli ripartiscono il carico verticale su tutte le murature.

4) le armature dei cordoli ricuciono le croci di muro

5) non vi sono strutture spingenti.

Comportamento dell'edificio per carichi verticali





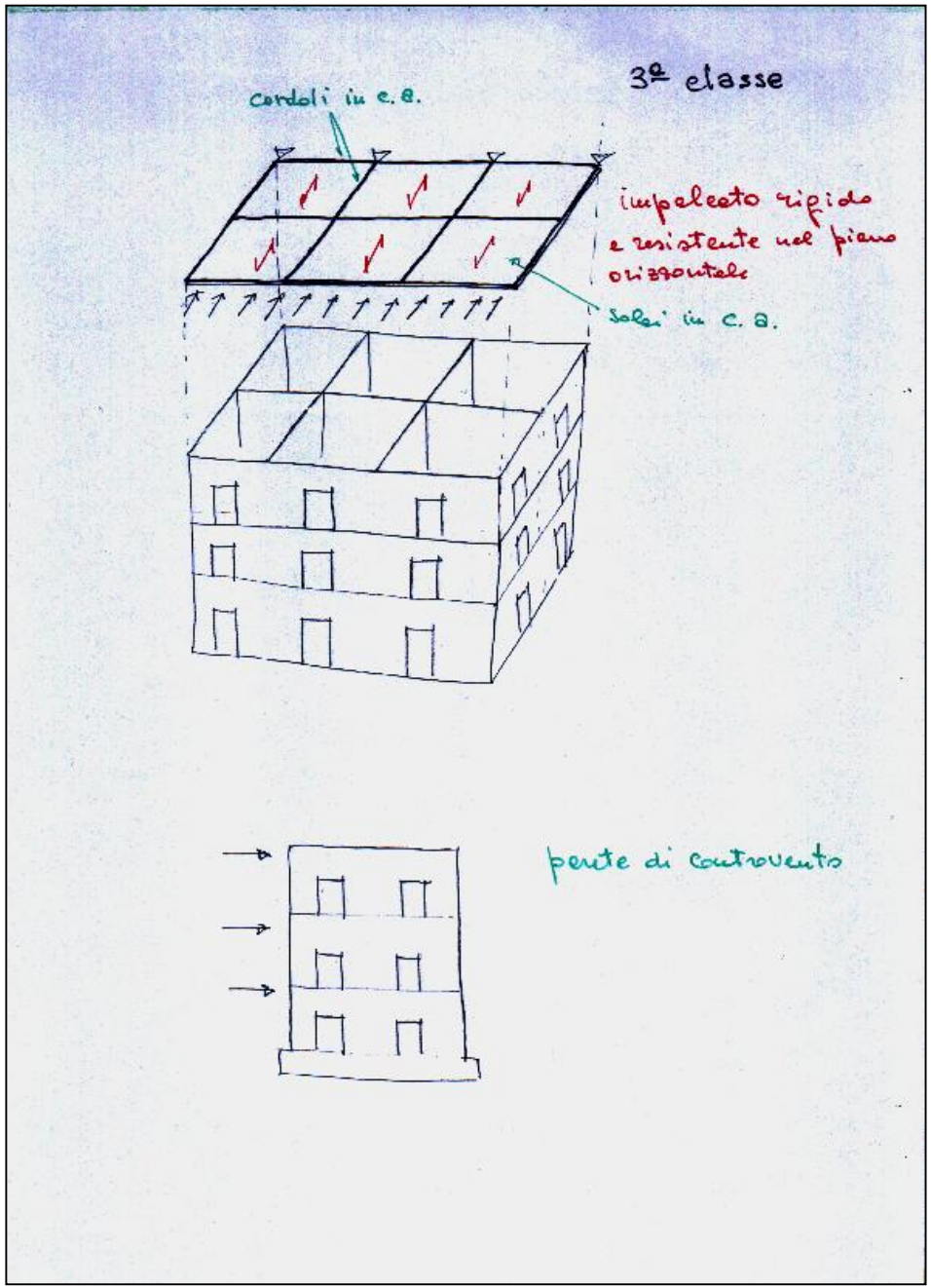
trave continua

Solai intermedi



trave incastrata nelle murature

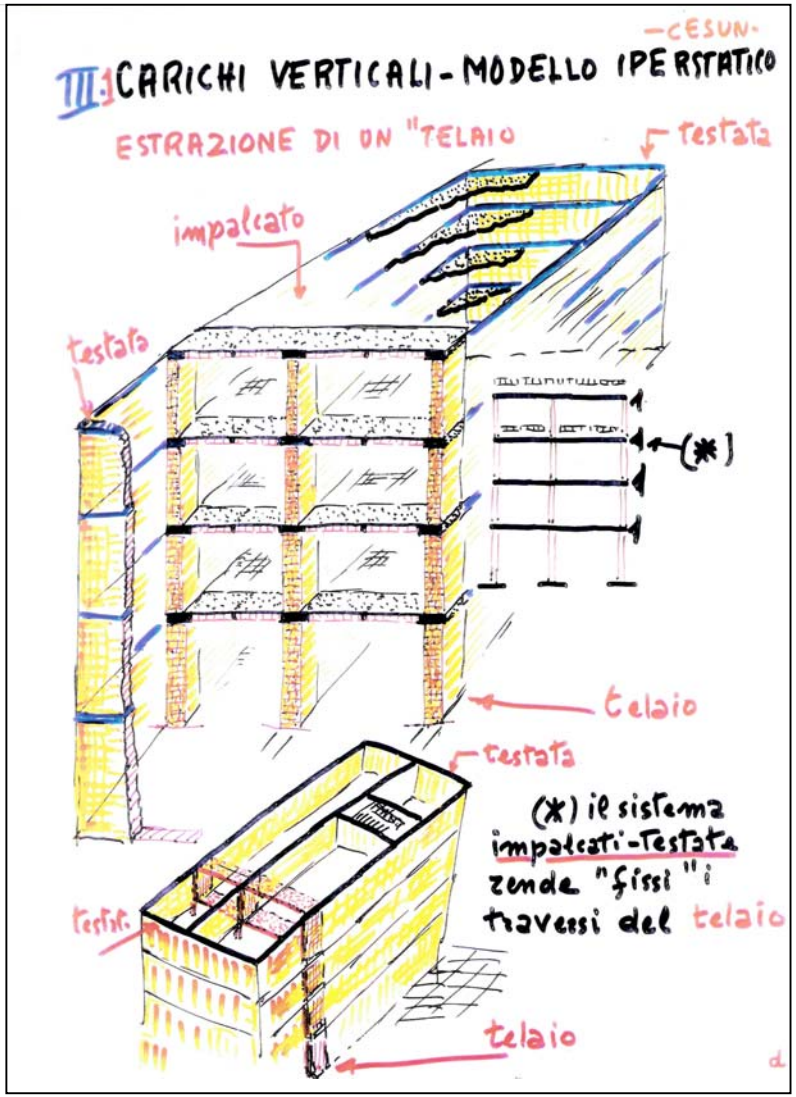
I vantaggi dell'edificio della III classe

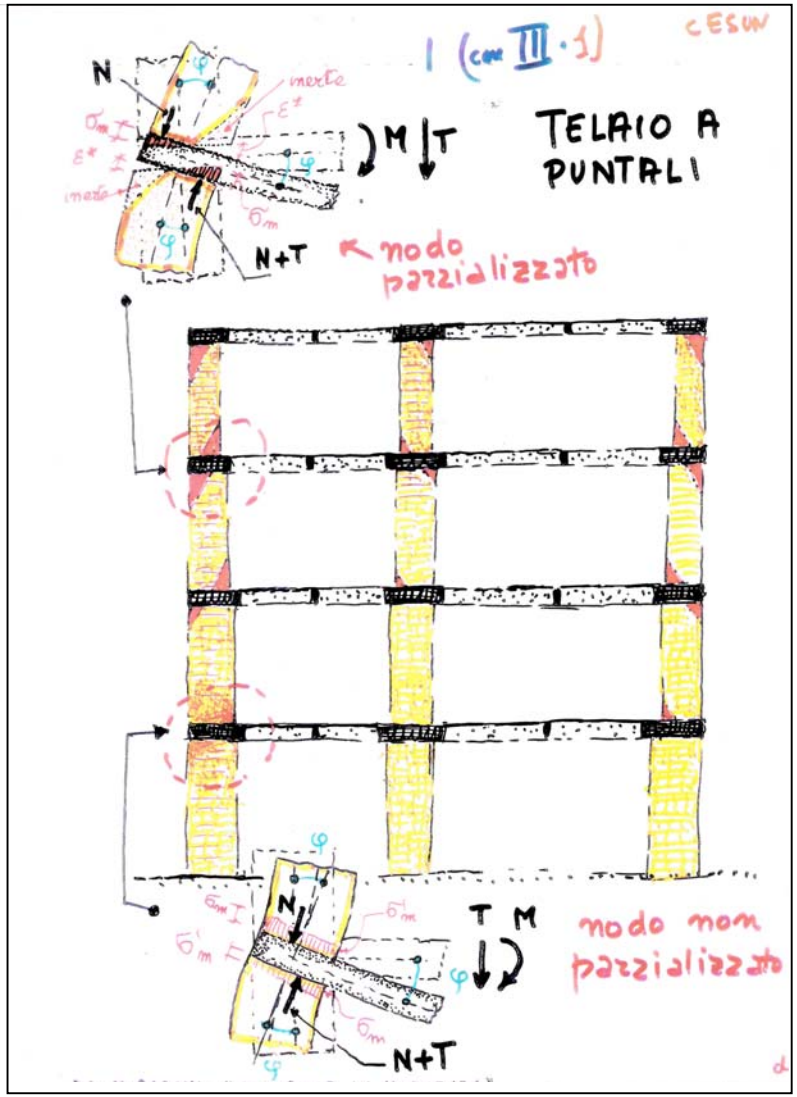


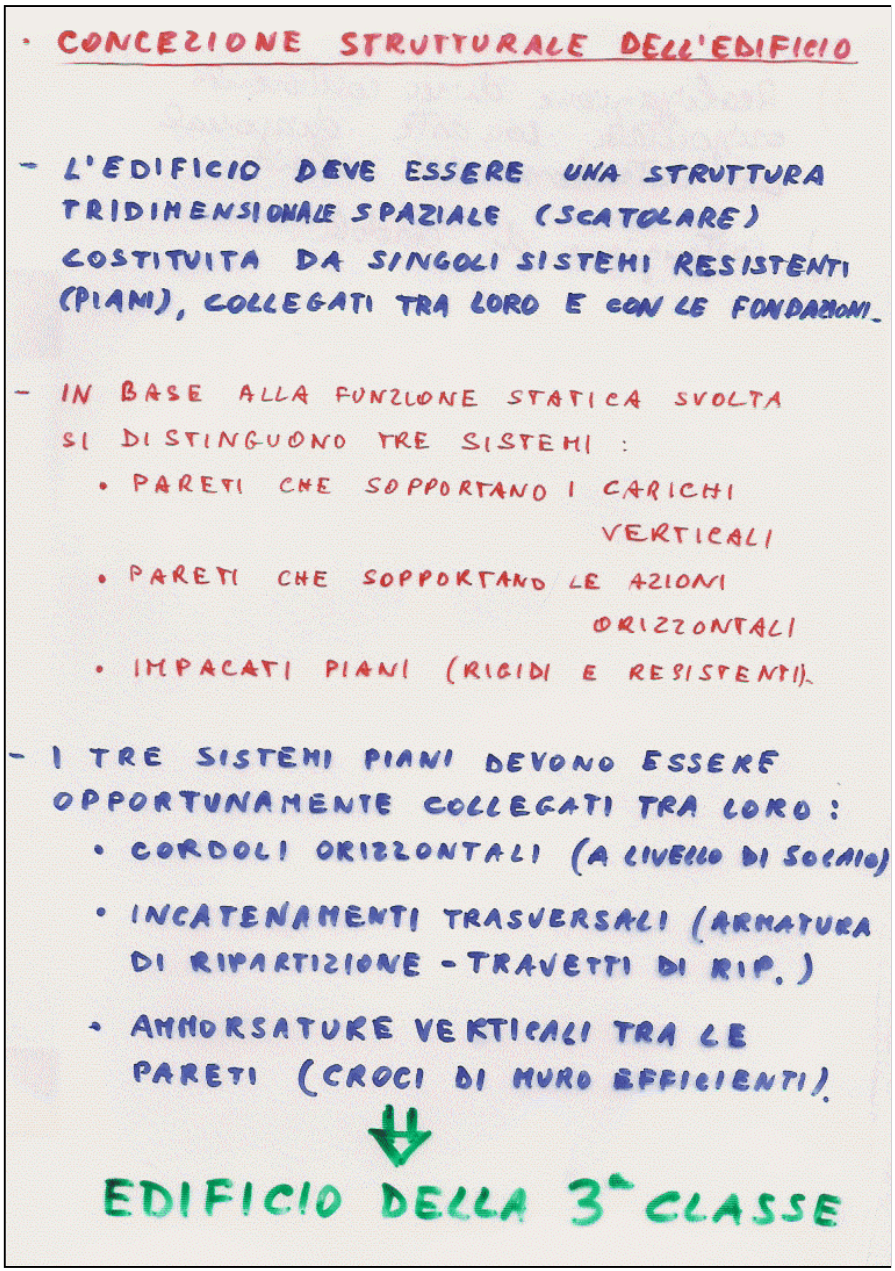
L'impalcato rigido costituisce uno degli elementi caratterizzanti dell'edificio in muratura ordinaria

L'impalcato riporta le forze orizzontali alle pareti di controvento

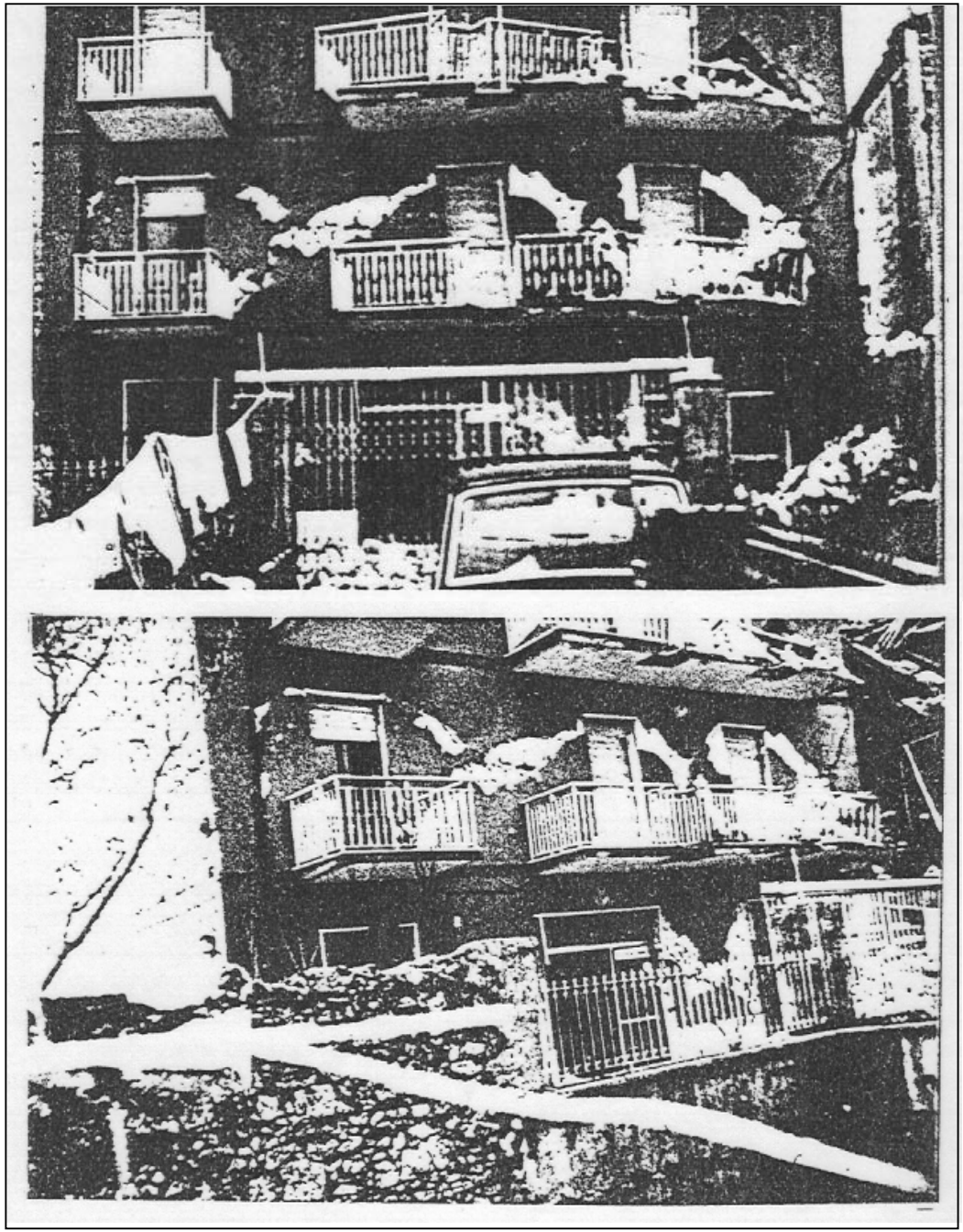
I carichi verticali sono fronteggiati da telai a nodi fissi con ritti in muratura (parzializzabili)





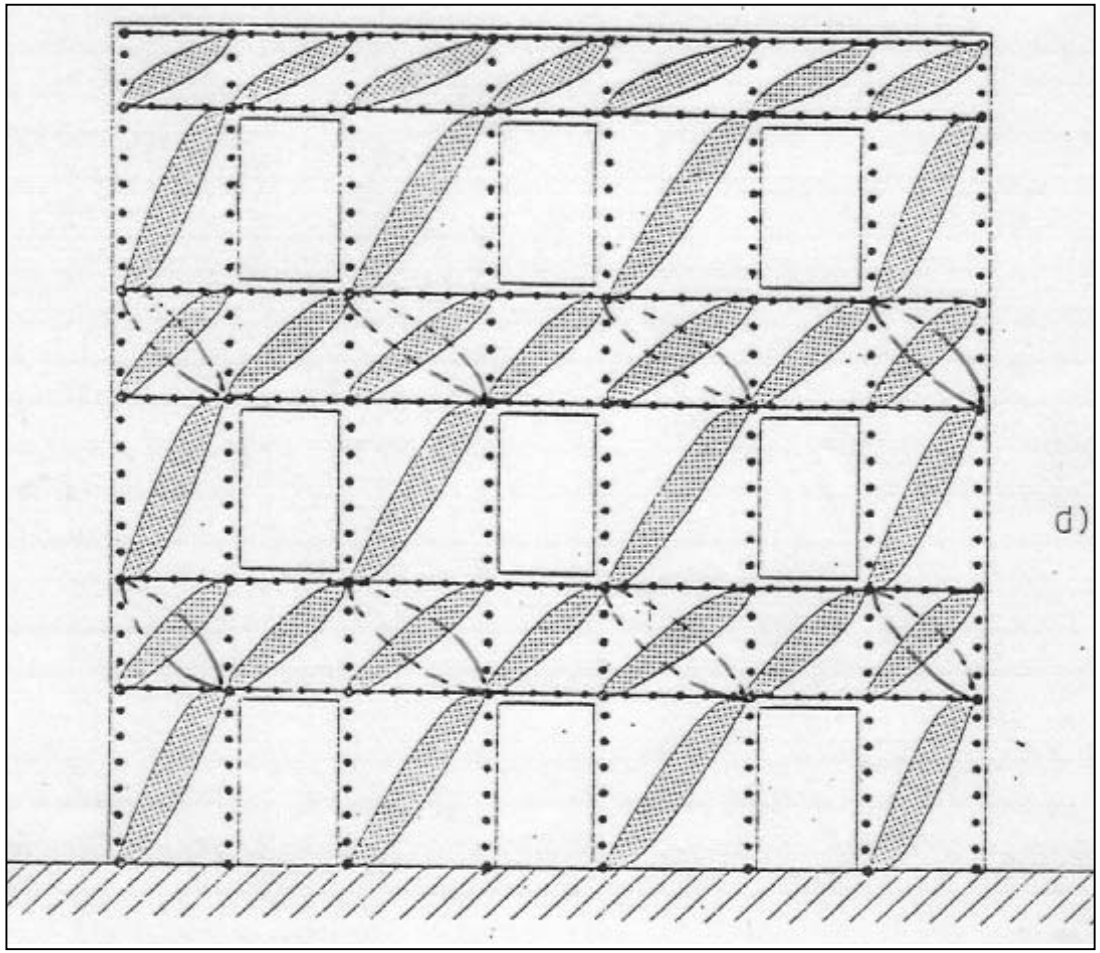


L'edificio previsto dalle norme sugli edifici in muratura ordinaria (D.M. 20/11/87)



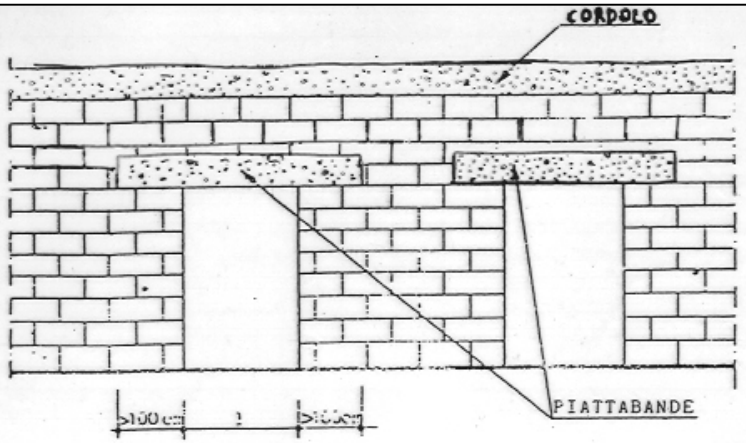
Edificio della III classe fortemente danneggiato dal sisma del 1980

La parete muraria dotata di elementi orizzontali resistenti a trazione (III classe)

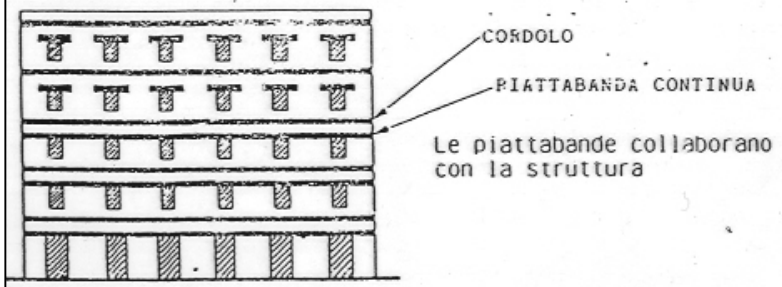


I puntoni resistenti si possono attivare in tutti i pannelli murari

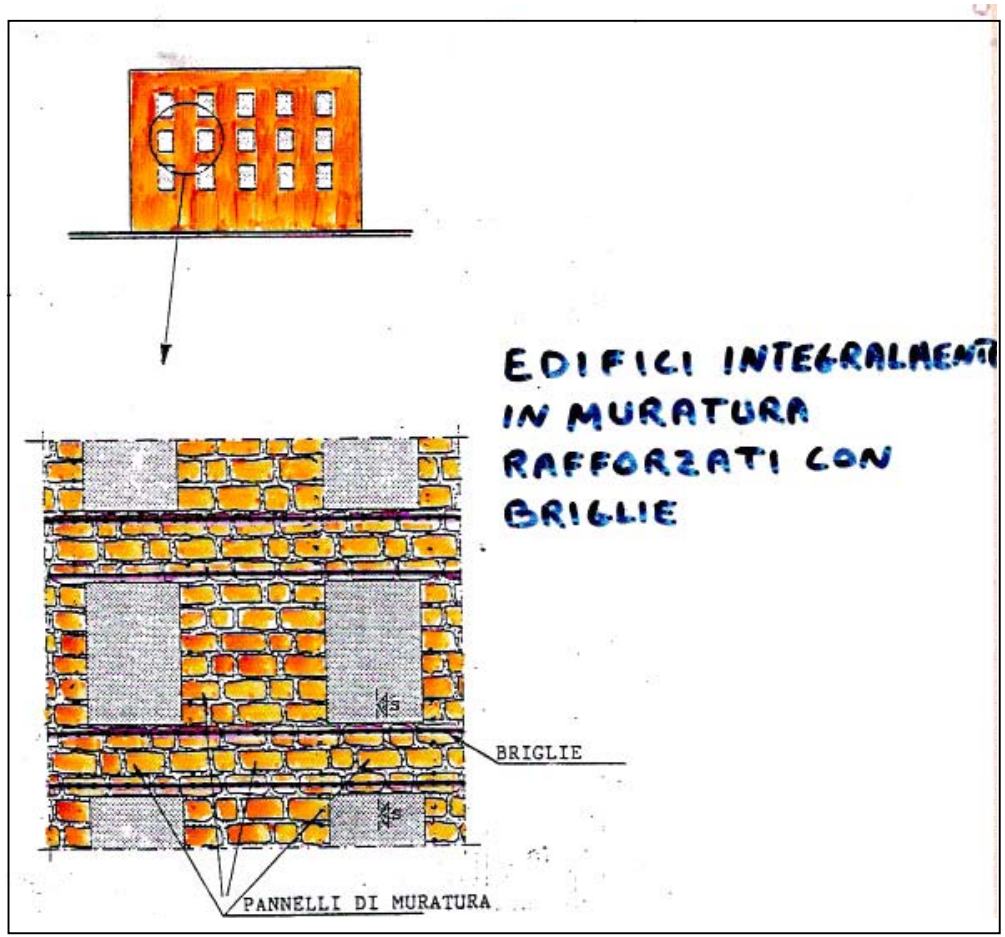
La parete muraria di un edificio moderno

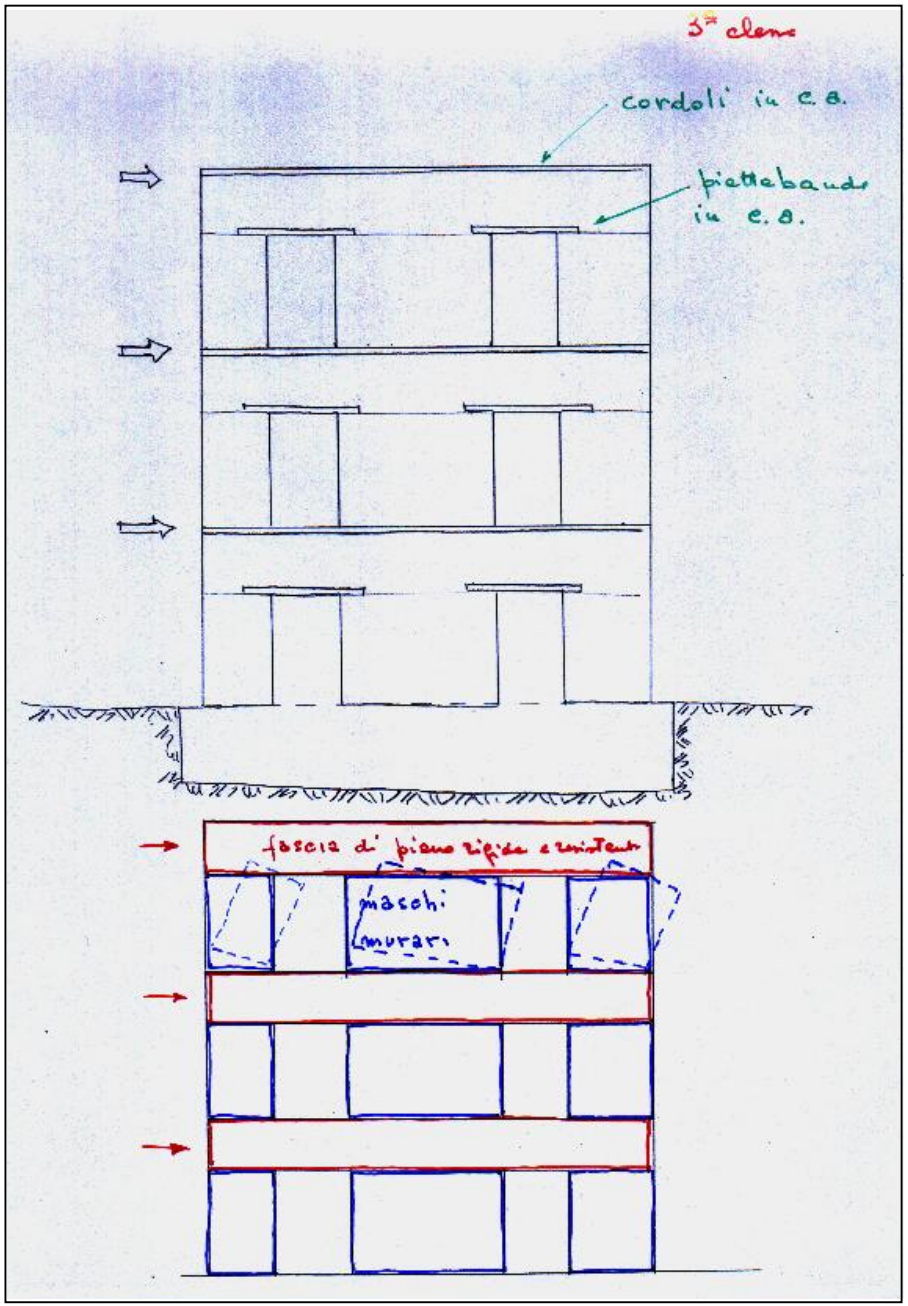


L'eventuale continuità delle piattabande può creare un secondo cordolo sopra i vani



La parete muraria di un edificio esistente si può trasformare con relativa facilità

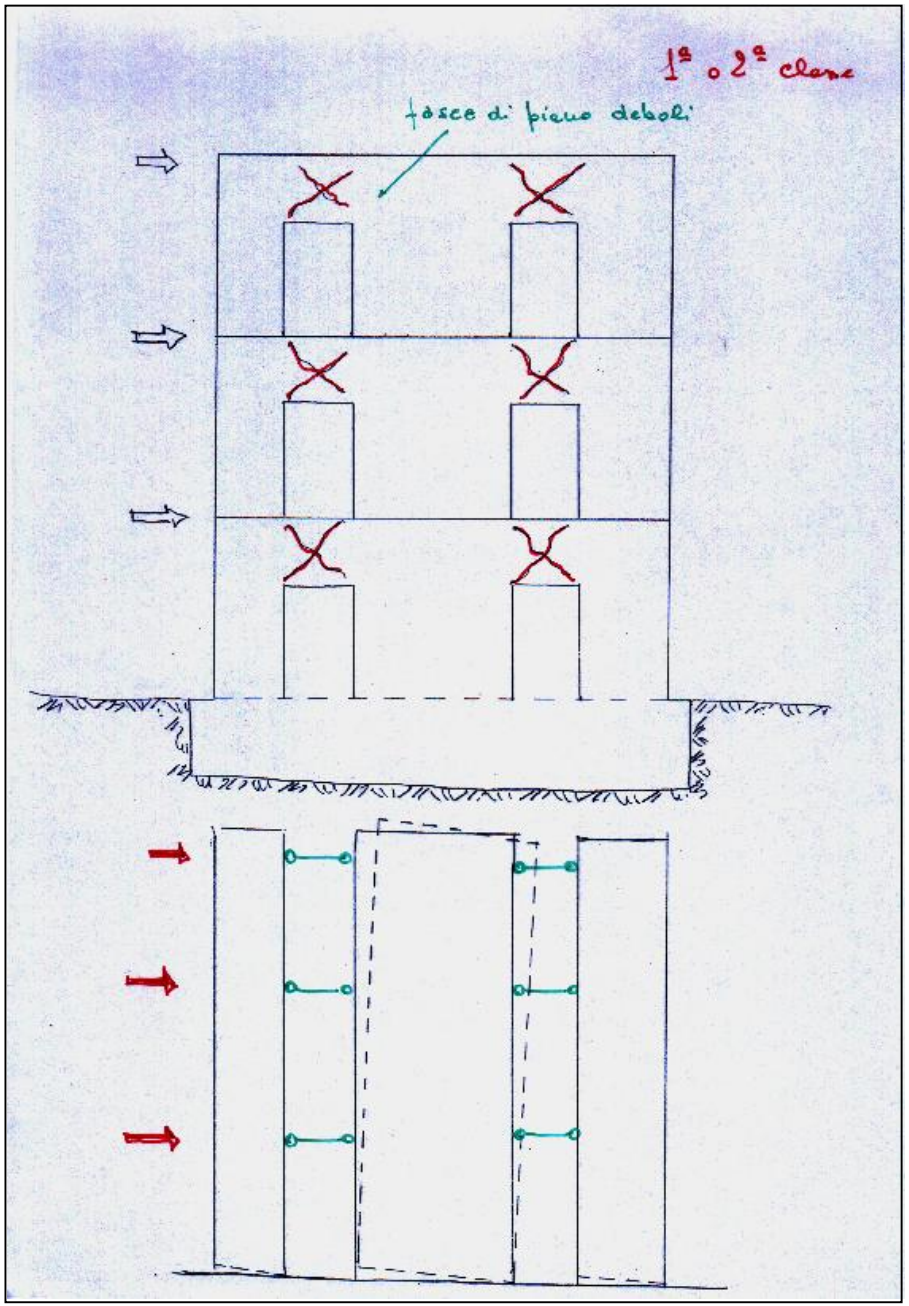




La funzione dei cordoli e delle piattabande

La rigidezza e la resistenza della "fascia di piano" costituiscono l'altro elemento caratterizzante dell'edificio in muratura ordinaria:
consentono l'attivazione di un comportamento a telaio

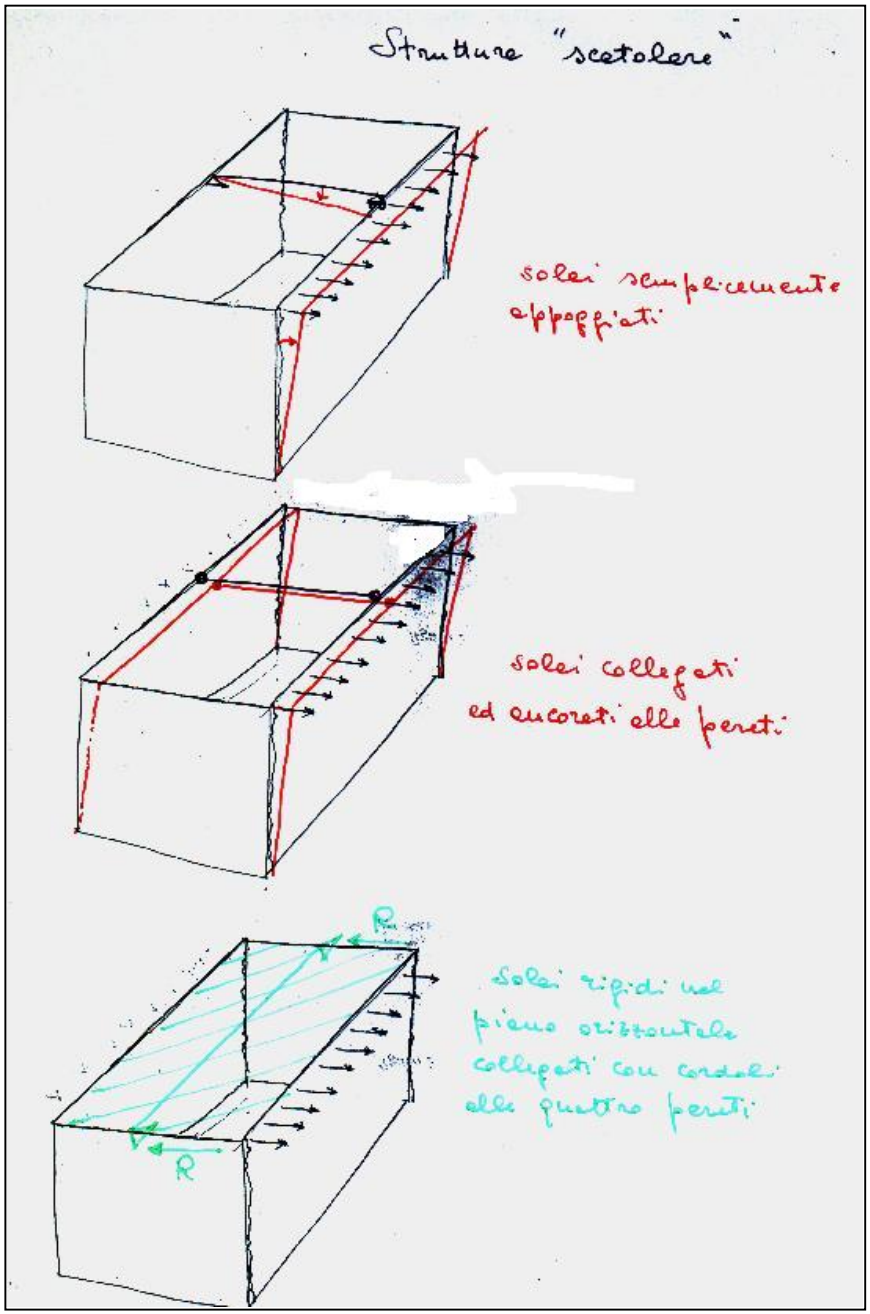
Se la fascia è molto rigida e resistente si può arrivare al meccanismo di piano



La rottura delle fasce di piano
determina uno schema resistente molto più vulnerabile

Comportamento tipico degli edifici della I e della II classe

Non si rileva spesso negli edifici antichi perché le pareti crollano prima per ribaltamento fuori dal piano

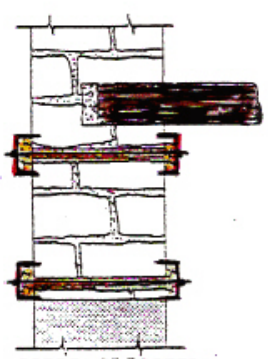


La strategia di recupero

Trasformare i fabbricati esistenti in edifici in muratura ordinaria (III classe)

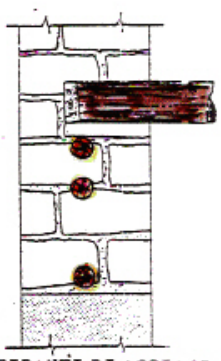
- TIPOLOGIA II - MURATURA IMBRIGLIATA

SEZIONE s - s

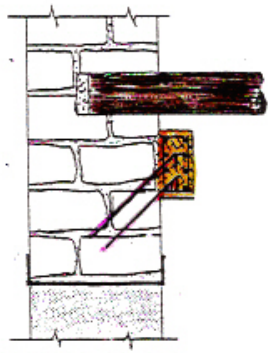


COPPIA DI PROFILATI A U COLLEGATI DA TIRANTI INIETTATI

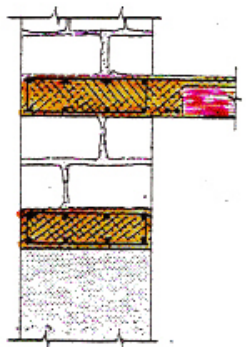
II.1



TIRANTI DI ACCIAIO ORDINARIO O PRECOMPRESSO INIETTATI CON MALTA CEMENTIZIA



CORDOLO IN C.A. CHIODATO ALLA MURATURA



1) CORDOLO PERIMETRALE DI SOLAIO IN C.A.
2) PIATTABANDA IN C.A.

II.2

Gli edifici esistenti si possono (e si devono) trasformare in edifici della III classe

VALUTAZIONE ED ADEGUAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA: METODOLOGIE ED ESEMPI

Parte 2:

LE PRESCRIZIONI GENERALI DELL'ORDINANZA 3274 (E 3431) PER GLI EDIFICI IN MURATURA IN ZONA SISMICA.



La normativa di riferimento prima del 2003

D.M. 20/11/1987
- Materiali
- Carichi verticali
- Vento

D.M. 16/1/1996
- Analisi sismica
- Adeguamento
- Miglioramento

Verifiche di sicurezza:
- Tensioni ammissibili
- Stati limite

Per gli edifici in muratura solo
- Stati limite

La normativa di riferimento dopo il maggio del 2003

D.M. 20/11/1987

- Materiali
- Carichi verticali
- Vento

↓

Verifiche di sicurezza:

- Tensioni ammissibili
- Stati limite

Ordinanza 3274/2003
Ordinanza 3431/2005

- Analisi sismica
- Adeguamento
- Miglioramento

↓

Verifiche di sicurezza:

- Stati limite ultimi e di servizio

La normativa di riferimento dopo il settembre del 2005

D.M. 14/09/2005

- Materiali (D.M.20/11/87)
- Carichi verticali (~ D.M.20/11/87)
- Azioni sismiche
- Vento
- Costruzioni esistenti

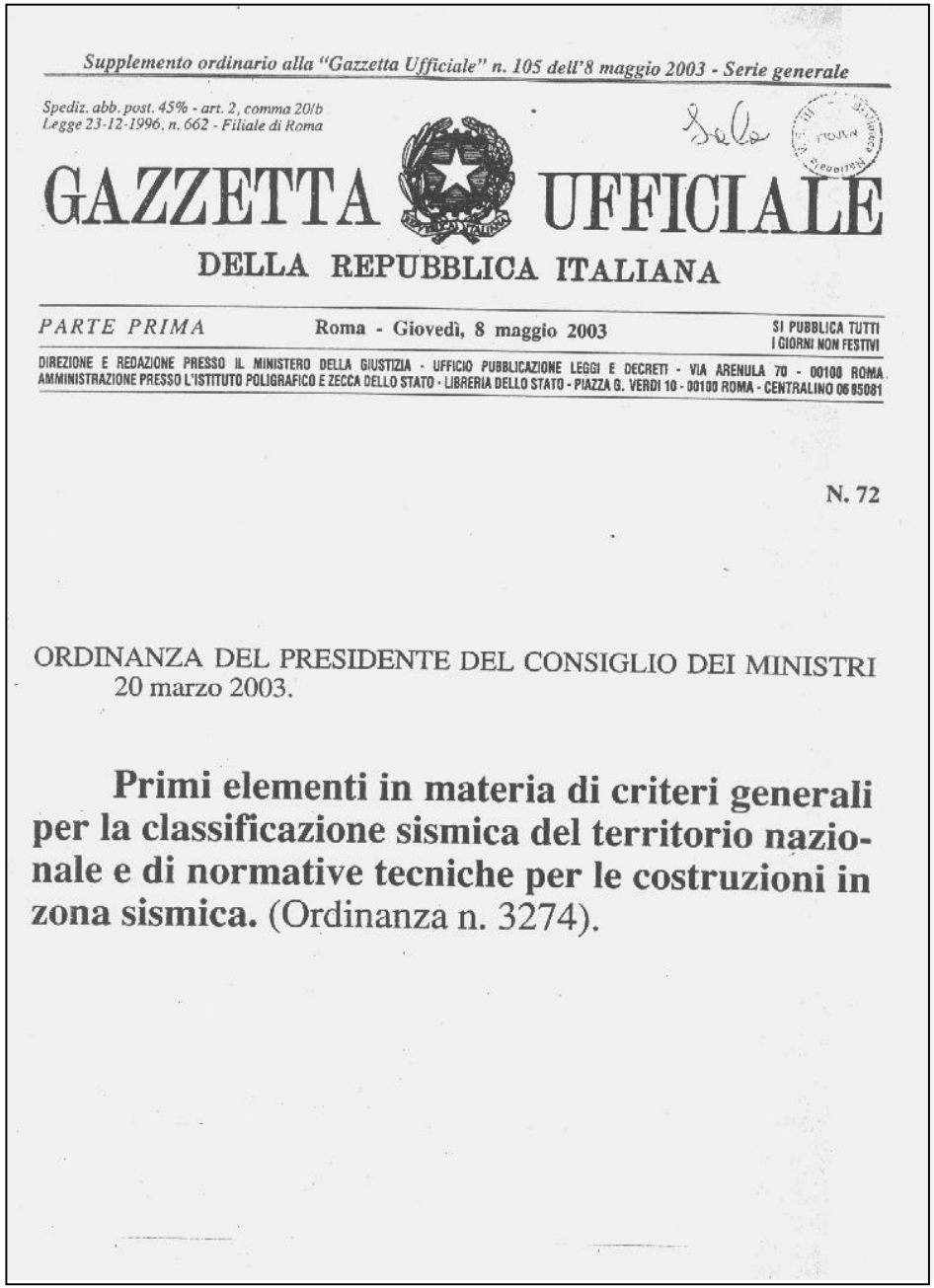
+

Ordinanza 3274/2003
Ordinanza 3431/2005

- Analisi sismica
- Adeguamento
- Miglioramento

Verifiche di sicurezza:
- Stati limite ultimi e di servizio
- (Verifica tensionale =Tensioni ammissibili)

Verifiche di sicurezza:
- Stati limite ultimi e di servizio



Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n. 105 dell'8 maggio 2003 - Serie generale

Spediz. abb. post. 45% - art. 2, comma 20/b
Legge 23-12-1996, n. 662 - Filiale di Roma

GAZZETTA UFFICIALE

DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA Roma - Giovedì, 8 maggio 2003 SI PUBBLICA TUTTI I GIORNI NON FESTIVI

DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DELLA GIUSTIZIA - UFFICIO PUBBLICAZIONE LEGGI E DECRETI - VIA ARENULA 70 - 00100 ROMA
AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO E ZECCA DELLO STATO - LIBRERIA DELLO STATO - PIAZZA G. VERDI 10 - 00100 ROMA - CENTRALINO 06 85081

N. 72

ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
20 marzo 2003.

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. (Ordinanza n. 3274).

L'Ordinanza 3274 del 20/03/03 e s.m. e i.

Elementi innovativi:

- Estensione delle zone sismiche
- Esclusione delle "tensioni ammissibili"
- Recepimento della normativa Europea (EC8)

Gli edifici in muratura previsti dalla Ordinanza 3274 e succ. modif. (3431)

4.1 Sistemi costruttivi

Gli edifici presi in considerazione nelle presenti norme comprendono i sistemi costruttivi elencati nella tabella seguente, insieme ai principali sotto-sistemi strutturali ed ai capitoli in cui vengono trattati.
Per quanto non dettagliatamente trattato valgono, per tali sistemi e per quelli non esplicitamente considerati nei capitoli seguenti, le prescrizioni generali di cui alle presenti norme, eventualmente integrate dalla normativa specifica esistente.

Tabella 4.1 – Sistemi costruttivi

Capitolo	Sistema costruttivo	Sotto – sistema strutturale
5	Edifici con struttura in cemento armato	a telaio; a pareti; misto a telai e pareti; a nucleo; a ossatura pendolare in acciaio, con pareti o nuclei che costituiscono il sistema resistente principale per le azioni orizzontali; prefabbricato.
6	Edifici con struttura in acciaio	a telaio, a telaio con controventi concentrici; a telaio con controventi eccentrici a mensola; intelaiato controventato.
7	Edifici con struttura mista in acciaio e calcestruzzo	a telaio, a telaio con controventi concentrici; a telaio con controventi eccentrici a mensola; intelaiato controventato.
8	Edifici con struttura in muratura	a pareti in muratura ordinaria; a pareti in muratura armata; misto con pareti in muratura ordinaria o armata
9	Edifici con struttura in legno	
10	Edifici isolati	
11	Edifici esistenti	

Le limitazioni per le altezze e le distanze previste dalla Ordinanza 3274 e succ. modif. (3431)

4.2 Distanze ed altezze

L'altezza massima (H) degli edifici di nuova costruzione è specificata nella tabella 4.2, in funzione del sistema costruttivo e della zona sismica. Le altezze massime ivi riportate sono incrementate del 50% per gli edifici isolati alla base.

Tabella 4.2 – Altezze massime consentite

Zona sismica	4	3	2	1
Sistema costruttivo	**Altezza massima consentita (in m)**			
Edifici con struttura in calcestruzzo	nessuna limitazione	nessuna limitazione		
Edifici con struttura in acciaio		nessuna limitazione		
Edifici con struttura mista in acciaio e calcestruzzo		nessuna limitazione		
Edifici con struttura in muratura ordinaria		16	11	7,5
Edifici con struttura in muratura armata		25	19	13
Edifici con struttura in legno		10	7	7

Max 3 piani

Due edifici possono essere costruiti a contatto solo nel caso in cui sia realizzata una completa solidarietà strutturale.
La distanza tra due edifici contigui non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLU, calcolati per ciascuno degli edifici, secondo le modalità indicate per ciascun tipo strutturale; in ogni caso la distanza tra due punti degli edifici posti alla medesima altezza non potrà essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurata dallo spiccato delle strutture in elevazione, moltiplicata per $a_g/0{,}35g$.

8 EDIFICI CON STRUTTURA IN MURATURA

8.1 Regole generali

8.1.1 Premessa

Gli edifici in muratura devono essere realizzati nel rispetto del D.M. 20 novembre 1987, "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento" ed eventuali successive modifiche ed integrazioni. In particolare alle predette norme tecniche deve farsi riferimento per ciò che concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali ed artificiali, nonché per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere.
Le presenti norme distinguono due tipi fondamentali di strutture in muratura, ordinaria ed armata, la seconda delle quali non è presa in considerazione dal D.M. citato. A tal fine si precisa che per quanto attiene all'acciaio d'armatura, vale tutto quanto specificato dalle norme tecniche relative agli edifici in cemento armato, come eventualmente modificate dalle presenti norme.
Ai fini delle verifiche di sicurezza, è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del "metodo semiprobabilistico agli stati limite".
Il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è pari a $\gamma_m = 2$.

8.1.2 Materiali

Gli elementi da utilizzare per costruzioni in muratura portante dovranno essere tali da evitare rotture eccessivamente fragili. A tal fine gli elementi dovranno rispettare i seguenti requisiti:

- la percentuale volumetrica degli eventuali vuoti non sia superiore al 45% del volume totale del blocco;
- per elementi in laterizio di area lorda A superiore a 580 cm^2 è ammesso un foro per l'eventuale alloggiamento di armature, la cui area non superi 70 cm^2; non sono soggetti a tale limitazione i fori che verranno comunque interamente riempiti di calcestruzzo;
- per elementi in calcestruzzo: di area lorda A superiore a 580 cm^2 è ammesso un foro per l'eventuale alloggiamento di armature, la cui area non superi 70 cm^2; di area lorda superiori a 700 cm^2 il limite delle dimensioni dei fori è elevato a 0.1 A; di area lorda superiori a 900 cm^2 il limite delle dimensioni dei fori è elevato a 0.15 A; non sono soggetti a tali limitazioni i fori che verranno comunque interamente riempiti di calcestruzzo;
- gli eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro siano continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;
- la resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (f_{bk}) non sia inferiore a 5 MPa, calcolata sull'area al lordo delle forature;
- la resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante, nel piano di sviluppo della parete ($\bar{f}_{bk}$), calcolata nello stesso modo, non sia inferiore a 1.5 MPa.

La malta di allettamento dovrà avere resistenza media non inferiore a 5 MPa e i giunti verticali dovranno essere riempiti con malta. L'utilizzo di materiali o tipologie murarie aventi caratteristiche diverse rispetto a quanto sopra specificato deve essere supportato da adeguate prove sperimentali che ne giustifichino l'impiego. Sono ammesse murature realizzate con elementi artificiali o elementi in pietra squadrata. È esclusa la possibilità di utilizzare la muratura listata nelle zone 1, 2 e 3

Le prescrizioni dell'Ordinanza per i materiali:

il richiamo al D.M. 20/11/87

Coefficiente di sicurezza per il materiale:
$\gamma_m = 2$

Per i soli carichi verticali (incrementati)
$\gamma_m = 3$
(D.M. 20/11/87)

Le prescrizioni dell'Ordinanza per la geometria degli elementi resistenti e le caratteristiche strutturali dell'edificio

8.1.4 Criteri di progetto e requisiti geometrici

Le piante degli edifici dovranno essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo in conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali.
I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza massima tra due solai successivi non deve essere superiore a 5 m.

La geometria delle pareti resistenti al sisma, al netto dell'intonaco, deve rispettare i requisiti indicati nella tabella 8.1, in cui t indica lo spessore della parete, h_o l'altezza di libera inflessione della parete (ai sensi del punto 2.2.1.3 del DM 20.11.87), h l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete, *l* la lunghezza della parete.

Tabella 8.1 – Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma

	t_{min}	$(h_o/t)_{max}$	$(l/h)_{min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in zona 3 e 4	240 mm	12	0.3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in zona 4	150 mm	20	0,3

Inoltre (punto 8.2.3. Particolari costruttivi):

- Cordoli a tutti i piani ($s_{min} = s_{muro}$; $h_{min} = h_{solaio}$; $Af_{min} = 8\ cm^2$)
- Piattabande resistenti a flessione su tutti i vani
- Incroci murari: $l >= 1$ m

Le prescrizioni dell'Ordinanza per i fattori di struttura (riduzione delle forze sismiche) da utilizzare nel caso di analisi statica o modale

8.1.3 Modalità costruttive e fattori di struttura

In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, l'edificio potrà essere considerato in muratura ordinaria o in muratura armata. Il fattore di struttura q da utilizzare per la definizione dello spettro di progetto di cui al punto 3.2.5, da utilizzare nelle analisi lineari, è indicato nel seguito. Nel caso della muratura armata, valori compresi tra e $2.0\alpha_u/\alpha_1$ e $2.5\alpha_u/\alpha_1$ potranno essere applicati in funzione del sistema costruttivo prescelto, senza verificare quale sia il meccanismo di collasso dell'edificio. Il valore $3.0\ \alpha_u/\alpha_1$ potrà essere utilizzato solo applicando i principi di gerarchia delle resistenze descritti ai punti 8.1.7 e 8.3.2.

- Edifici in muratura ordinaria regolari in elevazione $q = 2.0\ \alpha_u/\alpha_1$
- Edifici in muratura ordinaria non regolari in elevazione $q = 1.5\ \alpha_u/\alpha_1$
- Edifici in muratura armata regolari in elevazione $q = 2.5\ \alpha_u/\alpha_1$
- Edifici in muratura armata non regolari in elevazione $q = 2.0\ \alpha_u/\alpha_1$
- Edifici in muratura armata progettati secondo i principi di gerarchia delle resistenze $q = 3.0\ \alpha_u/\alpha_1$

I coefficienti α_1 e α_u sono definiti come segue:

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione).

α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, l'edificio raggiunge la massima forza resistente.

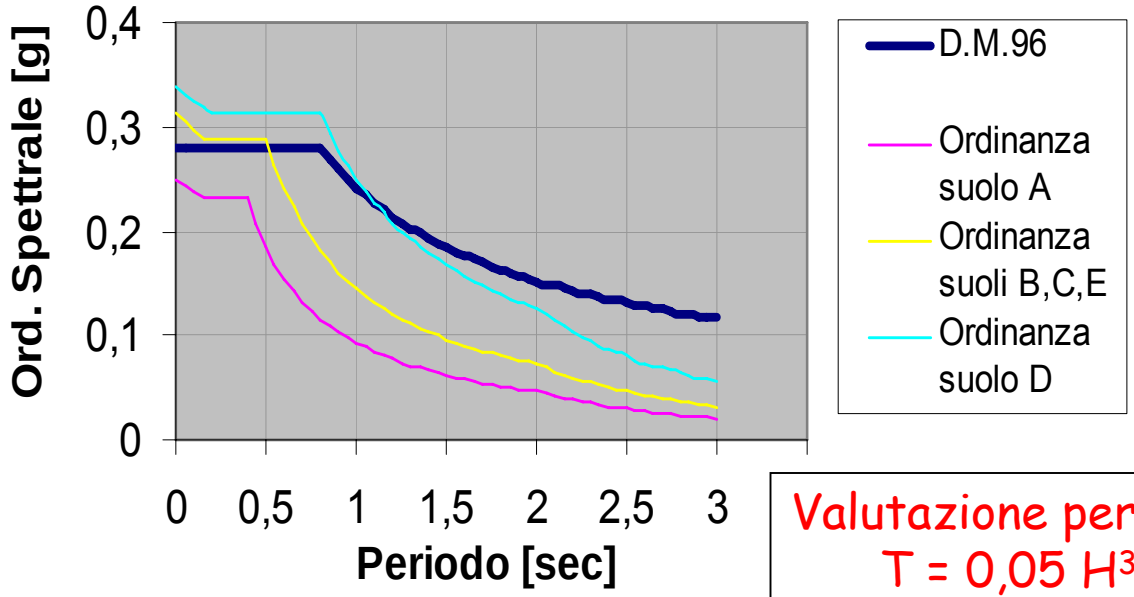
Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un analisi statica non lineare (punto 4.5.4) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati per la valutazione di α_u/α_1 i seguenti valori:

- edifici in muratura ordinaria ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$
- edifici in muratura ordinaria a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$
- edifici in muratura armata ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- edifici in muratura armata a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- edifici in muratura armata progettati con la gerarchia delle resistenze $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

per edifici esistenti $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$

Confronto azioni sismiche D.M. 96 – Ordinanza 3274/3431
Edifici in muratura (zona sismica di seconda categoria)



COEFFICIENTI SISMICI

DM 96:

ßx0.07 = 4x0.07 = 0,28

Ordinanza:

2,5x0,25x1,25/2,7 = 0,289

suolo tipo B

fatt.di strut. q=1,5x1,8=2,7

Valutazione periodo:

$T = 0,05\ H^{3/4}$

II cat.: H_{max}= 11 m

T_{max}= 0,3 sec

q può essere maggiore fino a q=2x1,8=3,6 per edifici a più piani regolari in altezza

VALUTAZIONE DEI PESI SISMICI:

D.M. 96 $W = G_k + 0,33Q_k$

Ordinanza $W = G_k + 0,15Q_k$

RIDUZIONE DEL TAGLIANTE ALLA BASE PER ANALISI STATICA:

D.M. 96 nessuna riduzione

Ordinanza. 0,85 (ed. regolari in altezza)

I metodi di calcolo consentiti dalla 3274 (e 3431) (per le verifiche delle pareti nel proprio piano)

1) **Analisi statica lineare** → $q = 2{,}0\ \alpha_u/\alpha_1$ (regolare in elev.)
   α_u/α_1 = 1,8 (>=2Piani); 1,4 (1 piano) $q = 1{,}5\ \alpha_u/\alpha_1$ (non regolare)

2) **Analisi dinamica modale** → $q = 2{,}0\ \alpha_u/\alpha_1$ (regolare in elev.)
   α_u/α_1 = 1,8 (>=2Piani); 1,4 (1 piano) $q = 1{,}5\ \alpha_u/\alpha_1$ (non regolare)

3) **Analisi statica non lineare**: non si applicano forze definite a priori ma si valuta la risposta dell'edificio in termini di spostamento

4) **Analisi dinamica non lineare**: storia della risposta nel tempo per accelerogrammi sollecitanti

5) **Edifici semplici**: non si fanno calcoli (nemmeno le verifiche al di fuori del piano delle pareti per i soli car. verticali)

L'edificio "semplice" previsto dall'Ordinanza 3274 e succ. modif. (3431)

8.1.9 Edifici semplici

Si definiscono "edifici semplici" quelli che rispettano le caratteristiche descritte nel seguito, oltre a quelle di regolarità in pianta ed in elevazione definite al punto 4.3 e quelle definite ai successivi punti 8.2.3 e 8.3.3, rispettivamente per gli edifici in muratura ordinaria e in muratura armata. Per gli edifici semplici non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza.

- Le pareti strutturali dell'edificio siano continue dalle fondazioni alla sommità dell'edificio.
- In ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione dell'edificio nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva potranno essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tabella 8.1. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non inferiore al 75 % della dimensione dell'edificio nella medesima direzione (ortogonale alle pareti). Almeno il 75 % dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali.
- In ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per edifici in muratura armata.
- Nessuna altezza interpiano sia superiore a 3.5 m.

Quasi tutti gli edifici "normali" nuovi in muratura sono edifici semplici

Edificio semplice

- Edificio non troppo alto con interpiani di altezza limitata

  3 piani al massimo i_{max} = 3,5 m

- Edificio regolare in pianta (abbastanza simmetrica e non troppo allungata)

  pianta inscrivibile in un rettangolo di lati a e b con a/b >= $\frac{1}{4}$

- Edificio regolare in altezza

  pareti verticali continue dalla fondazione alla sommità

- Pareti verticali in entrambe le direzioni non troppo corte nè troppo lontane nè troppo vicine

  L_{pareti} > 50% $L_{edificio}$ d_{max} = 7 m d_{min} = 75% $L_{ort.edificio}$

- Setti murari non troppo snelli trasversalmente

  snellezza muri h/t <= 10-12

- Area di muratura in pianta non troppo ridotta in entrambe le direzioni ortogonali

  A_x >= 3,5 - 7 % A_{tot} A_y >= 3,5 – 7 % A_{tot}

  (in funzione della zona sismica e del numero di piani)

La verifica semplificata per l'edificio "semplice"

- Per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie del piano non sia inferiore ai valori indicati nella tabella seguente, in funzione del numero di piani dell'edificio e della zona sismica, per ciascuna delle due direzioni ortogonali:

Tabella 8.2 – Area delle pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per edifici semplici

Accelerazione di picco del terreno a_g*S*S_T (1)		≤0.07 g	≤0.1 g	≤0.15 g	≤0.20 g	≤0.25 g	≤0.30 g	≤0.35 g	≤0.40 g	≤0.45 g	≤0.4725 g
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %	6.0 %	6.5 %
	2	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.5 %	6.5 %	6.5 %	7.0 %
	3	4.5 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.5 %	7.0 %			
Muratura armata	1	2.5 %	3.0 %	3.0 %	3.0 %	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	4.5 %
	2	3.0 %	3.5 %	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.0 %	5.0 %
	3	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %
	4	4.0 %	4.5 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %	6.5 %	6.5 %

(1) S_T si applica solo nel caso di strutture con fattore di importanza > 1 (p. 3.2.3)

È implicitamente inteso che per gli edifici semplici il numero di piani non può essere superiore a 3 per edifici in muratura ordinaria ed a 4 per edifici in muratura armata. Deve inoltre risultare, per ogni piano:

$$\sigma = \frac{N}{A} \le 0.25 \frac{f_k}{\gamma_m}$$

$\sigma <= f_k / 8$

Nel D.M. 96 $\sigma <= 0{,}5\ \sigma_{amm} = f_k / 10$

in cui:

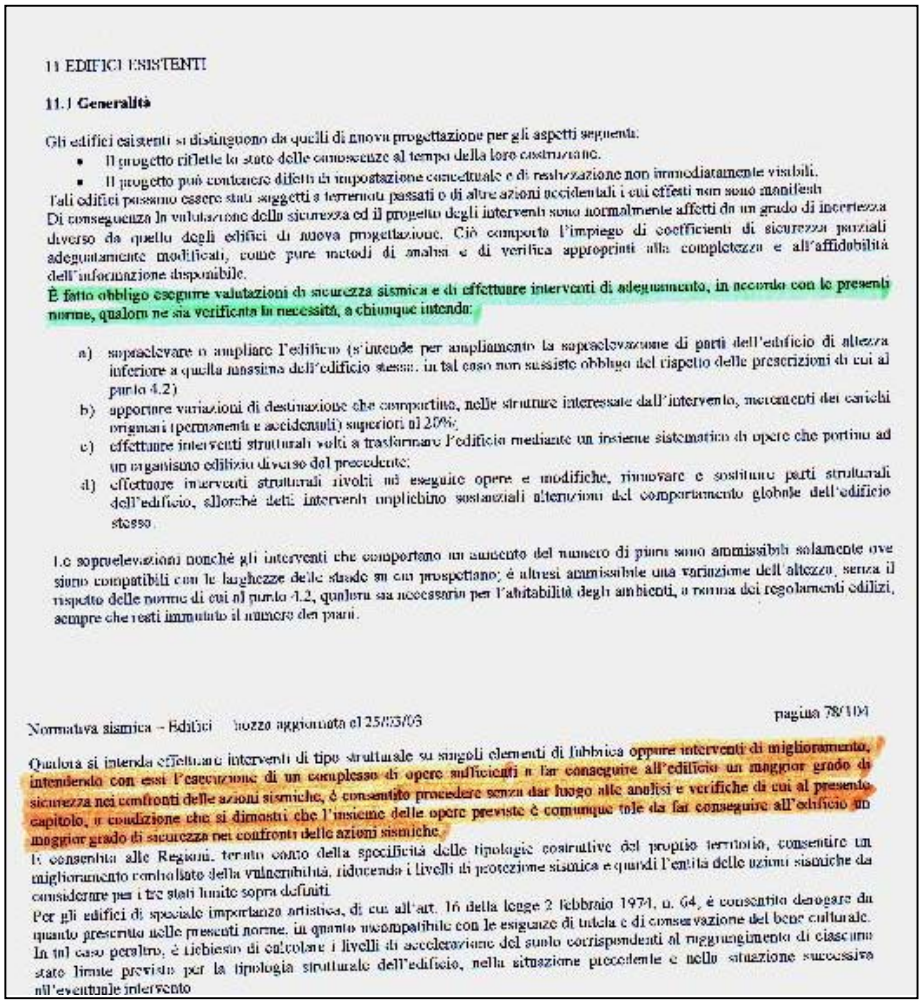
N è il carico verticale totale alla base del piano considerato

A è l'area totale dei muri portanti (ai fini dei carichi verticali) allo stesso piano

f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura.

Il dimensionamento delle fondazioni può essere effettuato in modo semplificato tenendo conto delle tensioni normali medie e delle sollecitazioni sismiche globali determinate con l'analisi statica lineare.

EDIFICI ESISTENTI - RECUPERO



11 EDIFICI ESISTENTI

11.1 Generalità

Gli edifici esistenti si distinguono da quelli di nuova progettazione per gli aspetti seguenti:

- Il progetto riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione.
- Il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non immediatamente visibili.

Tali edifici possono essere stati soggetti a terremoti passati o di altre azioni accidentali i cui effetti non sono manifesti.
Di conseguenza la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione. Ciò comporta l'impiego di coefficienti di sicurezza parziali adeguatamente modificati, come pure metodi di analisi e di verifica appropriati alla completezza e all'affidabilità dell'informazione disponibile.
È fatto obbligo eseguire valutazioni di sicurezza sismica e di effettuare interventi di adeguamento, in accordo con le presenti norme, qualora ne sia verificata la necessità, a chiunque intenda:

a) sopraelevare o ampliare l'edificio (s'intende per ampliamento la sopraelevazione di parti dell'edificio di altezza inferiore a quella massima dell'edificio stesso: in tal caso non sussiste obbligo del rispetto delle prescrizioni di cui al punto 4.2)
b) apportare variazioni di destinazione che comportino, nelle strutture interessate dall'intervento, incrementi dei carichi originari (permanenti e accidentali) superiori al 20%;
c) effettuare interventi strutturali volti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente;
d) effettuare interventi strutturali rivolti ad eseguite opere e modifiche, rinnovare o sostituire parti strutturali dell'edificio, allorché detti interventi implichino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso.

Le sopraelevazioni nonché gli interventi che comportano un aumento del numero di piani sono ammissibili solamente ove siano compatibili con le larghezze delle strade su cui prospettano; è altresì ammissibile una variazione dell'altezza, senza il rispetto delle norme di cui al punto 4.2, qualora sia necessaria per l'abitabilità degli ambienti, a norma dei regolamenti edilizi, sempre che resti immutato il numero dei piani.

Normativa sismica – Edifici bozzo aggiornata al 25/03/03 pagina 78/104

Qualora si intenda effettuare interventi di tipo strutturale su singoli elementi di fabbrica oppure interventi di miglioramento, intendendo con essi l'esecuzione di un complesso di opere sufficienti a far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, è consentito procedere senza dar luogo alle analisi e verifiche di cui al presente capitolo, a condizione che si dimostri che l'insieme delle opere previste è comunque tale da far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche.
È consentita alle Regioni, tenuto conto della specificità delle tipologie costruttive del proprio territorio, consentire un miglioramento controllato della vulnerabilità, riducendo i livelli di protezione sismica e quindi l'entità delle azioni sismiche da considerare per i tre stati limite sopra definiti.
Per gli edifici di speciale importanza artistica, di cui all'art. 16 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, è consentito derogare da quanto prescritto nelle presenti norme, in quanto incompatibile con le esigenze di tutela e di conservazione del bene culturale. In tal caso peraltro, è richiesto di calcolare i livelli di accelerazione del suolo corrispondenti al raggiungimento di ciascuno stato limite previsto per la tipologia strutturale dell'edificio, nella situazione precedente e nella situazione successiva all'eventuale intervento.

Vengono confermati i due differenti livelli di intervento

1) Adeguamento sismico

2) Miglioramento sismico

Si definiscono diversi livelli di conoscenza, relativi a:

GEOMETRIA

- Disegni originali e rilievo visivo a campione
- Rilievo completo anche del quadro fessurativo

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Collegamento tra le pareti (qualità ed integrità delle ammorsature delle croci di muro)

Collegamento solaio-parete (cordoli e relativa armatura)

Piattabande, elementi spingenti etc.

- Disegni originali (completi o incompleti) con verifiche in situ limitate
- Verifiche in situ estese ed esaustive

PROPRIETA' DEI MATERIALI

- Indagini in situ limitate (valutazioni visive e rif. Bibliografici)
- Indagini in situ estese (almeno 1 prova per ogni tipo di muratura)
- Verifiche in situ esaustive (prove sufficienti per ogni tipo di muratura)

Le prove possono essere eseguite in situ (martinetti piatti) o in laboratorio e si possono combinare con prove non distruttive

I livelli di conoscenza influenzano il fattore di confidenza FC

LC1 : Conoscenza limitata

Geometria: rilievo strutturale completo
Dettagli costruttivi: verifiche in situ limitate
Proprietà dei materiali: indagini in situ limitate

FC = 1.35

Resistenze e moduli elastici: minimi di tabella.

LC2 : Conoscenza adeguata

Geometria: rilievo strutturale completo
Dettagli costruttivi: verifiche in situ estese ed esaustive
Proprietà dei materiali: indagini in situ estese

FC = 1.20

Resistenze e moduli elastici: medie di tabella.

LC3 : Conoscenza accurata

Geometria: rilievo strutturale completo
Dettagli costruttivi: verifiche in situ estese ed esaustive
Proprietà dei materiali: indagini in situ esaustive

FC = 1.00

Resistenze: medie delle prove (3) o medie di tabella corrette (2 o 1)
Moduli elastici: medie delle prove o di tabella

Resistenza della muratura - Circolare Min.LL.PP. 30/7/81:

"Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione..... degli edifici in muratura danneggiati dal sisma"

	TIPO DI MURATURA	τ_k (t/m^2)	σ_k (t/m^2)
MURATURE NON CONSOLIDATE NON LESIONATE	Mattoni pieni Malta bastarda	12	300
	Blocco modulare (con caratteristiche rispondenti alle prescrizioni DM 3-3-1975) (29 x 19 x 19 *cm*) Malta bastarda	8	250
	Blocco in argilla espansa o calcestruzzo Malta bastarda	18	300
	Murature in pietra (in presenza di ricorsi di mattoni estesi a tutto lo spessore del muro, il valore rappresentativo di τ_k può essere incrementato del 30%) *a)* pietrame in cattive condizioni *b)* pietrame grossolanamente squadrato e ben organizzato *c)* a sacco in buone condizioni	 2 7 4	 50 200 150
	Blocchi di tufo di buona qualità	10	250
MURATURE NUOVE	Mattoni «pieni» con fori circolari Malta cementizia $R_m \geq 1450\ t/m^2$	20	500
	Forati doppio UNI rapp. vuoto/pieno = 40% Malta cementizia $R_m \geq 1450\ t/m^2$	24	500
MURATURE CONSOLIDATE	Mattoni pieni, pietrame squadrato, consolidate con 2 lastre in calcestruzzo armato da *cm* 3 (minimo)	18	500
	Pietrame iniettato Murature in pietra a sacco consolidate con due lastree in cls armato da *cm* 3 (minimo)	11 / 11	300 / 300

SONO GIA' VALORI DI CALCOLO che si utilizzavano per analisi non lineari (il POR si può ritenere un'analisi non lineare)

NON SI DOVEVA APPLICARE IL COEFFICIENTE DI SICUREZZA γ_m

È quindi da considerare come un valore medio

f_m = 2,5 MPa

Resistenza della muratura - Ordinanza 3431 - Edifici esistenti

Tabella 11.D.1 Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata.

Tipologia di muratura	f_m (N/cm^2) min-max	τ_0 (N/cm^2) min-max	E (N/mm^2) min-max	G (N/mm^2) min-max	w (kN/m^3)
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	60 90	2,0 3,2	690 1050	115 175	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	110 155	3,5 5,1	1020 1440	170 240	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	150 200	5,6 7,4	1500 1980	250 330	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	80 120	2,8 4,2	900 1260	150 210	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	300 400	7,8 9,8	2340 2820	390 470	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	180 280	6,0 9,2	1800 2400	300 400	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	380 500	24 32	2800 3600	560 720	15
Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)	460 600	30,0 40,0	3400 4400	680 880	12
Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2580 3300	430 550	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	2200 2800	440 560	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	300 440	18,0 24,0	2700 3500	540 700	14

f_m = resistenza media a compressione della muratura
τ_0 = resistenza media a taglio della muratura
E = valore medio del modulo di elasticità normale
G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale
w = peso specifico medio della muratura

SONO
VALORI MEDI

SI DEVONO TRASFORMARE IN VALORI DI CALCOLO
con il coefficiente di sicurezza γ_m
ed il fattore di confidenza FC

Quindi:
ulteriore riduzione
-per 1/2 da f_m a f_d
- e poi per 1/FC

Resistenza della muratura - Ordinanza 3431 - Edifici esistenti
Coefficienti incrementativi per migliori caratteristiche

Tipologia di muratura	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezioni di malta	Intonaco armato
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,4	1,2	1,5	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	-	1,5	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	-	1,3	1,5	1,5
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	1,3	-	-	-	1,3

D.M. 87
(edifici nuovi)
- resistenza blocchi
f_{bk} = 3,0 MPa
- malta M4

f_k = 2,0 MPa

f_d =2,0/3= 0,7 Mpa
(car.verticali γ_m=3)

f_d =2,0/2= 1,0 Mpa
(cond. sismica γ_m=2)

Muratura di tufo di buona qualità
LC2 FC=1,2

f_m = 10x1,5x1,5 = 2,25 MPa (valore medio della resistenza)
f_d = 2,25/1,2 = 1,88 MPa (valore di calcolo - analisi non lineari)
f_d = 1,88/2 = 0,94 MPa (valore di calcolo - analisi lineari)

VALUTAZIONE ED ADEGUAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA: METODOLOGIE ED ESEMPI

Parte 3:

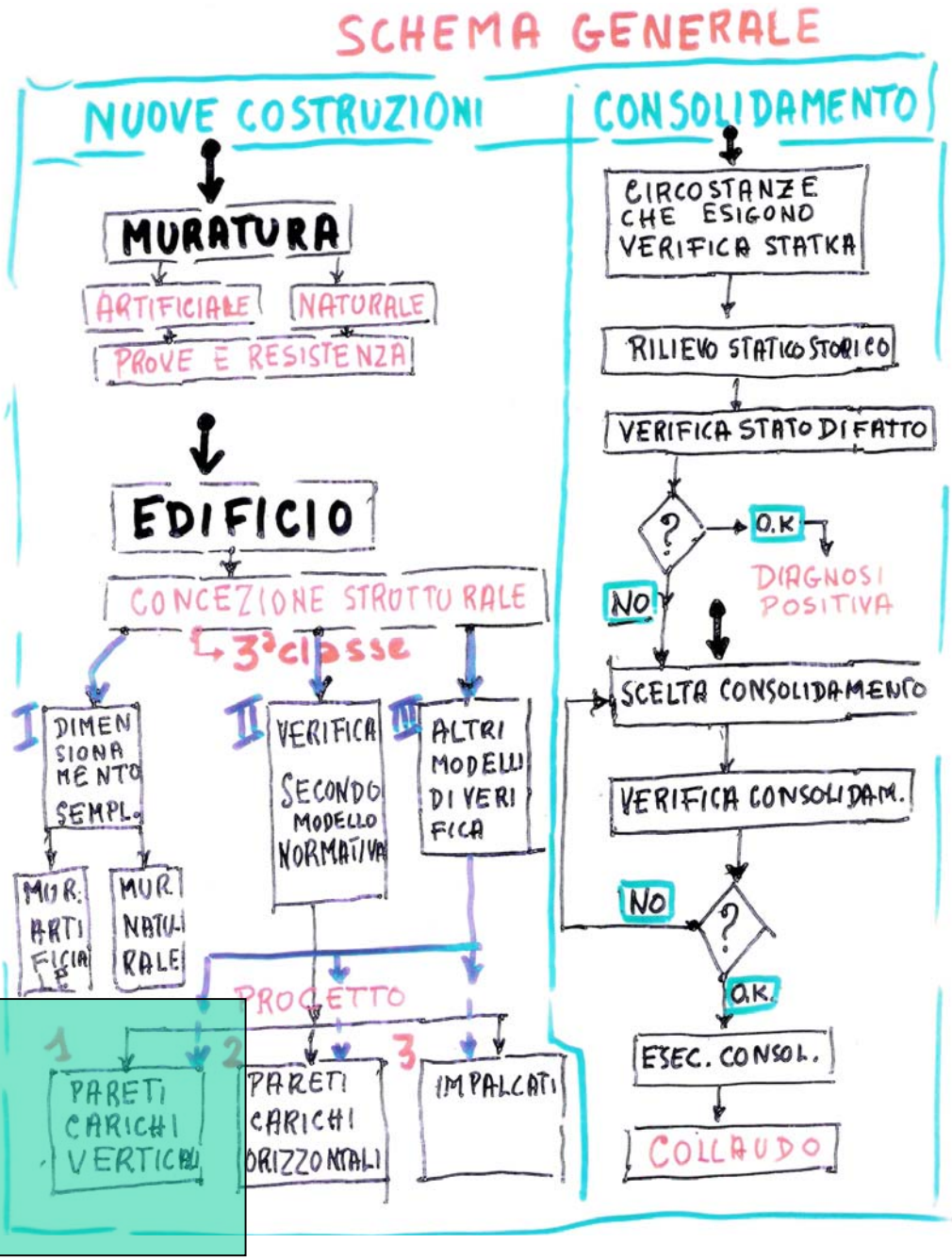
L'EDIFICIO SOGGETTO AI CARICHI VERTICALI E A FORZE ORIZZONTALI TRASVERSALI AI MURI (VERIFICA PER I CARICHI VERTICALI).



La verifica delle pareti murarie per i carichi verticali

La normativa del 1987

Quadro riassuntivo



Verifica delle pareti fuori del piano

Le verifica delle pareti murarie

D.M. 20/11/87

Le azioni e le resistenze di progetto

D.M. 14/09/2005:

1,4 Gk + 1,5 Qk

COMBINAZIONI DI CARICO

- **TENSIONI AMMISSIBILI**

1) $G_K + Q_K + W_K$

2) $G_K + W_K$

G_K = carichi fissi

Q_K = sovraccarichi accidentali

W_K = azioni orizzontali (vento)

- **STATI LIMITE**

A) $1.5\,G_K + 1.5\,(\psi\,Q_K + 0.75\,W_K)$ → ψ = 1 ultimi due piani, 0.9-0.8 ... 0.5 per i successivi

B) $1.5\,G_K + 1.5\,(W_K + 0.6\,Q_K)$ } CARICHI VERTICALI

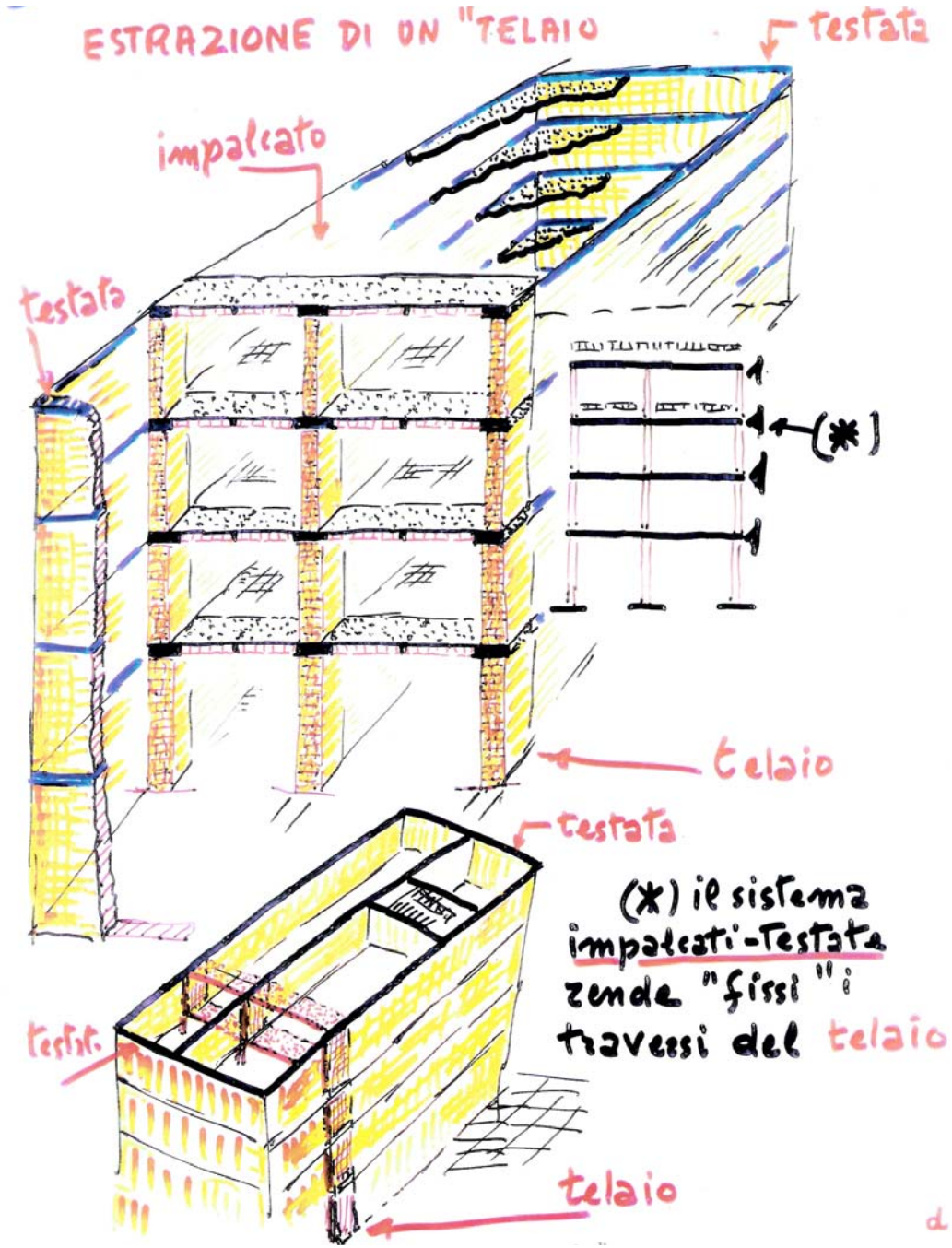
C) $G_K + 1.5\,W_K$ → FORZE ORIZZONTALI

RESISTENZA DELLA MURATURA DI PROGETTO

	TENSIONI AMMISSIBILI	STATI LIMITE
• COMPRESSIONE:	$\sigma_{amm} = f_K / 5$	$f_d = f_K / 3$
• TAGLIO:	$\tau_{amm} = f_{VK} / 5$	$f_{vd} = f_{VK} / 3$

Le verifica delle pareti murarie per i carichi verticali

Modello iperstatico per gli edifici della 3ª classe



Le verifica delle pareti murarie per i carichi verticali

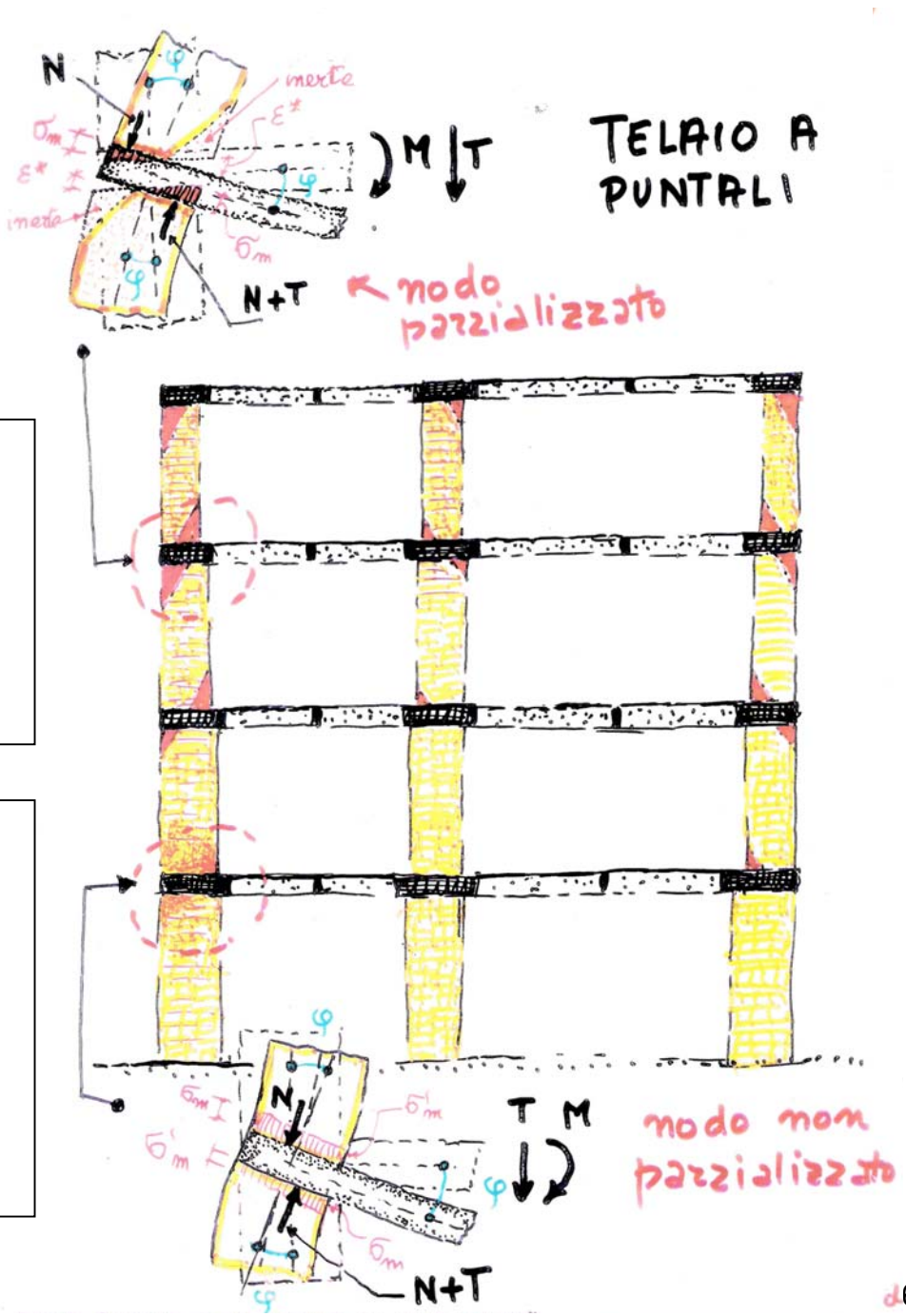
Le pareti degli edifici della 3ª classe formano un telaio trasversale con ritti a sezione variabile in funzione delle caratter. della sollecitazione

Il telaio è a nodi fissi

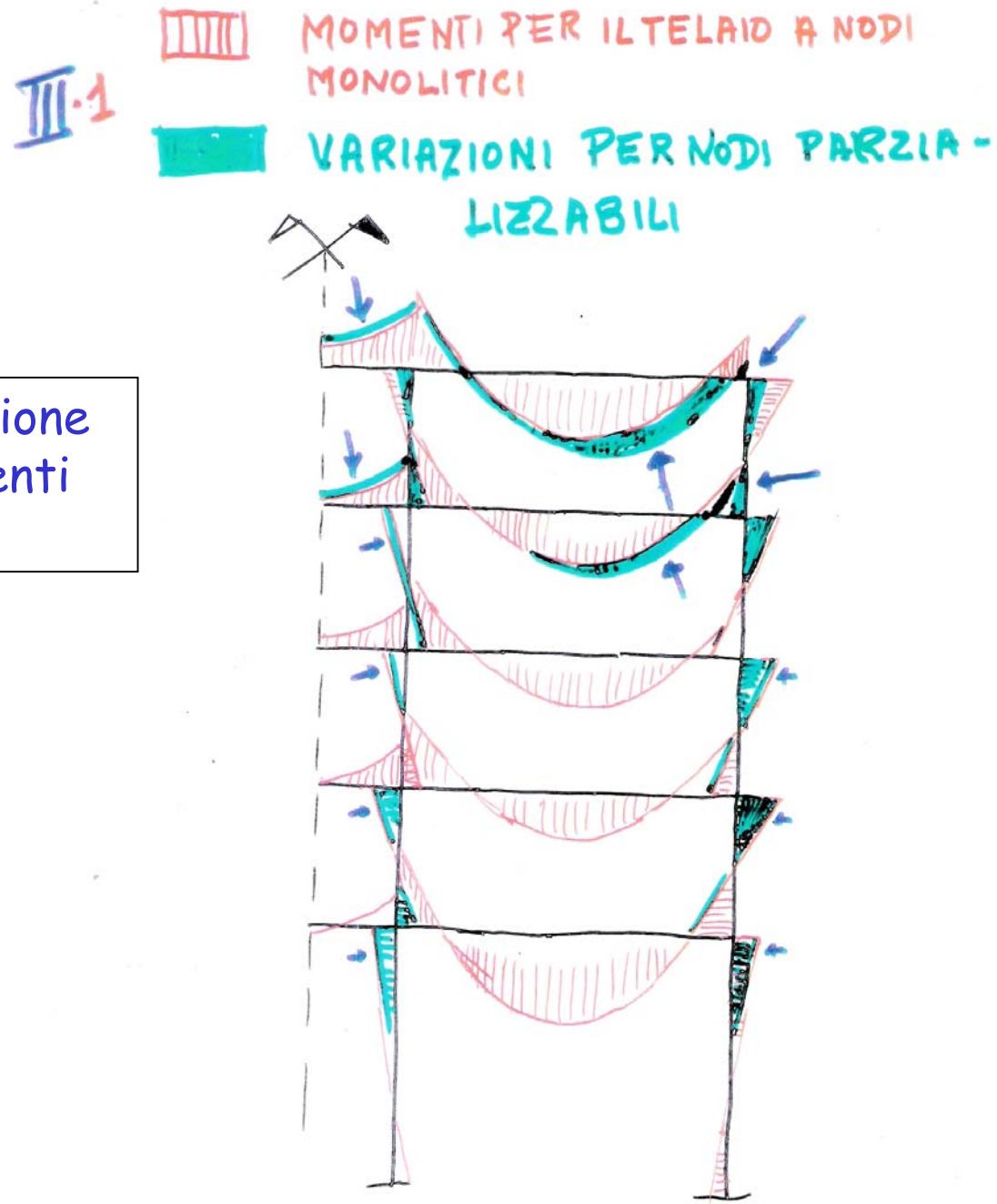
I ritti sono i maschi murari

I traversi sono i solai

Lo schema è affetto da non linearità meccanica

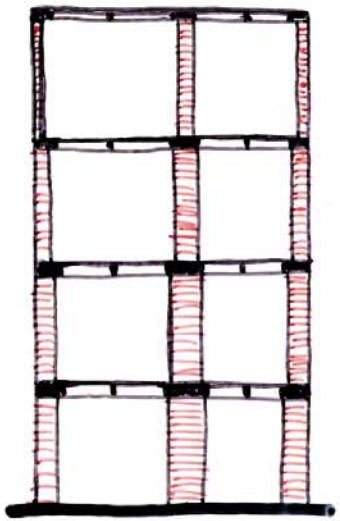


Effetti della parzializzazione sulle sollecitazioni flettenti del telaio

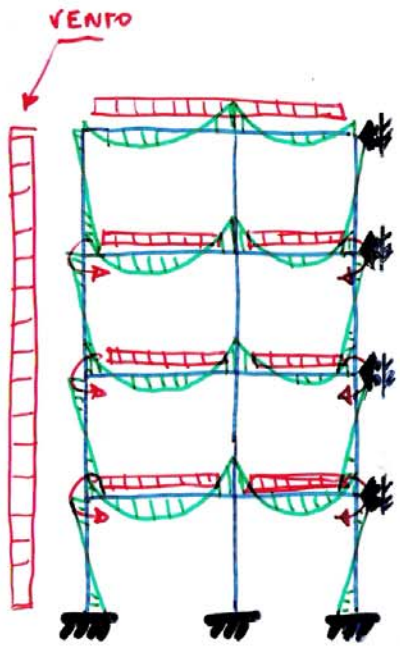


Comportamento per i carichi verticali

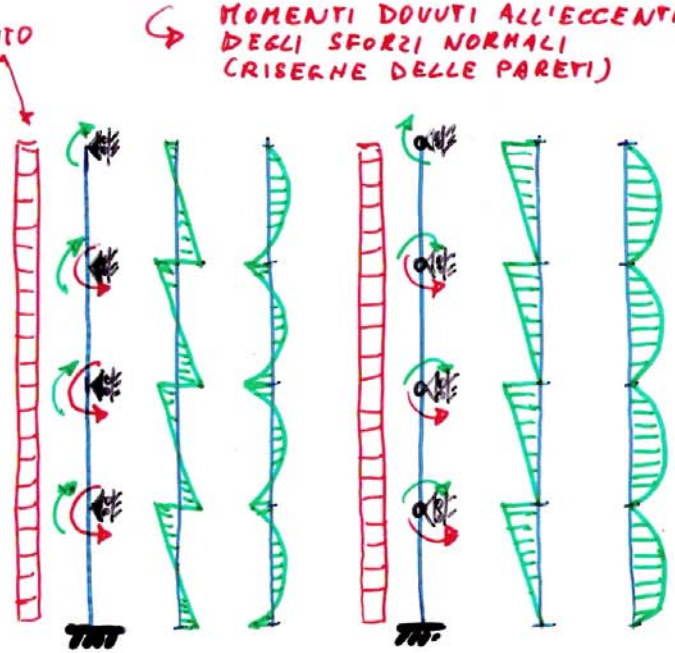
Schemi semplificati



TELAIO MURARIO EFFETTIVO



SCHEMA DI TELAIO A NODI FISSI CON RITTI PARZIALIZZABILI



SCHEMA DI TRAVE CONTINUA CON CONTINUITA' DEI RITTI (SENZA CONGRUENZA CON I SOLAI)

SCHEMA DI TRAVI SINGOLE APPOGGIATE SENZA CONTINUITA' DEI RITTI (PARZIALIZZAZIONE)

Le verifica delle pareti murarie per i carichi verticali

D.M. 20/11/87

Le modalità di verifica

Tensioni ammissibili

Stato limite ultimo

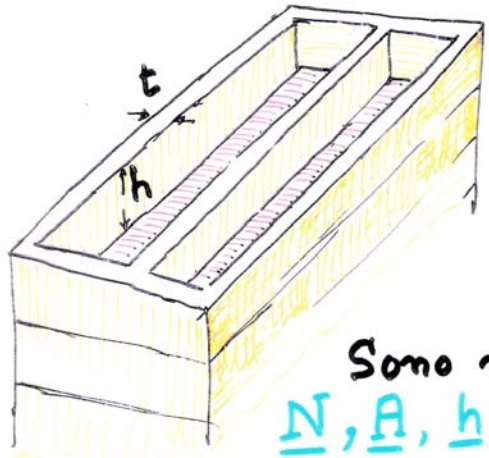
$f_d = f_k / 3$ res. del materiale

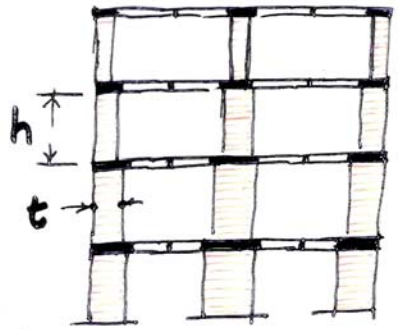
$N_{rd} = \phi\ A\ f_d$ resist. del muro

deve risultare:

$N_d <= N_{rd}$

11.1 VERIFICA PARETI PER 1 CARICHI VERTICALI





Sono noti:

N, A, h, t

Inoltre $\sigma_m = \frac{f_k}{5}$ = resistenza caratteristica / coeff. di sicurezza

Deve verificarsi

$$\sigma = \frac{N}{A\phi} \leq \bar{\sigma}_m$$

dove $\phi < 1$ è funzione di:

1) e eccentricità di N

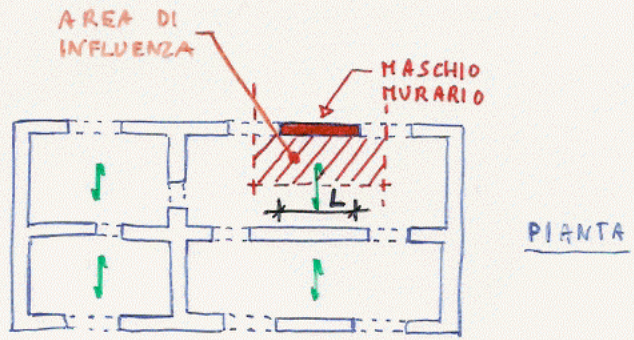
2) λ snellezza del muro = altezza libera / spessore $= \frac{\rho h}{t}$ $(\rho < 1)$

coefficiente riduttivo $\phi = F(e, \lambda)$

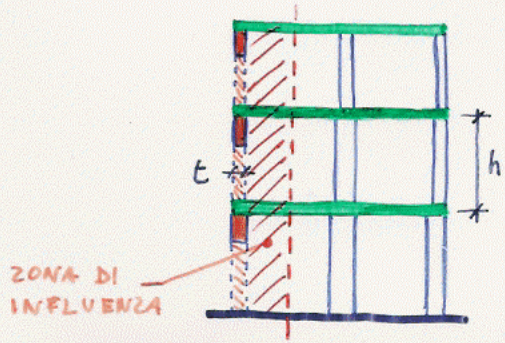
DETERMINAZIONE DELLO SFORZO NORMALE

N

- LO SFORZO NORMALE **N** SI PUÒ CALCOLARE CON RIFERIMENTO ALLE COMBINAZIONI DI CARICO PREVISTE IN BASE ALLA AREA DI INFLUENZA DEL MASCHIO MURARIO



PIANTA



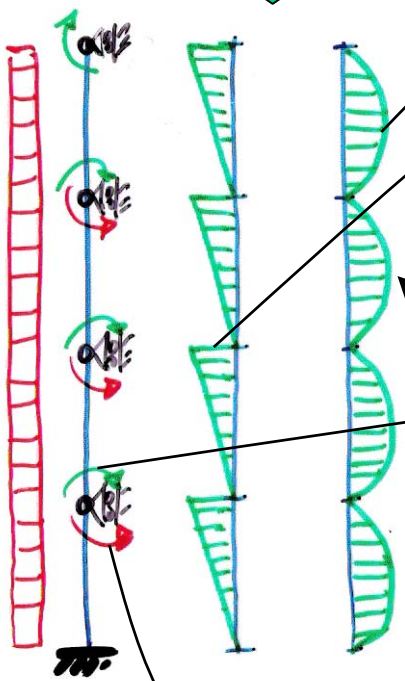
SEZ. VERTICALE

N

- E' DATO DAL
  - PESO PROPRIO DELLA MURATURA (DEL MASCHIO E DELLE FASCE DI PIANO)
  - CARICO TRASMESSO DAI SOLAI
- E' VALUTATO AL LIVELLO DI VERIFICA (ESTREMI E ZONA INTERMEDIA DEL MASCHIO)

Valutazione dell'eccentricità

Schema strutturale semplificato di riferimento



$M_v = q_v\, h^2/8$

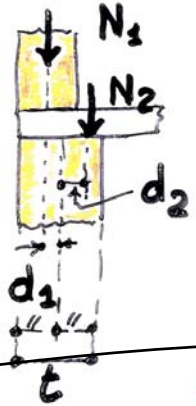
1) ECCENTRICITA' e di N

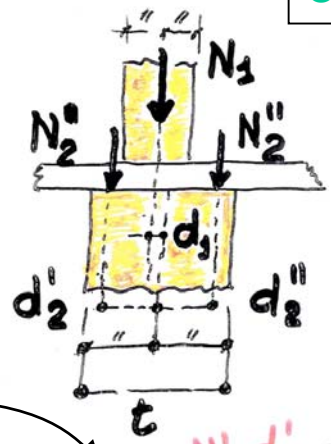
Il valore di e dipende da:

1) carichi verticali : e_s (agli estremi)
2) tolleranze : $e_a = \frac{h}{200}$ (ovunque)
3) vento : e_v da calcolo (intermedio)

$e_v = M_v / N_{tot}$

$e_s = e_{s1} + e_{s2}$





$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \Sigma N_2} \qquad e_{s2} = \frac{N_2' d_2' + N_2'' d_2}{N_1 + \Sigma N_2}$$

$$e = \max \begin{cases} e_1 = |e_s| + |e_a| \\ e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v| \end{cases} < \frac{t}{3}$$

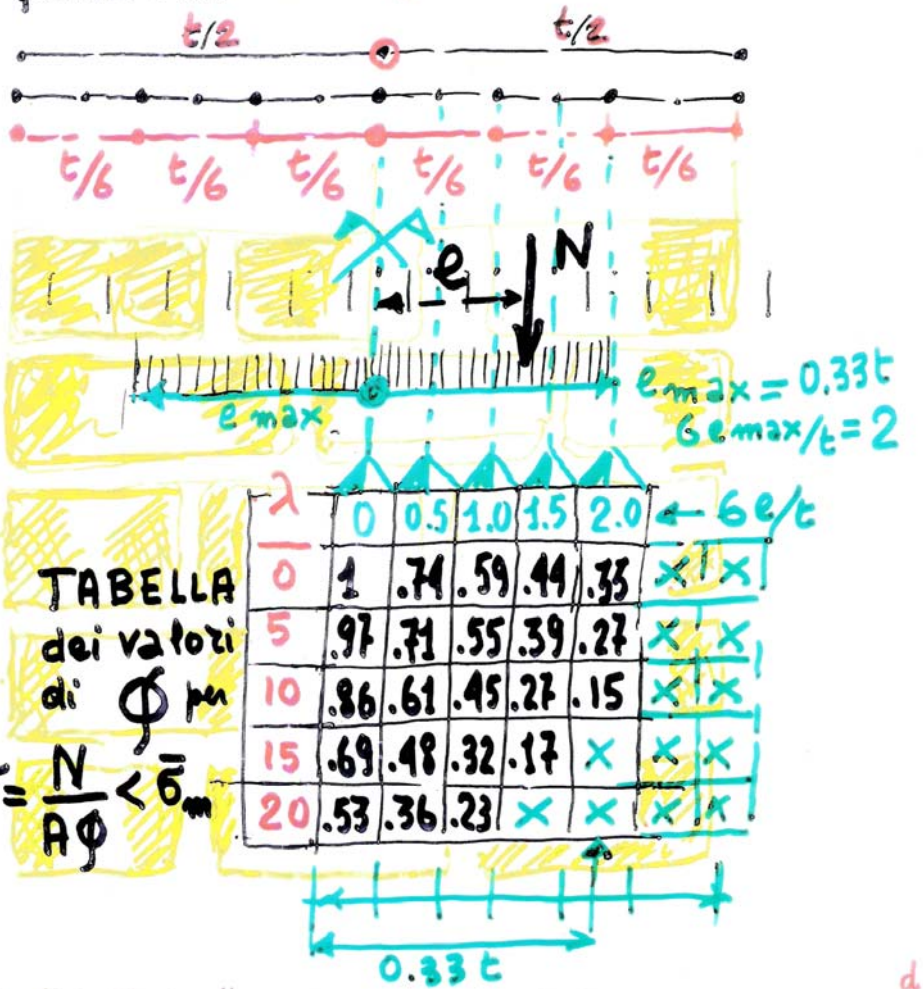
$\frac{e}{t} \leq 0.33$

N può uscire dal nocciolo di inerzia (t/6)

Valutazione del coefficiente ϕ riduttivo della resistenza della sezione

Tiene conto dei problemi di instabilità del muro compresso al di fuori del proprio piano

Essendo stati determinati i valori di e (eccentricità) e di λ (snellezza) $= \rho h/t$ i valori del coefficiente riduttivo ϕ sono forniti dalla tabella in funzione di $6e/t$ e di $\lambda = \rho h/t$

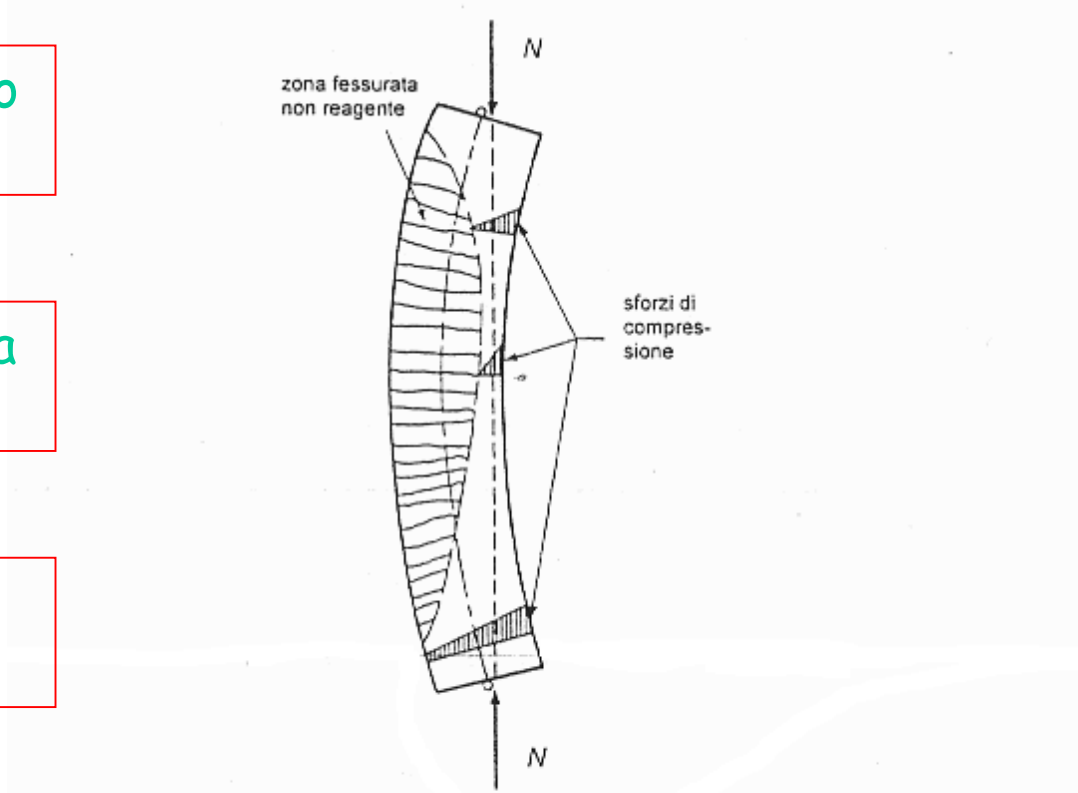


Instabilità delle colonne compresse in muratura

Sforzo normale eccentrico sulle basi

Materiale non resistente a trazione

Materiale con resistenza finita a compressione



Le curve di stabilità

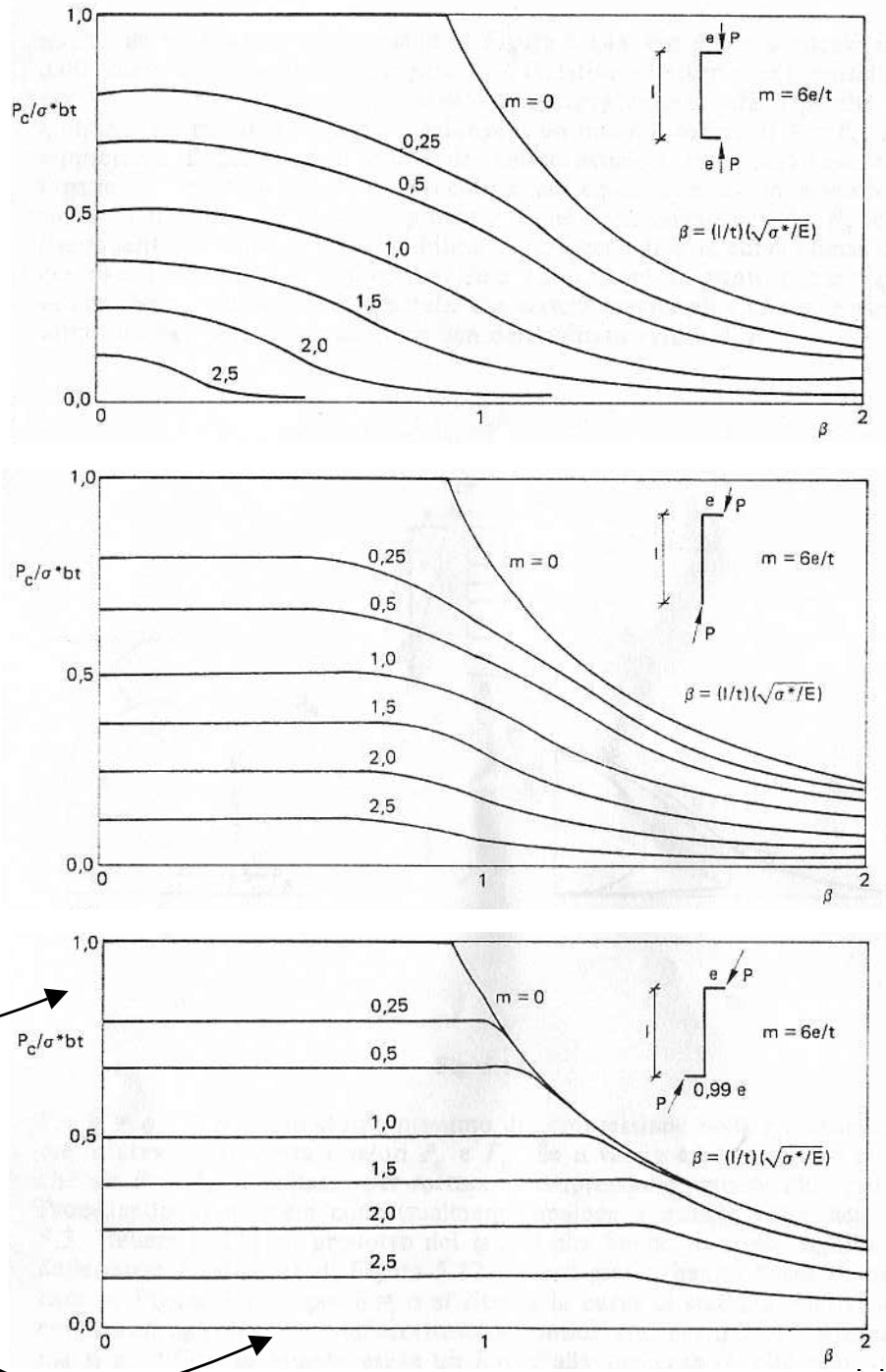
Forniscono il carico di collasso dell'elemento murario in funzione della sua snellezza e dell'eccentricità sulle basi

Tengono conto sia della rottura a compressione che per instabilità

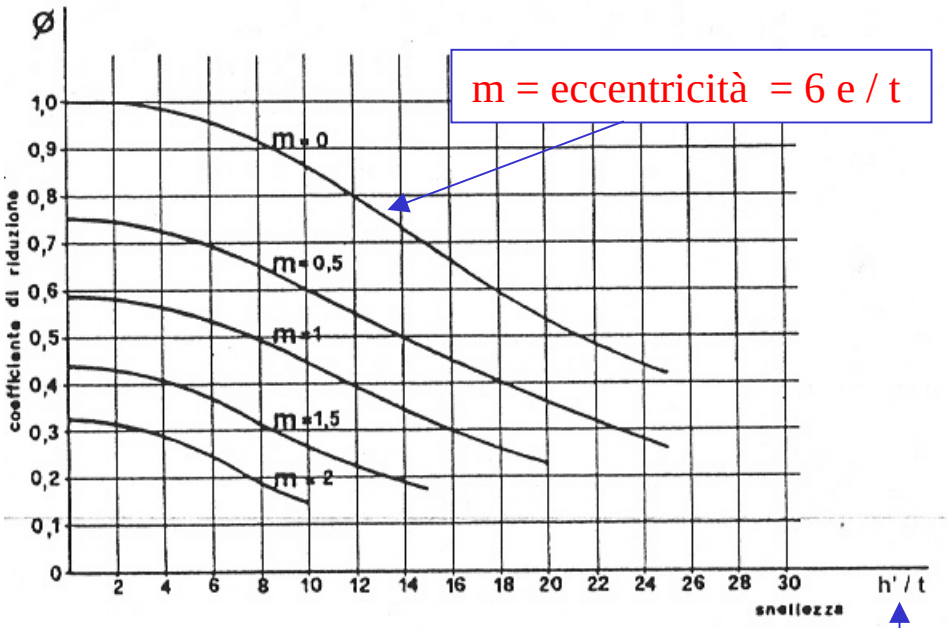
P_c = carico di collasso della muratura

σ_u b t = carico ultimo a compressione

$\beta = (l / t) (\sigma_u / E)^{1/2}$ = snellezza

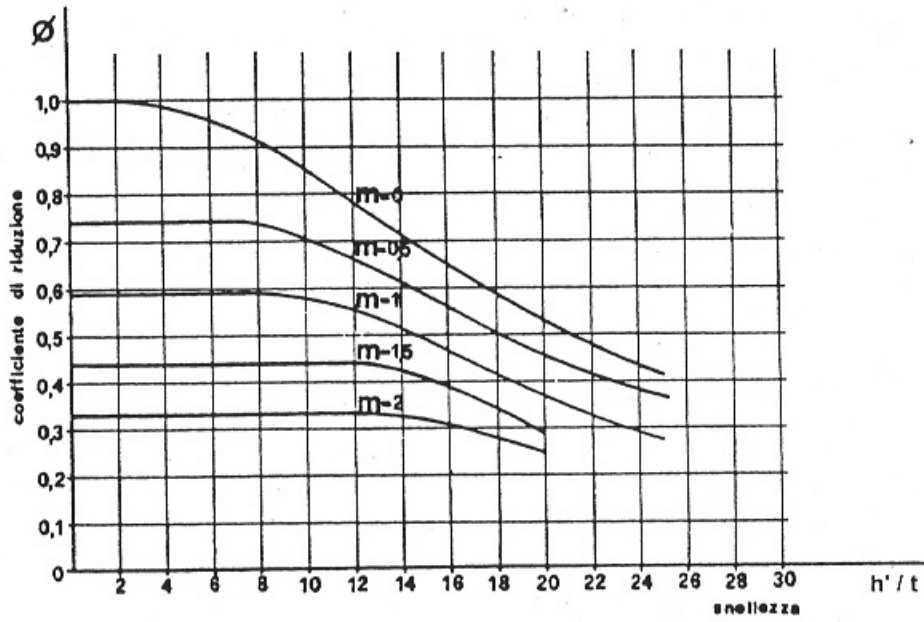


Il coefficiente ϕ riduttivo della resistenza – D.M.20/11/87



m = eccentricità = 6 e / t

a) Ipotesi dell'articolazione



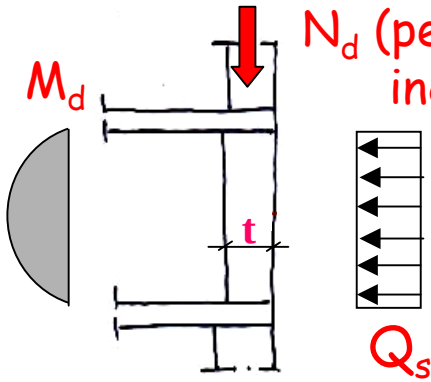
b) Ipotesi "della continuità"

snellezza efficace = ρ (h / t)

Muri appoggiati ai solai

Muri continui (telaio o trave continua)

Le verifica delle pareti per le azioni sismiche trasversali
Ordinanza 3274 +3431



N_d (per Q_k e $G_k$non incrementati)

w = peso parete

$Q_s = w\, S_a\, \gamma_i / q_a$

$$S_a = \frac{3\, S\, a_g\,(1 + z/H)}{g\,(1 + (1 - T_a/T_1)^2)}$$

- amplificazione per l'altezza
- amplificazione per risonanza ($T_a \approx T_1$)

per $T_a = 0$ (periodo elemento)

$S_{a\,max} = 2{,}5\, S\, a_g/g$

$q_a = 3$ (fattore di struttura)

Per II cat. suolo B:

$Q_s = w \times (2{,}5 \times 1{,}25 \times 0{,}25/3) =$
$= 0{,}26\, w$

Le azioni di calcolo

La verifica a pressoflessione



Per

$N = N_d$

$\sigma_o = N/A$

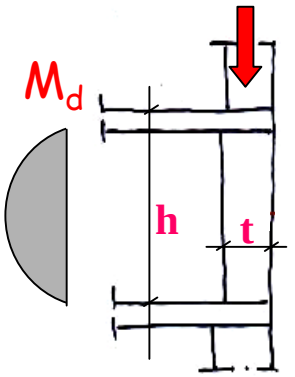
deve risultare:

$M_d <= M_u$

essendo:

$$M_u = (\sigma_0\, L\, t^2/2)\,(1 - \sigma_0/0.85 f_d)$$

Le verifica delle pareti per le azioni sismiche trasversali
ESEMPIO NUMERICO



N_d (per Q_k e $G_k$non incrementati)

w = peso parete

$Q_s = w\ S_a\ \gamma_i\ /q_a$

h = 3,5 m t = 30 cm

γ = 16 kN/m^3 w = 4,8 kN/m^2

T_a = 0 q_a=3 γ_i=1

a_g = 0,25g (II cat.) S = 1,25 (suolo B)

Qs = 0,26 x 4,8 = 1,25 kN/m^2

M_d=1,25x3,5^2/8 =1,91 kNm/m

N_d = 90 kN/m (carichi verticali)

σ_0 = 9000 / 30x100 = 0,3 MPa

Il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione

La verifica a pressoflessione

Resistenza del materiale:

f_k= 3 MPa f_d=1,5 MPa

0,85 f_d = 1,28 MPa

Momento ultimo della parete:

$M_u = (\sigma_0\ L\ t^2/2)\ (1-\sigma_0/0.85f_d) =$

$= (3x100x30^2/2)x(1-3/12,8) =$

= 103360 kgcm/m = 10.3 kNm/m

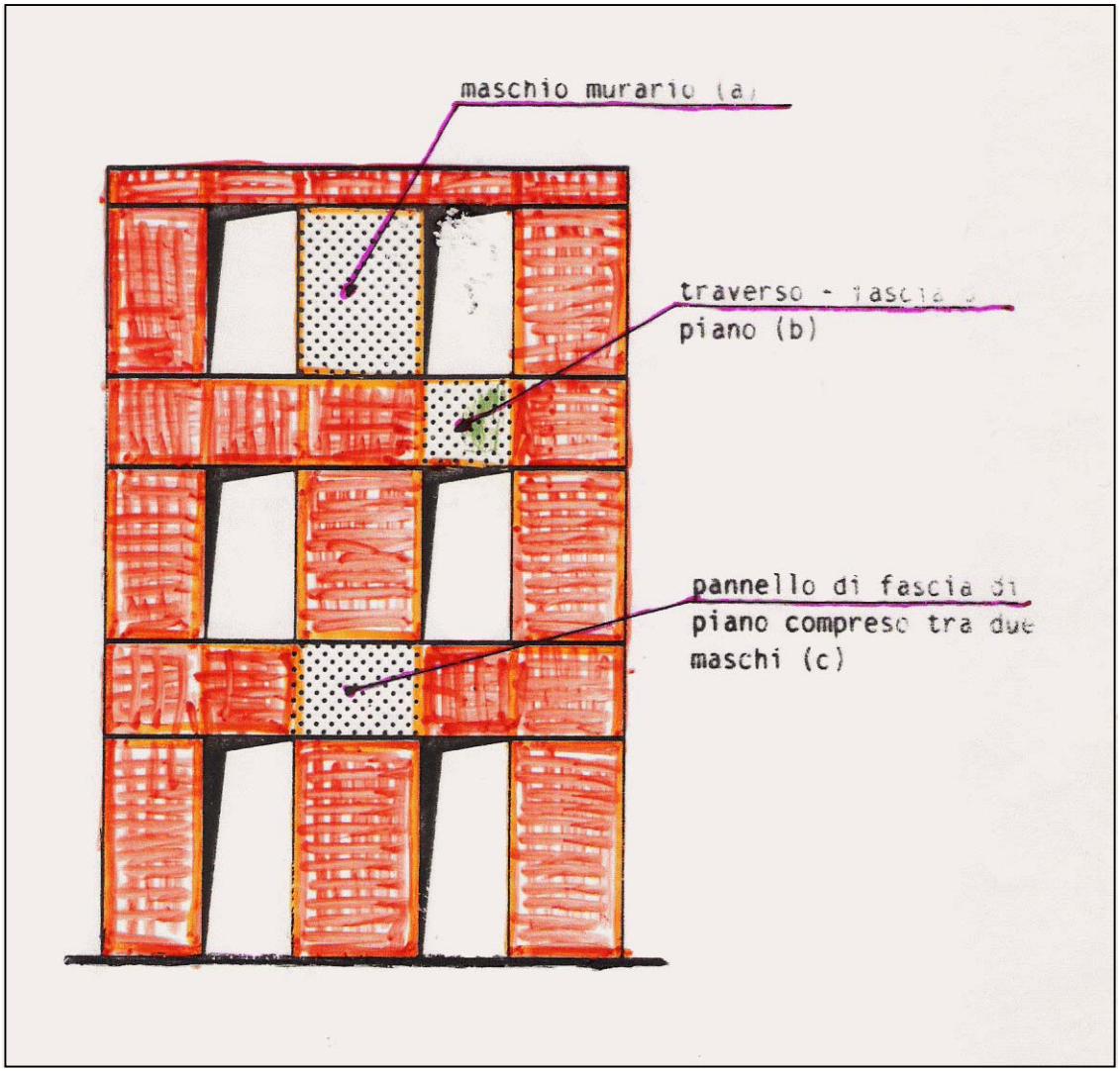
$M_d << Mu$

PROGETTAZIONE SISMICA DI EDIFICI IN MURATURA: ASPETTI APPLICATIVI ED ESEMPI DI CALCOLO

Parte 4:

L'EDIFICIO SOGGETTO A FORZE ORIZZONTALI AGENTI NEL PIANO DEI MURI E AI CARICHI VERTICALI (VERIFICA PER LE AZIONI SISMICHE)



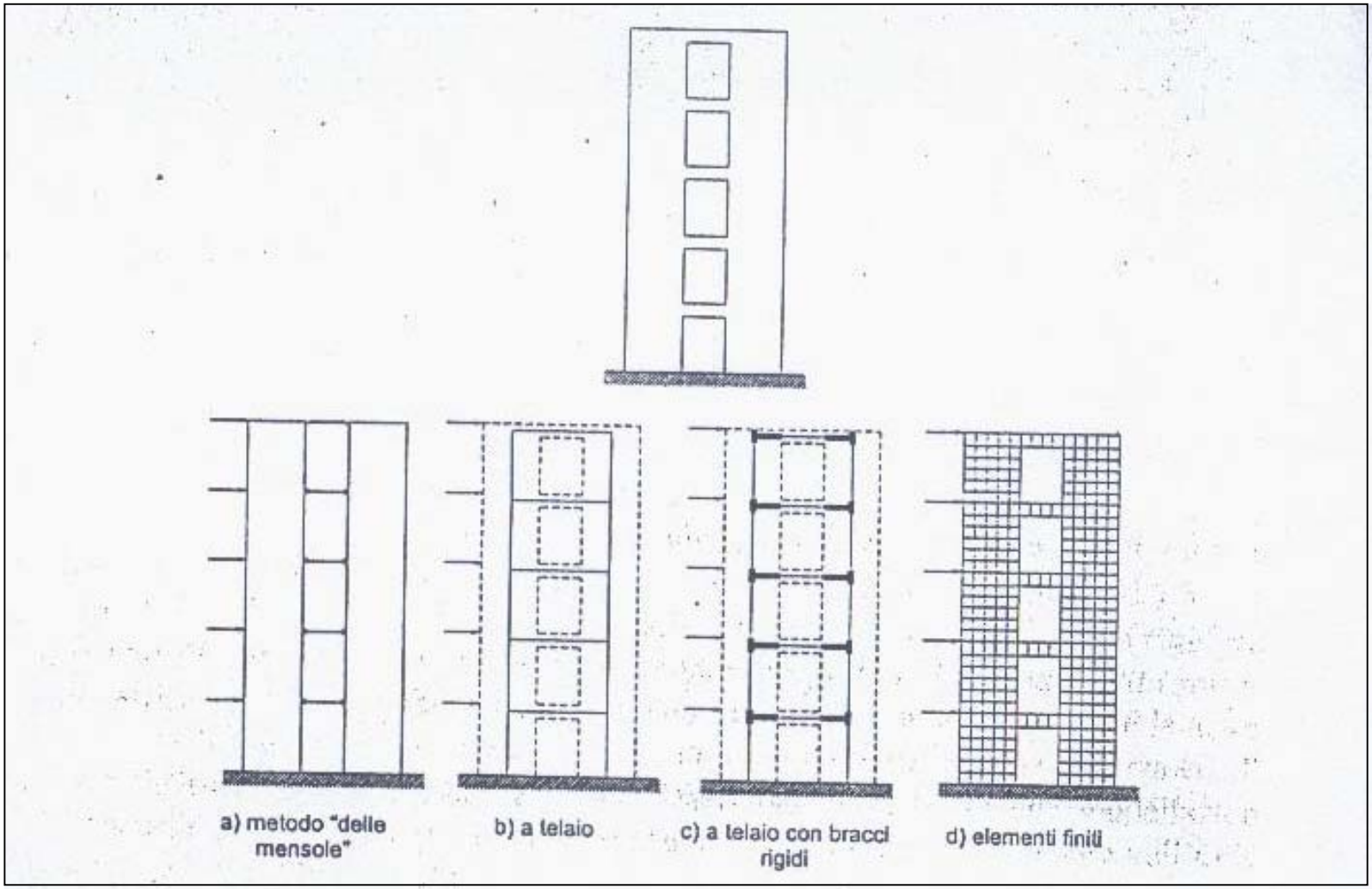


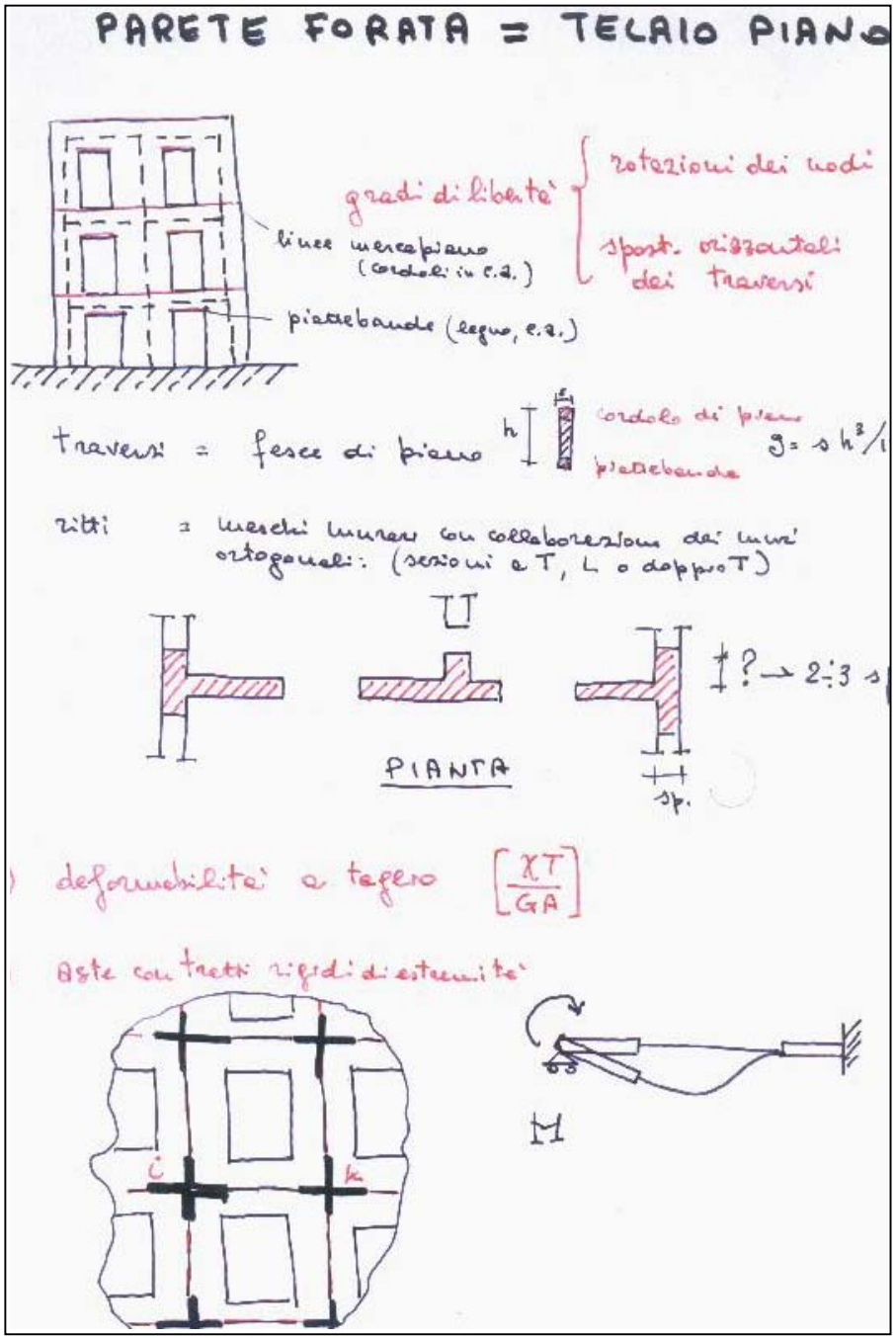
La parete muraria si può considerare costituita da un insieme di pannelli di materiale
non resistente a trazione

Il calcolo dovrebbe essere non lineare per tener conto della parzializzazione della muratura

Determinazione delle caratteristiche della sollecitazione negli elementi murari

Modelli strutturali per la valutazione della risposta della parete muraria sotto azioni orizzontali





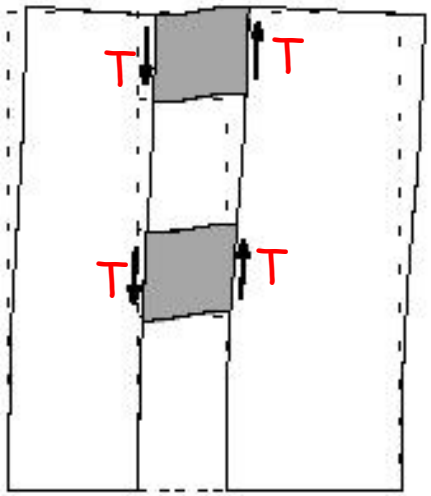
L'ordinanza 3274 segnala la modellazione a telaio delle pareti per l'analisi sismica

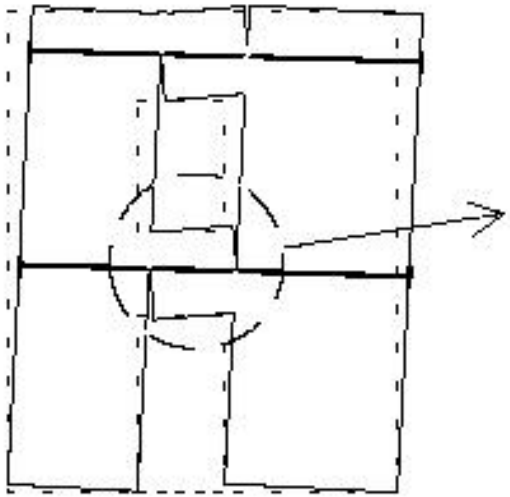
In caso di fasce di piano non sufficientemente resistenti lo schema da adottare è quello di mensole collegate

Si deve considerare anche la deformabilità tagliante.

Il calcolo può essere lineare. Non si tiene conto della parzializzazione

La resistenza a taglio dei traversi è essenziale nel comportamento della parete muraria

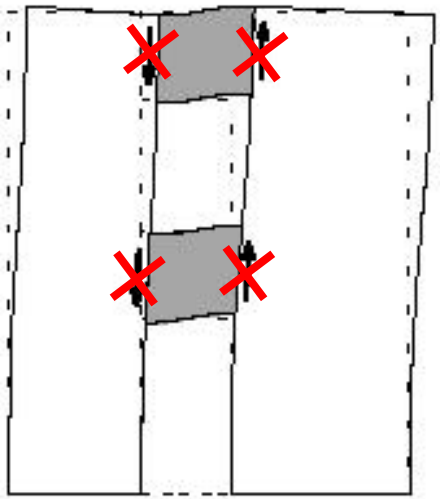


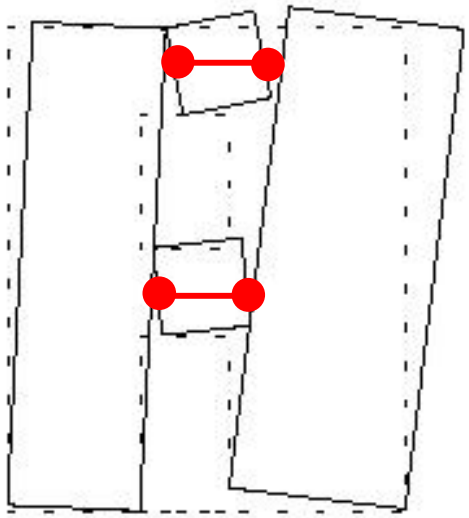


Travi in muratura resistente a taglio

Maschi murari accoppiati.

Parete = telaio

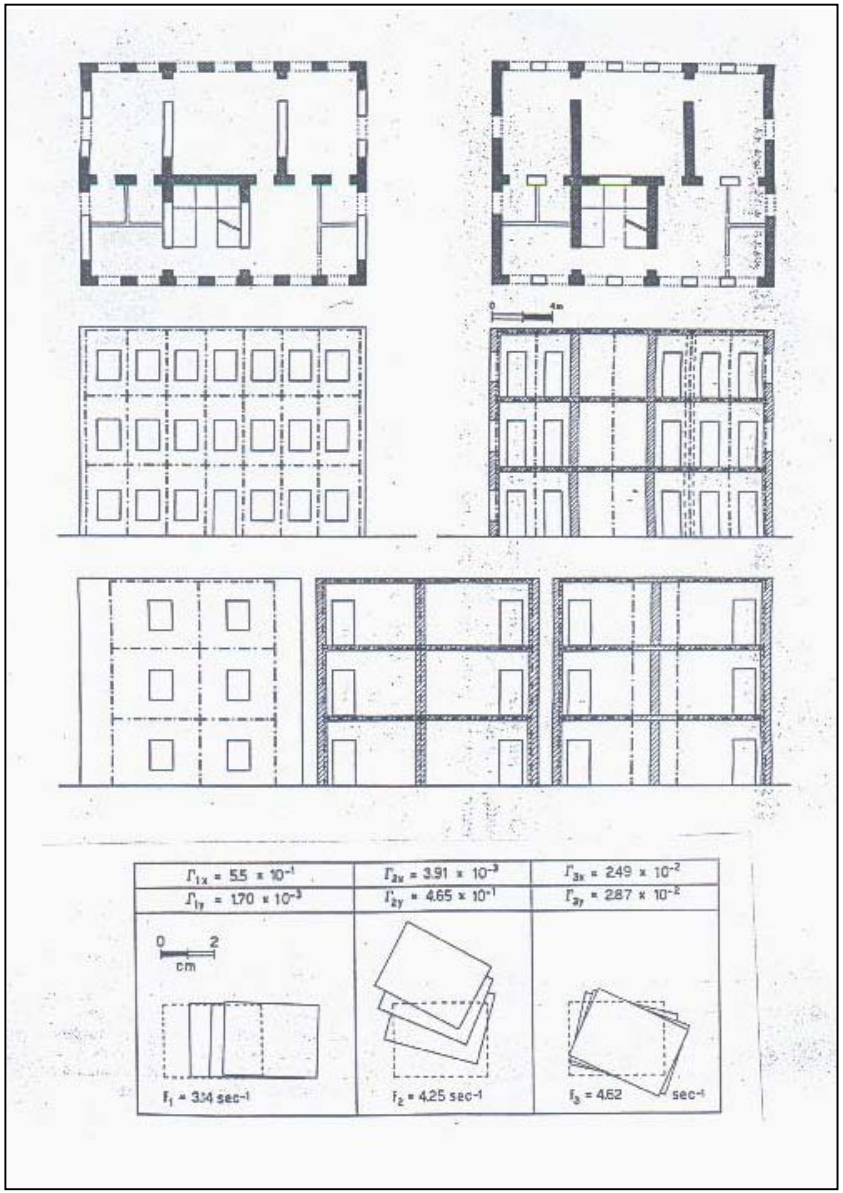




Travi in muratura non resistente a taglio

Maschi murari non accoppiati.

Parete = insieme di mensole collegate



L'edificio in muratura ordinaria si configura come un telaio tridimensionale a piani rigidi

Si può evidenziare il comportamento spaziale caratterizzato anche da rotazioni dell'impalcato

MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI
Circolare 30 Luglio 1981 n. 21745

Legge 14 Maggio 1981, n. 219, Art. 10
«Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma»

Pareti soggette ad azioni complanari

Per la valutazione delle azioni sismiche complanari alle pareti si prenderà in esame l'edificio nella sua interezza, con i collegamenti operati dai solai in quanto efficaci, considerando la forza orizzontale di calcolo (presente a livello di ciascun solaio) applicata nel baricentro delle masse presenti.

La valutazione delle sollecitazioni indotte dalle forze orizzontali avverrà secondo diversi metodi di calcolo, in funzione delle modalità di collasso prevedibili per le pareti.

Nel caso di pareti poco snelle e quindi funzionanti prevalentemente a taglio, quali possono generalmente considerarsi quelle di edifici di limitata altezza (2 o 3 piani) e con fasce di piano fra file di aperture contigue e sovrapposte molto rigide e di sufficiente resistenza, il collasso si realizza in genere con la rottura a taglio degli elementi murari verticali (maschi) (fig. 1 *a)* e la verifica può essere condotta con il procedimento esaurientemente illustrato in appendice.

Quando invece le ipotesi precedenti non sono soddisfatte o per la snellezza delle pareti, come avviene per edifici relativamente alti (4 piani ed oltre), o per l'insufficiente rigidezza e/o resistenza delle fasce di piano, il collasso si realizza in genere con una preventiva rottura a taglio delle fasce di piano, seguita da quella dei maschi murari per effetto combinato di flessione e taglio (fig. 1 b).

La verifica dovrà allora condursi con metodi di calcolo che tengano opportunamente conto delle prevedibili modalità di collasso. A favore della sicurezza e rinunciando a qualsiasi ridistribuzione delle forze in fase elasto-plastica, le pareti possono essere verificate schematizzandole come telai elastici piani.

Nel caso di pareti notevolmente snelle, particolare attenzione sarà dedicata al trasferimento dei carichi verticali da un ritto all'altro del telaio di calcolo, dovuto ai momenti di continuità delle travi.

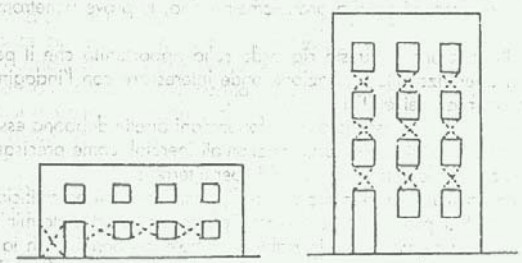
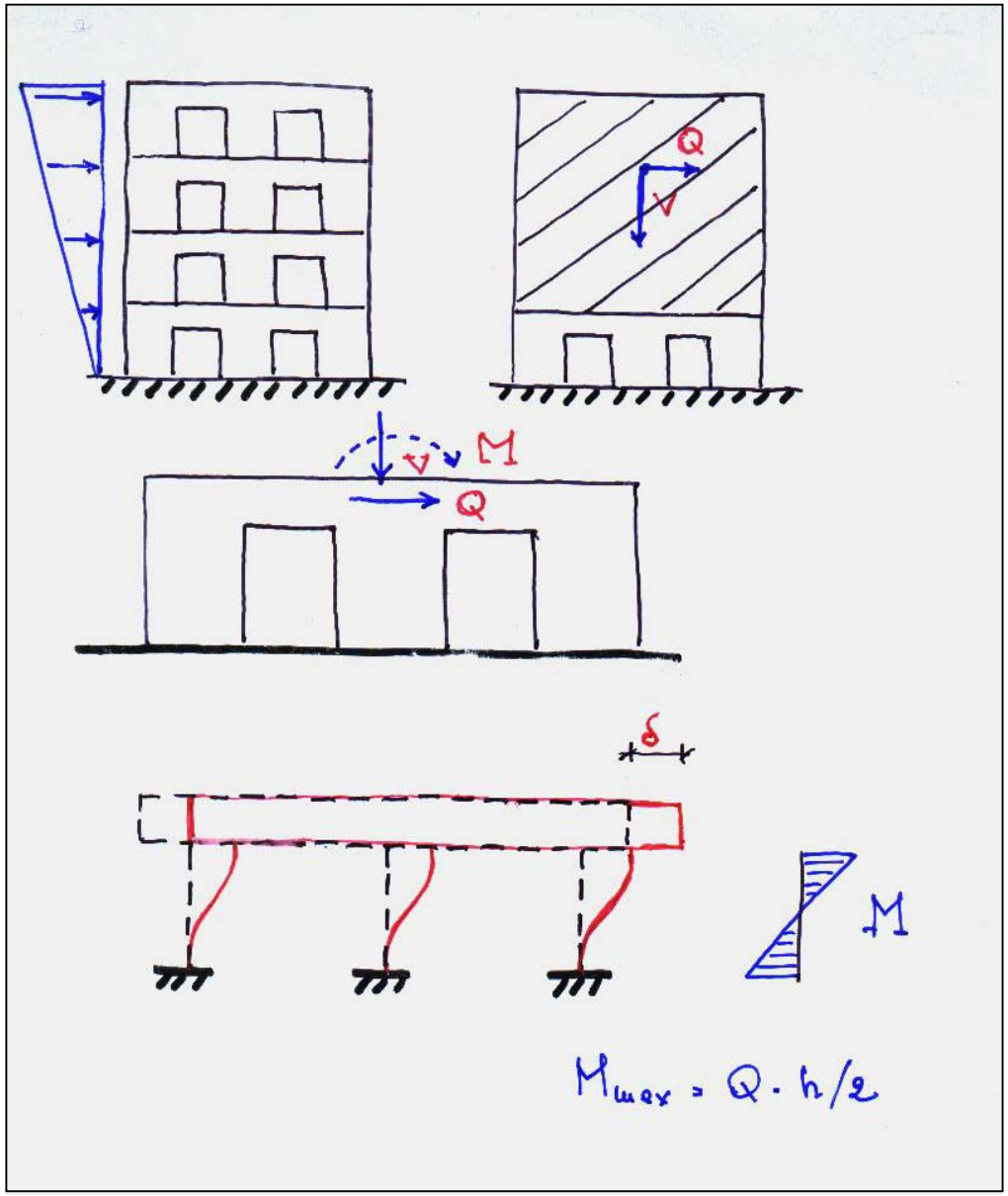


Fig. 1

La modellazione "a telaio"
non è una novità
sancita
dall'ordinanza 3274

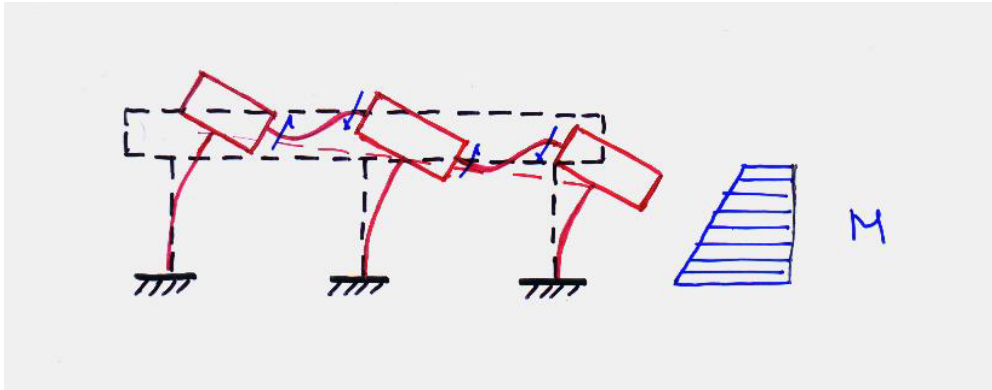
Si parlava di tale
modellazione
già nel 1981, proprio
quando venivano
chiariti i limiti del
POR



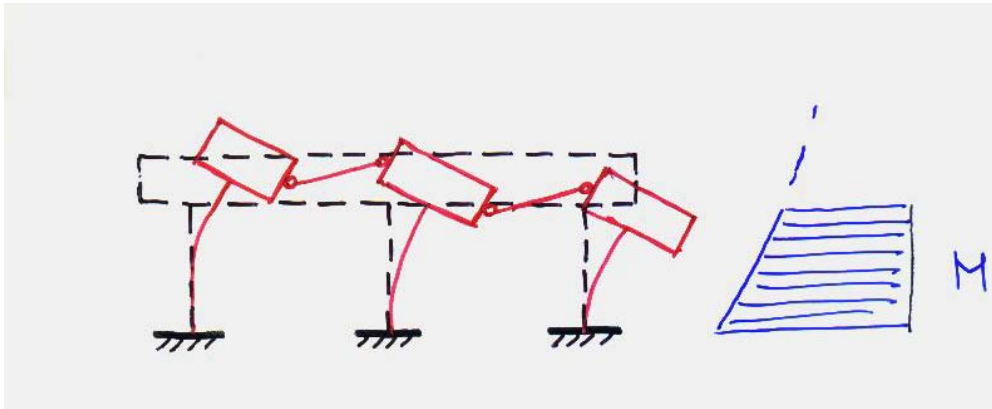
Anche il POR fa riferimento ad un telaio, avente fasce di piano infinitamente rigide

Viene del tutto trascurato il momento ribaltante

La effettiva resistenza e rigidezza della fascia di piano influenza il comportamento della parete muraria



Fascia di piano deformabile: il diagramma del momento si intreccia più in alto



Fascia di piano debole (pendoli): il diagramma del momento non si intreccia (schema a mensola)

I metodi di calcolo consentiti dalla 3274 (e 3431)

1) **Analisi statica lineare**
anche per edifici non regolari in elevazione (ponendo λ =1)

2) **Analisi dinamica modale**
è sempre un'analisi lineare; cambia solo la distribuzione delle forze lungo l'altezza

3) **Analisi statica non lineare**
la non linearità non è direttamente collegata alla parzializzazione;
si hanno vantaggi perché si considerano i valori medi delle resistenze e non quelle di calcolo (non si applica γ_m)

4) **Analisi dinamica non lineare**
storia della risposta nel tempo per accelerogrammi sollecitanti

→ DA ADOTTARE NORMALMENTE

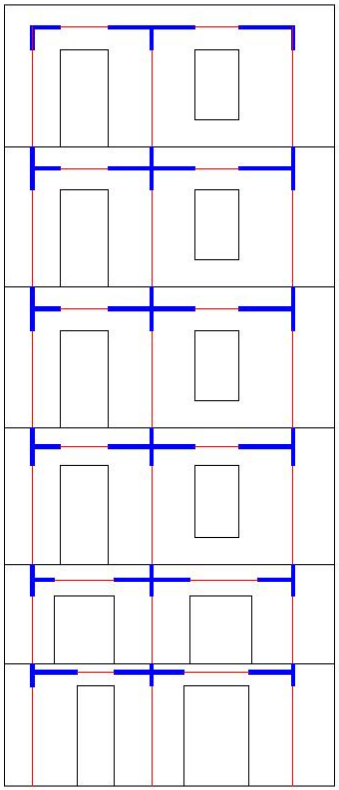
→ NON CONSIGLIABILE
Troppo dipendente dal modulo elastico e dalla schematizzazione. Si perde il controllo fisico sui risultati.

→ SCONSIGLIABILE
Di difficile esecuzione. Troppo dipendente dal programma di calcolo. Da usare solo in casi particolari.

→ SCONSIGLIABILE
Troppo complessa. Solo per veri esperti e per motivi di studio su opere particolari

Analisi statica lineare

I risultati del calcolo per una parete con fasce di piano deboli (~ insieme di mensole)



Schema telaio

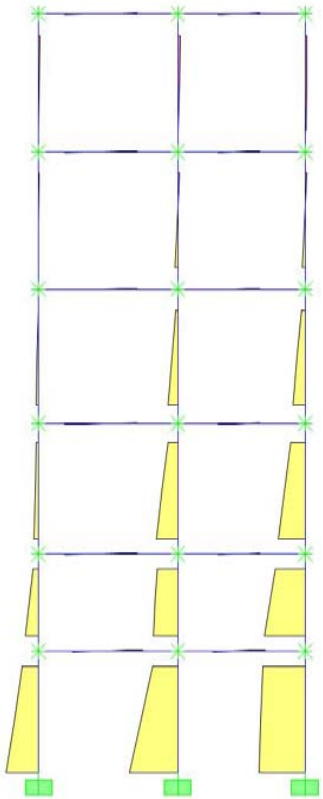


Diagramma del momento flettente

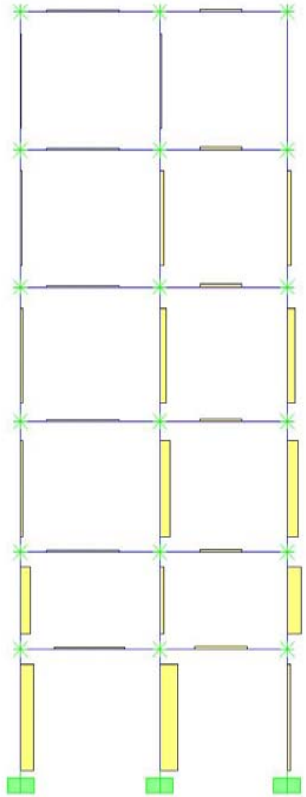


Diagramma del taglio

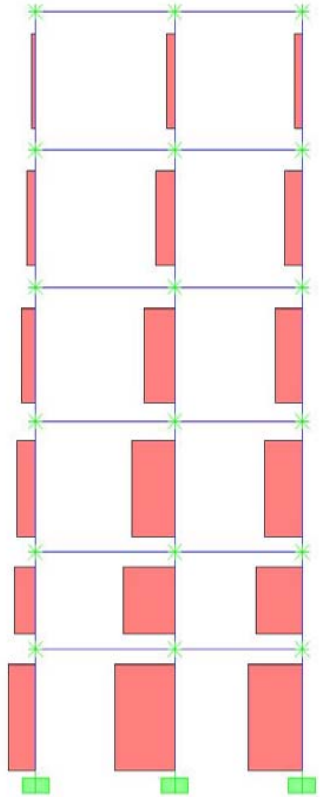
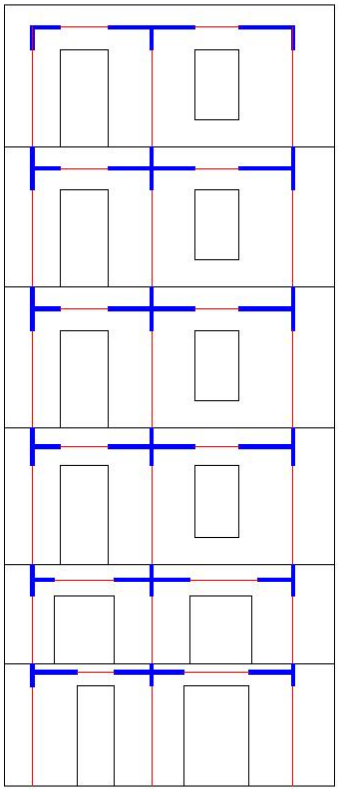


Diagramma dello sforzo normale

Analisi statica lineare

I risultati del calcolo per una parete con fasce di piano resistenti (telaio effettivo)



Schema telaio

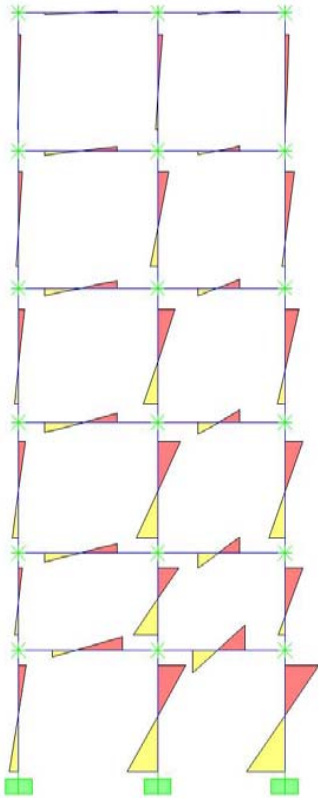


Diagramma del momento flettente

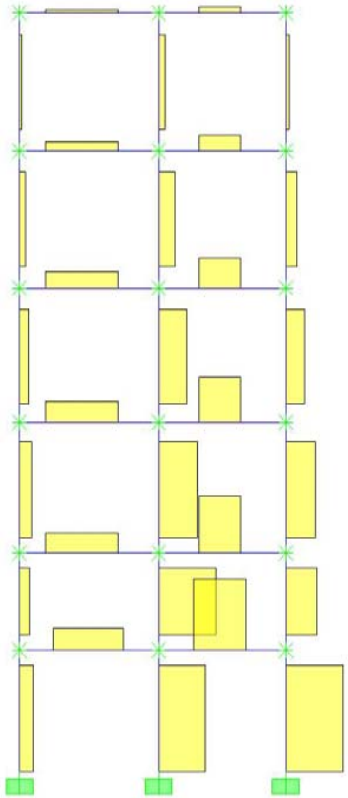


Diagramma del taglio

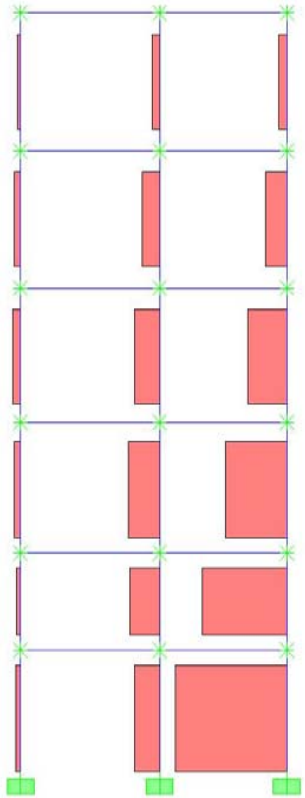


Diagramma dello sforzo normale

LE VERIFICHE DI RESISTENZA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI: MASCHI MURARI E FASCE DI PIANO (TRAVERSI)

MASCHI MURARI

soggetti a
sforzo normale (N)
momento flettente (M)
taglio (V)

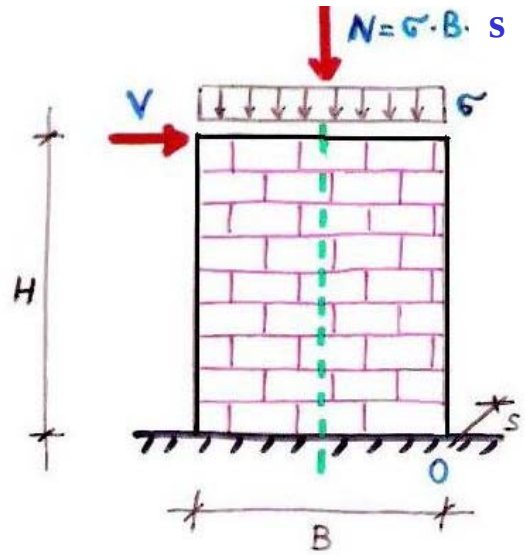
FASCE DI PIANO (TRAVERSI)

soggetti a
taglio (V)
momento flettente (M)

verifiche agli stati limite per:

PRESSOFLESSIONE

TAGLIO



STATI LIMITE ULTIMI PER:

- **TENSIONI NORMALI:**
  - **RIBALTAMENTO**
  - **PRESSOFLESSIONE**
- **SOLLECITAZIONI TAGLIANTI:**
  - **FESSURAZIONE DIAGONALE**
  - **SCORRIMENTO**

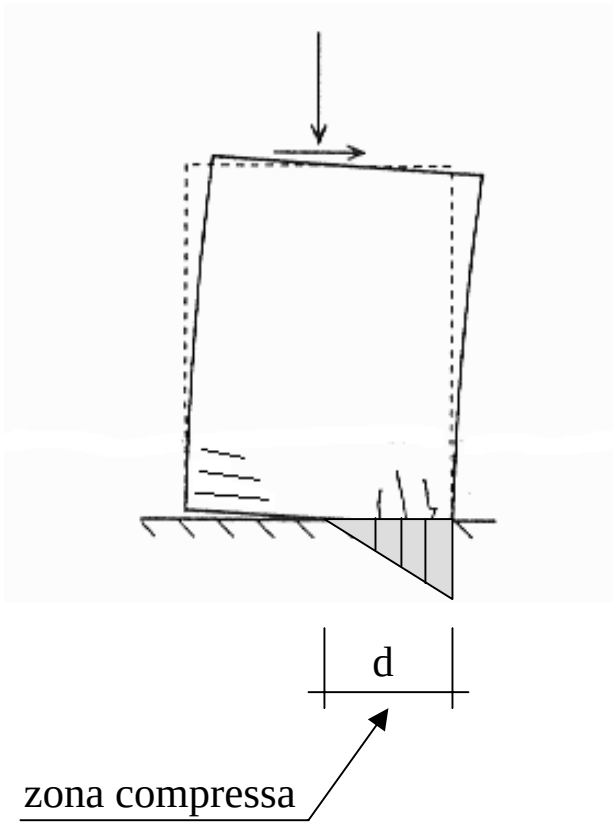
LA RESISTENZA DEL PANNELLO MURARIO (MASCHIO)

SOGGETTO AD AZIONI ORIZZONTALI E VERTICALI

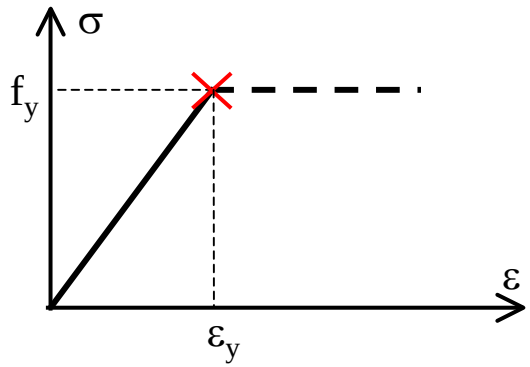
INFLUENZA DELLA RESISTENZA DEL MATERIALE

MECCANISMI DI ROTTURA (stati limite ultimi)

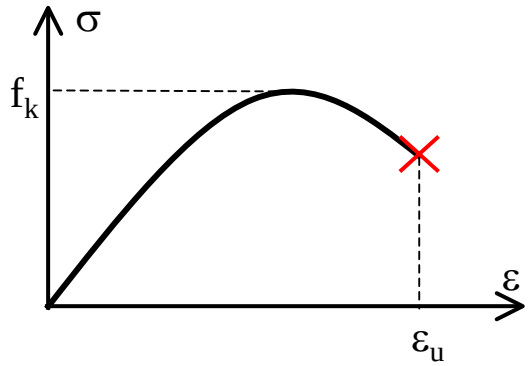
A) - Pressoflessione (ribaltamento e schiacciamento)



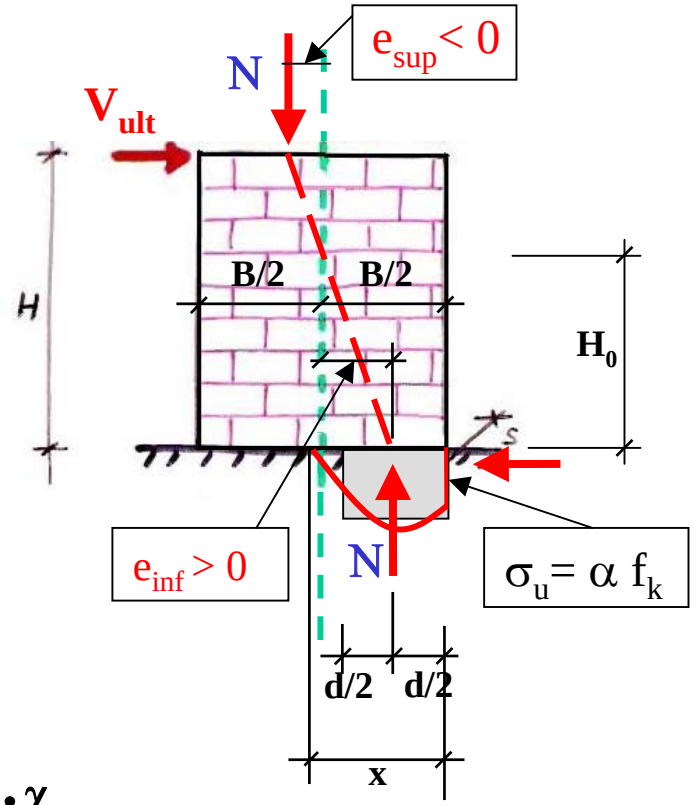
- **A1- limite elastico** (inizio plasticizzazione)



- **A2 - limite plastico** (plasticizzazione diffusa)



Valutazione del momento ultimo della sezione muraria



- Si considera il diagramma σ–ε completamente sviluppato.
- Si approssima il diagramma con una distribuzione rettangolare costante.
- La sezione è sempre parzializzata

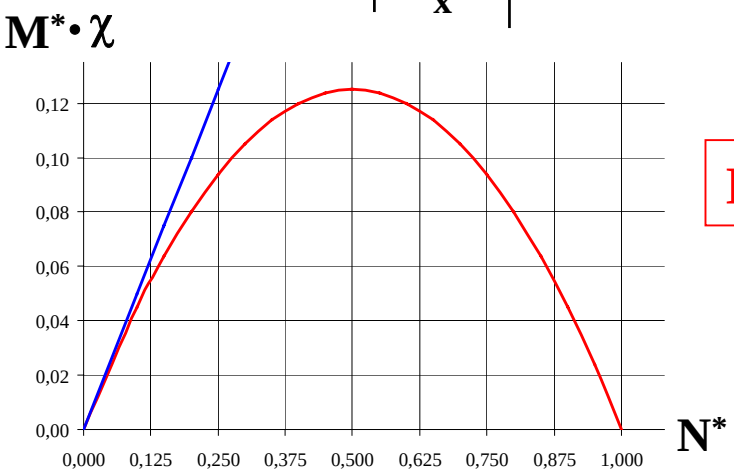
$$M_{ult} = V_{ult} \times H_0 = N \times e_{inf}$$

- Si può valutare la resistenza del pannello senza dover conoscere e_{sup} ovvero H_0

$M_{ult} = N \times e_{inf}$ $\quad e_{inf} = B/2 - d/2$ $\quad N = \sigma_u \times d \times s$

$M_{ult} = N \times [B/2 - N/(2\,\sigma_u\, s)] = NB/2 \times [1 - N/(\sigma_u\, s\, B)]$

ponendo: $\sigma_0 = N / sB = \sigma_{med}$



$$M_{ult} = (\sigma_0\, s\, B^2 / 2)\,(1 - \sigma_0/\sigma_u)$$

Ordinanza 3274

$\sigma_u = a\, f_k = 0.85\, f_k$

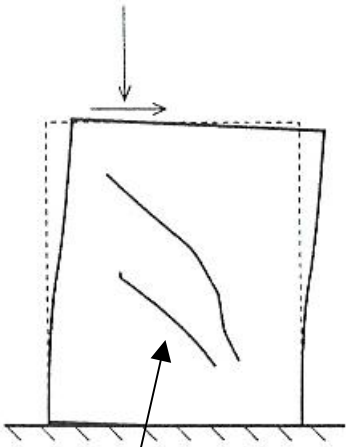
$N^* = N / N_u$ $\quad M^* = M_{ult} / (N_u\, H)$

$$M^* = (1 / 2\chi)\,[N^* - N^{*2}]$$

MECCANISMI DI ROTTURA (stati limite ultimi)

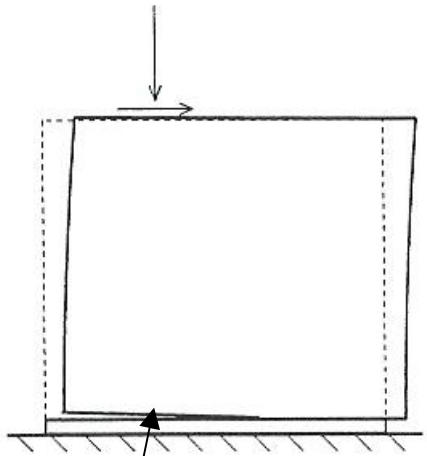
B) – Taglio

- **B1- Rottura per trazione diagonale**



Fessurazione diagonale

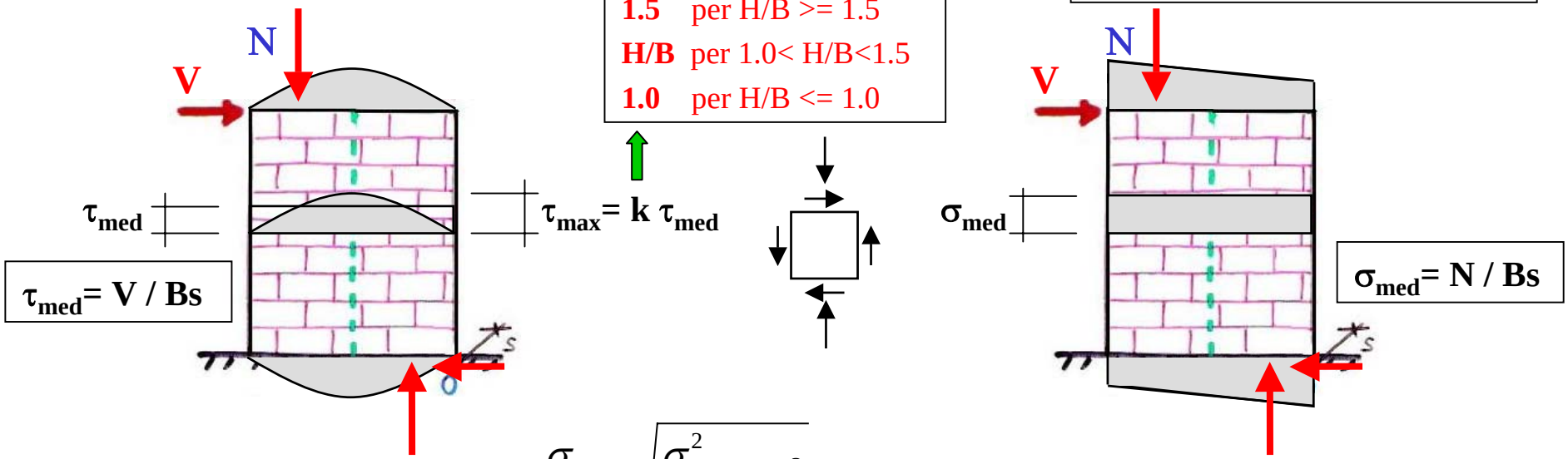
- **B2 – Rottura per scorrimento**



Distacco alla base o lungo i giunti orizzontali

B1 – Valutazione del taglio ultimo - rottura per trazione diagonale

- La rottura si ha quando la tensione principale di trazione al centro del pannello raggiunge la resistenza a trazione (convenzionale) della muratura (f_{tu})
- Al centro del pannello vi sono tensioni normali (σ) e tangenziali (τ)
- Criterio utilizzato nel metodo POR (D.M. 02/07/81) → τ_k= resistenza a taglio in assenza di sforzo normale



- **dal cerchio di Mohr**: $\sigma_t = \frac{\sigma_m}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_m^2}{2} + k\tau^2}$

- **condizione di rottura**: $\sigma_t = f_{tu} = k\,\tau_k \rightarrow \tau = \tau_{ult}$

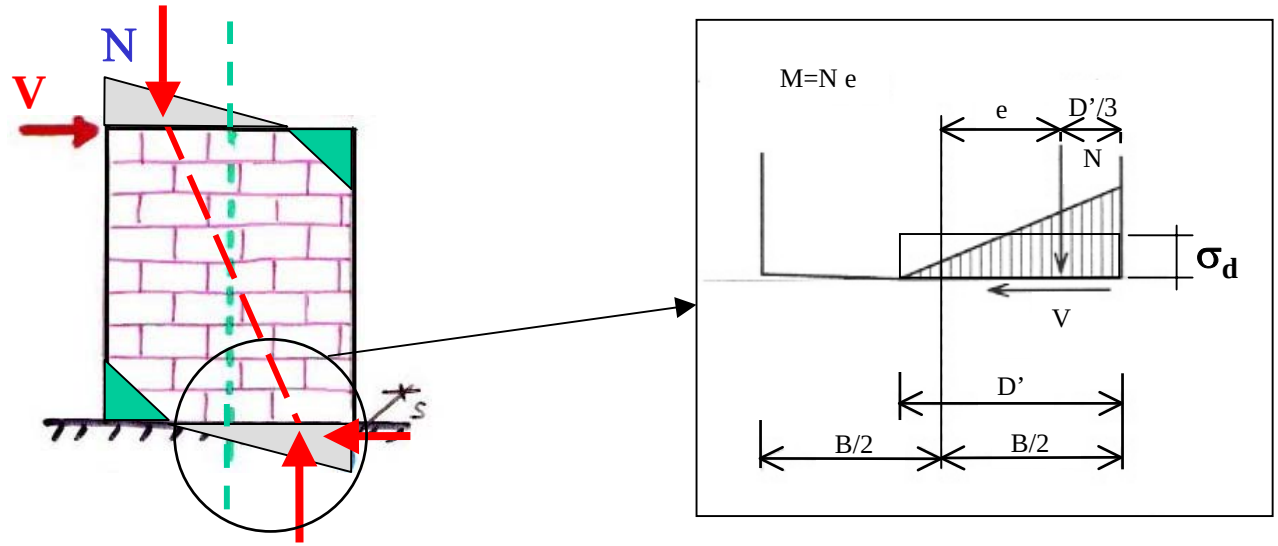
$$\tau_{ult} = \frac{f_{tu}}{k}\sqrt{1+\frac{\sigma_m}{f_{tu}}} = \tau_k\sqrt{1+\frac{\sigma_m}{k\tau_k}}$$

$$V_{ult} = \tau_{ult} Bs = \frac{f_{tu}}{k} Bs \sqrt{1+\frac{\sigma_m}{f_{tu}}} = \tau_k Bs \sqrt{1+\frac{\sigma_m}{k\tau_k}}$$

ORDINANZA 3431
solo per edifici esistenti

B2 – Valutazione del taglio ultimo - rottura per scorrimento

- La rottura si ha quando la tensione tangenziale supera la resistenza a taglio espressa alla Coulomb (criterio dell'attrito interno $\tau_{lim} = c + \mu\sigma$)
- La zona di muro resistente a taglio è solo la zona di base reagente (compressa) valutata ipotizzando una distribuzione triangolare delle tensioni normali (σ)
- Criterio utilizzato dalle norme italiane (D.M. 20/11/87 e Ordinanza 3274) e dall'EC6



$\sigma_d = N / D's$

- **condizione di rottura**: $\tau_{lim} = c + \mu\sigma$ $\quad f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\ \sigma_d$

- Ordinanza
- D.M. 20/11/87

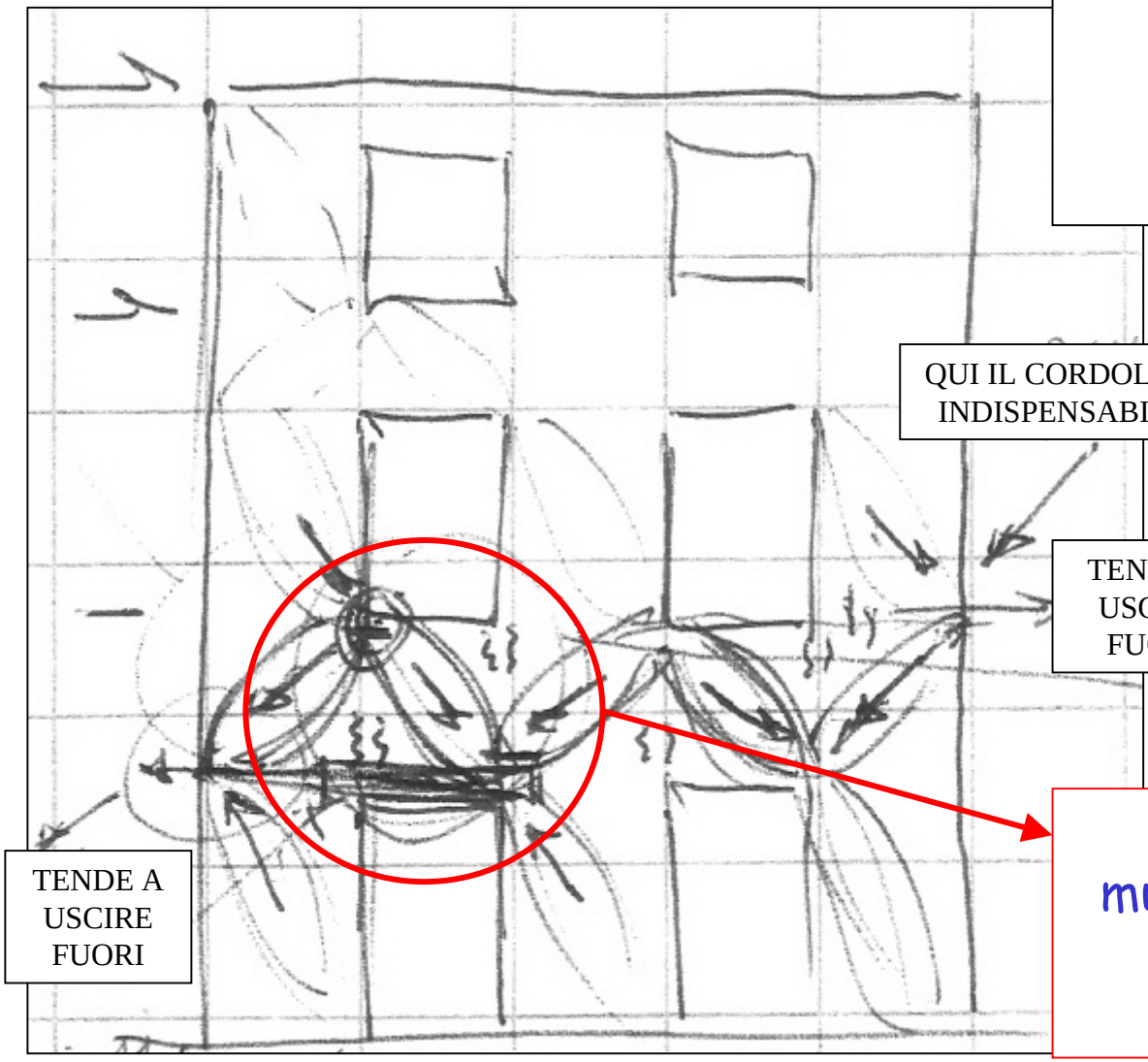
$$V_{ult} = (f_{vk}\ D's) / \gamma_m = (f_{vk0}\ D's) / \gamma_m + 0.4\ N / \gamma_m$$

$\gamma_m = 3$ D.M. 20/11/87

$\gamma_m = 2$ Ordinanza 3274

La valutazione della resistenza dei traversi murari

Il ruolo della fascia nella parete sotto forze orizzontali



La fascia di piano è come una travatura reticolare.

Cordoli e piattabande sono i correnti.

I puntoni compressi sono le aste di parete.

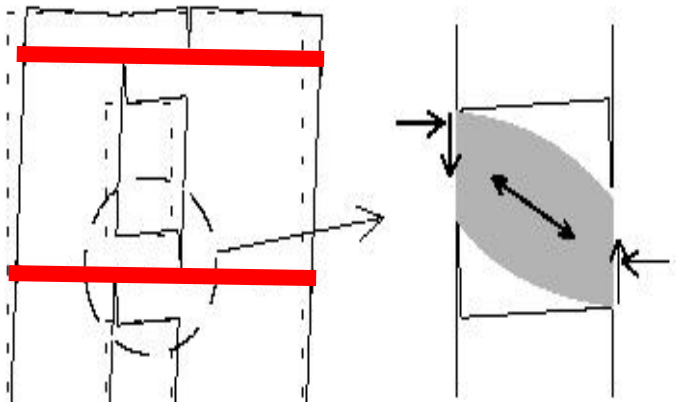
Il traverso (trave in muratura) deve resistere a taglio per accoppiare i maschi murari

La resistenza dei traversi murari – 1

Nella fascia di piano non è presente sforzo normale a valori significativi.

Essendo la muratura non resistente a trazione, in assenza di sforzo normale, non può esserci resistenza a taglio e flessione.

La trave in muratura non armata

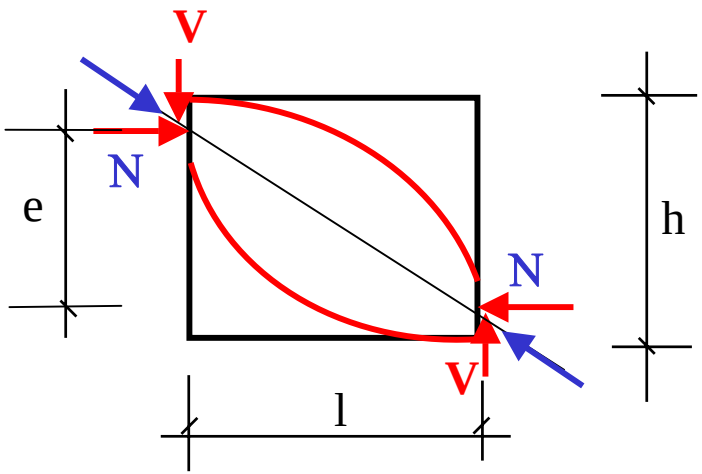


La deformazione della parete mette in contrasto il traverso con i maschi (meccanismo a puntone).

Se la fascia non si "allarga" nasce sforzo normale.

Per non "allargarsi" ci vuole almeno un elemento resistente a trazione e ben ancorato agli estremi (catena, anche scorrevole, o cordolo) che "mantenga stretta" la fascia di piano.

La resistenza della trave in muratura non armata



Il comportamento a pressoflessione è lo stesso del maschio murario caricato in modo emisimmetrico.

Lo sforzo normale che nasce è quello che massimizza la resistenza del pannello:

$N' = 0{,}5\, N_u = 0{,}5\, \sigma_u\, h\, t \approx 0{,}4\, f_{hd}\, h\, t$

ma non può superare la resistenza a trazione della catena (R_{catena})

Le formule dell'Ordinanza:

- meccanismo di pressoflessione

  $M_{ult} = H_p\, h/2 \times [1 - H_p/(0{,}85 f_{hd}\, h\, t]$

  con $H_p = \min(N', R_{catena})$

  $V_p = 2\, M_{ult} / l$

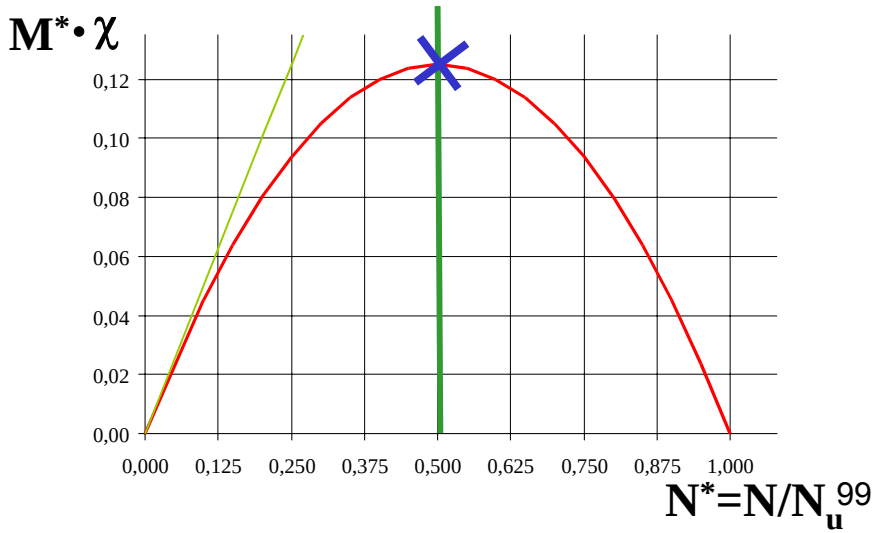
- meccanismo di taglio

  $V_t = h\, t\, f_{vdo}$

  con $f_{vdo} = f_{vko} / \gamma_m$

- resistenza della trave muraria:

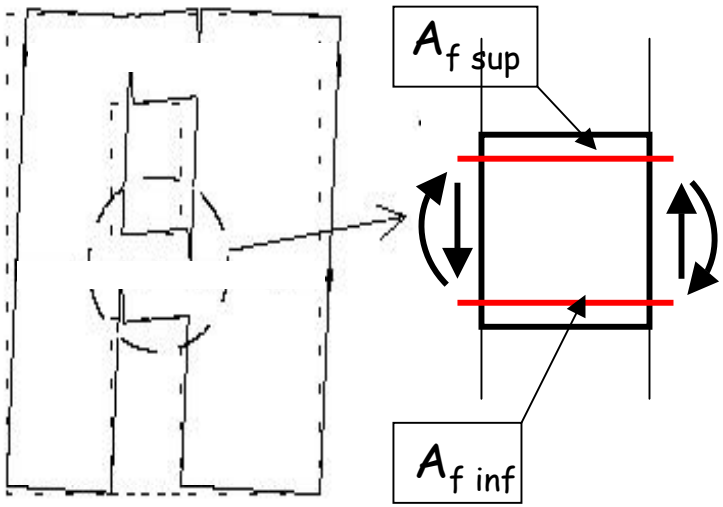
  $V_{ult} = \min(V_p, V_t)$



La resistenza dei traversi murari - 2

Se esistono sia il cordolo sia la piattabanda (ben ammorsata o continua) o dispositivi equivalenti il traverso è una trave in muratura armata

La trave in muratura armata



E' quasi sempre una trave tozza con $h > l/2$

Resiste a taglio e momento E' come una trave in c.a.

L'Ordinanza non fornisce formule specifiche di verifica.

Ci si può riferire all'EC6:

$M_{rd} = 0{,}4\ f_{hd}\ t\ d^2$ (per la muratura)

$M_{rd} = A_f\ f_{yd}\ z$ (per l'acciaio)

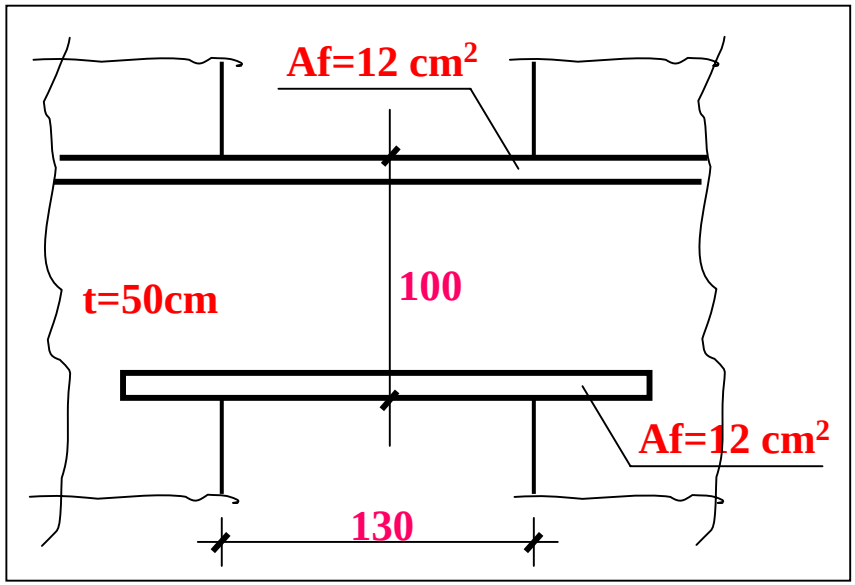
d = altezza utile

z = braccio della coppia interna

$V_{rd1} = f_{vdo}\ t\ d$ (resistenza a taglio senza armatura)

$V_{rdmax} = 0{,}3\ f_{bd}\ t\ d$ (max. res. a taglio)

La resistenza dei traversi murari – Confronto numerico



Muratura	f_k= 3 MPa	f_d=1,5 MPa
	f_{vko}= 0,2 MPa	f_{vdo}=0,1 MPa
Acciaio	f_{yk}= 375 MPa	f_d=326 MPa

TRAVE IN MURATURA NON ARMATA

piattabanda non ben ammorsata e cordolo non aderente

H_p = 0,4x15x100x50 = 30000 kg (max N)

R_{cat} = 3260x12 = 39120 kg >H_p (res. catena)

M_u = 30x1/2x(1-30/(0,85x150x1x0,5)) =
= 7940 kgm

Vp = 100x50x1 = 5000 kg

Vt =2Mu/L=2x7940/1,3=12215 kg

Mmax = 7940 kgm Vmax = 5000 kg

TRAVE IN MURATURA ARMATA

piattabanda ben ammorsata e cordolo aderente

L_{eff} = 1,3x1,15 =1,5 m H > L_{eff}/2 (tr.alta)

z = 0,4x100 + 0,2x150 = 70 cm (< 0.7x L_{eff})

d = 1,3xz = 1,3x70 = 91 cm

$M_{rd\ (mur)}$ = 0,4x15x50x91^2= 24840 kgm

$M_{rd\ (acc)}$ = 12x3260x70 = 27350 kgm

V_{rd} = 1x50x91 = 4550 kg
(si potrebbe considerare il cls del cordolo e della piattabanda)

V_{sdmax} = 0,25x15x50x91 = 17000 kg
(con armatura a taglio)

Mmax = 24840 kgm Vmax = 4550 kg

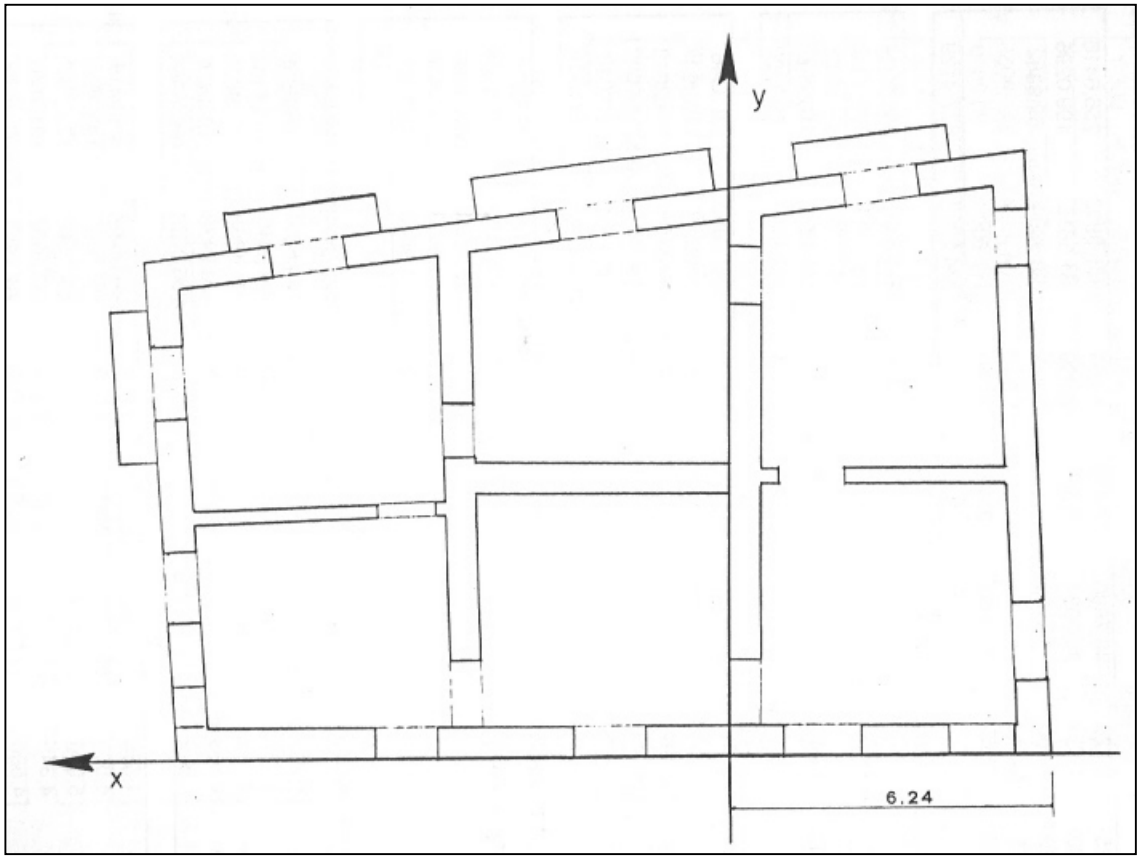
VALUTAZIONE ED ADEGUAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA: METODOLOGIE ED ESEMPI

Parte 5:

LA VERIFICA DI UN EDIFICIO ESISTENTE



Edificio in Castellamare di Stabia



- Muratura di tufo

- Solai con travi in acciaio e spaccatelle di tufo

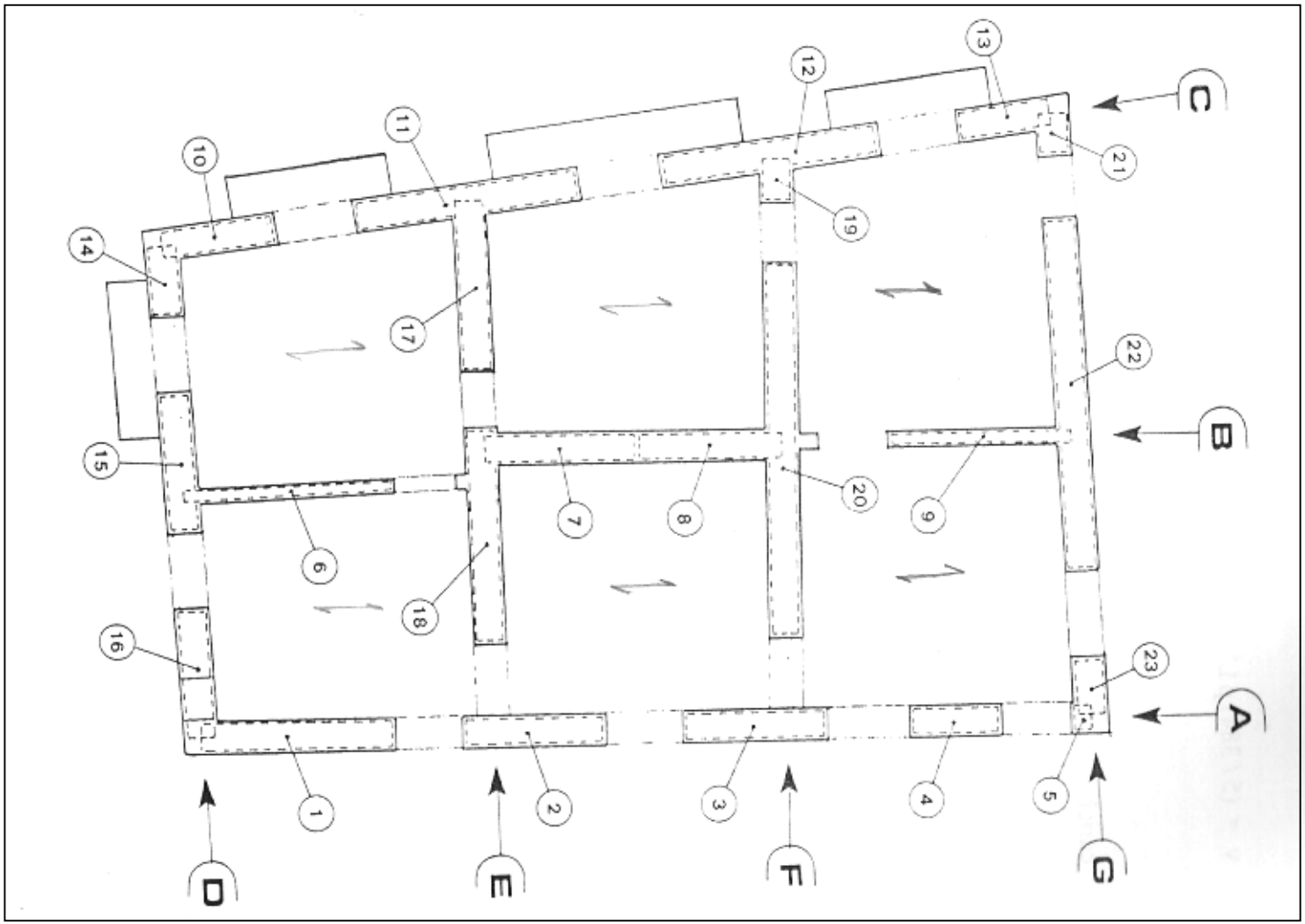
- 6 Piani
- H_{tot} = 23,50m
- Interpiano medio 3,9 m

- Spessore muri:
40 – 80 cm

3 pareti // x
4 pareti // y

Analisi dei carichi verticali

Individuazione dei maschi murari



Calcolo dello sforzo normale nei maschi murari

MASCHIO n. 2

impalc.		misure	quadrat.	peso sp	sovr.	g	q	g + q
	solaio	0,5(4,96+4,85)0,73	3,581	400	200	1432	716	2148
	travi	(0,60x0,50x1,53+0,70x0,50x1,28+0,73x0,55x1,	1,702	1700		2893		2893
	muratura	2,7x0,50x4,18	5,643	1700		9593		9593
VI	**Np**					13919		14635
	solaio	0,5x4,96x0,68	1,686	500	200	843	337	1180
	travi	0,60x0,50x1,48+0,70x0,60x1,38+0,68x0,55x1,9	1,745	1700		2967		2967
	muratura	2,70x0,60x4,13	6,691	1700		11374		11374
	scala	0,5(4,85-1,25)1,45	2,61	800	400	2088	1044	3132
	divisori							
	Np					17272		18654
V	**Nt**					31191		33289
	solaio	0,5x4,9x0,65	1,593	500	200	796	319	1115
	travi	0,60x0,63x1,48+0,70x0,63x1,26+0,65x0,59x1,9	1,855	1700		3154		3154
	muratura	2,70x0,63x4,13	7,025	1700		11943		11943
	scala	0,5(4,35-1,25)1,33	2,394	800	400	1915	958	2873
	divisori							
	Np					17808		19084
IV	**Nt**					48999		52373
	solaio	0,5x4,86x0,63	1,531	500	200	765	306	1072
	travi	0,60x0,68x1,37+0,70x0,68x1,12+0,63x0,61x1,8	1,792	1700		3046		3046
	muratura	2,70x0,68x4,02	7,381	1700		12547		12547
	scala	0,5(4,85-1,25)1,33	2,394	800	400	1915	958	2873
	divisori					18273		19537
	Np					67273		71910
III	**Nt**							
	solaio	0,5x4,7x0,59	1,387	500	200	693	277	971
	travi	0,65x0,68x0,92+0,59x0,66x0,77	0,706	1700		1201		1201
	muratura	3,30x0,68x2,92	6,552	1700		11139		11139
	scala	0,5(4,85-1,25)1,23	2,214	800	400	1771	886	2657
	divisori							
	Np					14805		15968
II	**Nt**					82077		87878
	solaio	0,81x2,11	1,709	500	200	855	342	1196
	travi							
	muratura	3,95x0,80x3,62+0,48x0,66x3,62	12,59	1700		21396		21396
	scala	0,5(4,85-1,25)1,24	2,232	800	400	1786	893	2678
	divisori	0,50x2,72	1,36	150		204		204
	Np					24240		25475
I	**Nt**					106318		113353

MASCHIO n. 20

impalc.		misure	quadrat.	peso sp	sovr.	g	q	g + q
	solaio	8,68x4,98	43,23	400	200	17291	8645	25936
	travi	(0,55x1,53+0,68x1,98)0,55	1,203	1700		2046		2046
	muratura	7,45x0,55x4,18	17,13	1700		29117		29117
VI	**Np**					48453		57098
	solaio	3,83x2,56+8,63x2,44+2,47x1,63	35,82	500	200	17912	7165	25077
	travi	(0,55x1,48+0,63x1,93)0,55	1,116	1700		1898		1898
	muratura	7,45x0,55x4,13	16,92	1700		28769		28769
	scala	0,5x1,38x1,43	0,987	800	400	789	395	1184
	divisori	(2,40+3,00+1,50)3,98	27,46	150		4119		4119
	Np					53487		61047
V	**Nt**					101940		118145
	solaio	3,83x2,55+8,32x2,42	29,9	500	200	14950	5980	20931
	travi	[(0,55x1,48+0,62x1,93)0,60+0,63x0,30x1,78	1,543	1700		2623		2623
	muratura	(7,45x0,60+0,48x0,30)1,13	19,06	1700		32395		32395
	scala	(4,80-1,26)1,25	4,425	800	400	3540	1770	5310
	divisori	2,40x3,93	9,432	150		1415		1415
	Np					54923		62673
IV	**Nt**					156863		180818
	solaio	3,92x0,40+1,07x2,57+4,22x2,44	14,61	500	200	7307	2923	10230
	travi	[(0,64x1,37+0,60x1,82)0,60+0,63x0,30x1,82]	1,525	1700		2593		2593
	muratura	(7,42x0,60+0,44x0,30)4,02	18,43	1700		31327		31327
	scala	(4,73-1,22)1,25	4,388	800	400	3510	1755	5265
	divisori							
	Np					44737		49415
III	**Nt**					201601		230233
	solaio	3,87x0,40+1,06x2,52+3,65x2,38	12,91	500	200	6453	2581	9034
	travi	[(0,62x0,77+0,58x0,77)0,69+0,68x0,30x0,77]	0,794	1700		1350		1350
	muratura	(7,50x0,69+0,38x0,30)2,92	15,44	1700		26255		26255
	scala	(4,84-1,22)1,25	4,525	800	400	3620	1810	5430
	divisori							
	Np					37678		.42069
II	**Nt**					239278		272302
	solaio	3,86x2,51+4,68x2,17+2,36x2,39	25,48	500	200	12742	5097	17839
	travi							
	muratura	(8,84x0,79+0,42x0,77)3,62	26,45	1700		44967		44967
	scala	0,5x1,25x1,2	0,75	800	400	600	300	900
	divisori	(3,73+1,60)2,72	14,5	150		2175		2175
	Np					60484		65881
I	**Nt**					299762		338184

Valutazione dei pesi sismici secondo l'Ordinanza

Valutazione dei pesi sismici [W]

Ordinanza 3274 [SLU]

$$G_k + \Sigma(\psi_{Ei} Q_{ki})$$

$\psi_{Ei} = \psi_{2i} \cdot \varphi$ $\quad \psi_{2i} = 0.30$

$\varphi = 0.50$ (1.0 in copertura)

Valutazione dei carichi verticali da sommare alle azioni sismiche [SLU]

$$\gamma_I E + G_k + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$$

azioni sismiche — carichi gravitazionali

Edificio in Castellammare di Stabia (NA)

(zona sismica 2 $a_g = 0.25\,g$)

$\gamma_1 = 1$ (coeff. di importanza sismica)

murature di tufo (impalcati rigidi)

Piani 6 Superficie $\sim 190\ m^2$

$H = 23.50$ $\Delta h = 3.90$ m (interpiano medio)

$W \simeq 4.6\ KN\,m^{-3}$ (vuoto x pieno)

$W_t \simeq 21080\ KN$

$T_1 = 0.05 \cdot 23.50^{0.75} = 0.53$ sec

Edificio regolare in pianta e non regolare in altezza.
È comunque applicabile l'analisi statica con $\lambda = 1$

Determinazione del tagliante [F_b] alla base

a) D.M. 96 ($\varepsilon = 1$)

$F_b = \frac{S-2}{100} W_t \cdot \beta \cdot \beta_2 = 0.07 \cdot 21080 \cdot 4 = 5900\ KN$ **0,28g**

b) Ordinanza 3274 suolo A

$T_c < T_1 < T_D$ $S_d(T_1) = a_g S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_c}{T_1}\right) =$ **0,21g** $S = 1$ $T_c = 0.4$ sec

$F_d = S_d(T_1)\ \lambda\ W_t = 0,21 \times 1 \times 21080 = 4430$ kN

c) Ordinanza 3274 suolo B

$T_c < T_1 < T_D$ $S_d(T_1) = a_g S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_c}{T_1}\right) =$ **0,32g** $S = 1.25$ $T_c = 0.5$ sec

$F_d = S_d(T_1)\ \lambda\ W_t = 0,32 \times 1 \times 21080 = 6750$ kN

Valutazione approssimata delle azioni sismiche globali

Confronto tra D.M. e Ordinanza

Non tutte le pareti verticali esistono a tutti i piani

Fattore di struttura (edifici esistenti)

$q = 1,5 \times \alpha_u/\alpha_1 =$

$= 1,5 \times 1,5 = 2,25$

Determinazione dei pesi sismici e calcolo delle forze orizzontali

D.M. 96 - coef. di fond. $\varepsilon = 1$

Calcolo delle Azioni Orizzontali

Livello Numero	Peso Sismico	Altezza h [m]	W*h	γ	F [t]	Xg	Yg
VI	189,3885	23,50	4450,6297	0,1676	103,1378	2,4158	5,7200
V	356,5844	19,32	6889,2104	0,2595	159,6489	2,6255	5,7917
IV	388,7148	15,19	5904,5779	0,2224	136,8313	2,5763	5,7699
III	413,9407	11,06	4578,1844	0,1724	106,0938	2,4872	5,7519
II	421,5605	7,04	2967,7860	0,1118	68,7748	2,5505	5,7636
I	427,2272	4,12	1760,1762	0,0663	40,7899	2,1569	5,5335
	2197,4162		26550,5646	1,0000	615,2765 t.		

Forza Orizzontale
615,2765 t.

Ftot = 615 t

$$S_d(T) = 0.25 \times 1 \times (2.5 / 2.25) \times (0.4 / 0.5337) = 0.21$$

Ordinanza 3274 + 3431
suolo *A*

Calcolo delle Azioni Orizzontali

Livello Numero	Peso Sismico	Altezza h [m]	W*h	γ	F [t]	Xg	Yg
VI	188,5210	23,50	4430,2426	0,1715	76.97	2,4163	5,7200
V	344,7856	19,32	6661,2582	0,2579	115.75	2,6017	5,7674
IV	376,2627	15,19	5700,5437	0,2207	99.06	2,5558	5,7563
III	400,9116	11,06	4434,0819	0,1717	77.06	2,4682	5,7356
II	407,7160	7,04	2870,3346	0,1111	49.87	2,4820	5,7522
I	420,0853	4,12	1730,7613	0,0670	30.07	2,1594	5,5519
	2137,3041		25827,2123	1,0000	448.78		

$\lambda = 0.85$ → Fb = 382 t

$\lambda = 1.00$ → Fb = 449 t

$$S_d(T) = 0.25 \times 1.25 \times (2.5 / 2.25) \times (0.5 / 0.5337) = 0.32$$

Ordinanza 3274 + 3431
suolo B

Calcolo delle Azioni Orizzontali

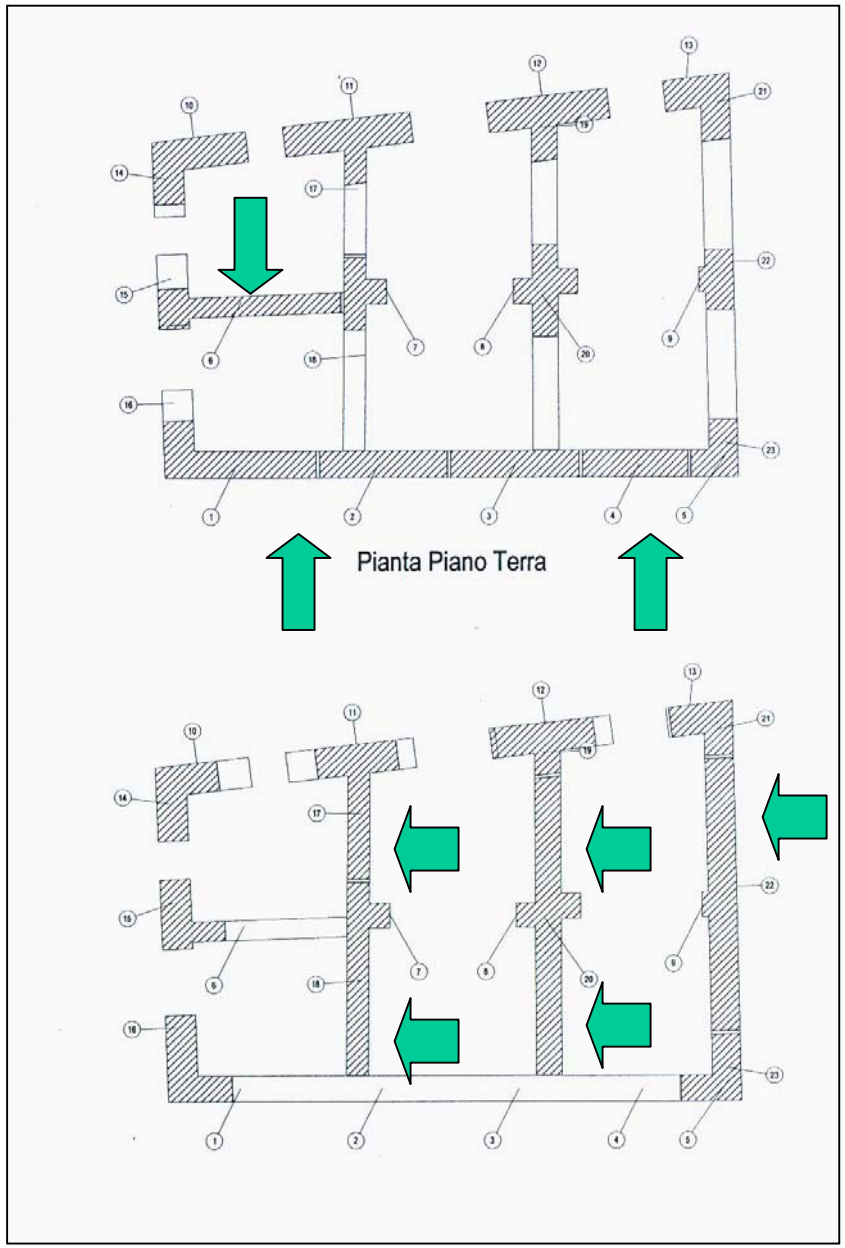
Livello Numero	Peso Sismico	Altezza h [m]	W*h	Y	F T 4.7	Xg	Yg
VI	188,5210	23,50	4430,2426	0,1715	117,29	2,4163	5,7200
V	344,7856	19,32	6661,2582	0,2579	176,38	2,8017	5,7674
IV	375,2827	15,19	5700,5437	0,2207	150,94	2,5558	5,7583
III	400,9116	11,06	4434,0819	0,1717	117,43	2,4682	5,7356
II	407,7180	7,04	2870,3346	0,1111	75,98	2,4820	5,7522
I	420,0853	4,12	1730,7513	0,0670	45,82	2,1594	5,5519
	2137,3041		25827,2123	1,0000	683,84		

$\lambda = 0.85$ → Fb = 581 t

$\lambda = 1.00$ → Fb = 684 t

Difficoltà nella modellazione della struttura

Alcuni setti si suddividono in più parti ai piani superiori



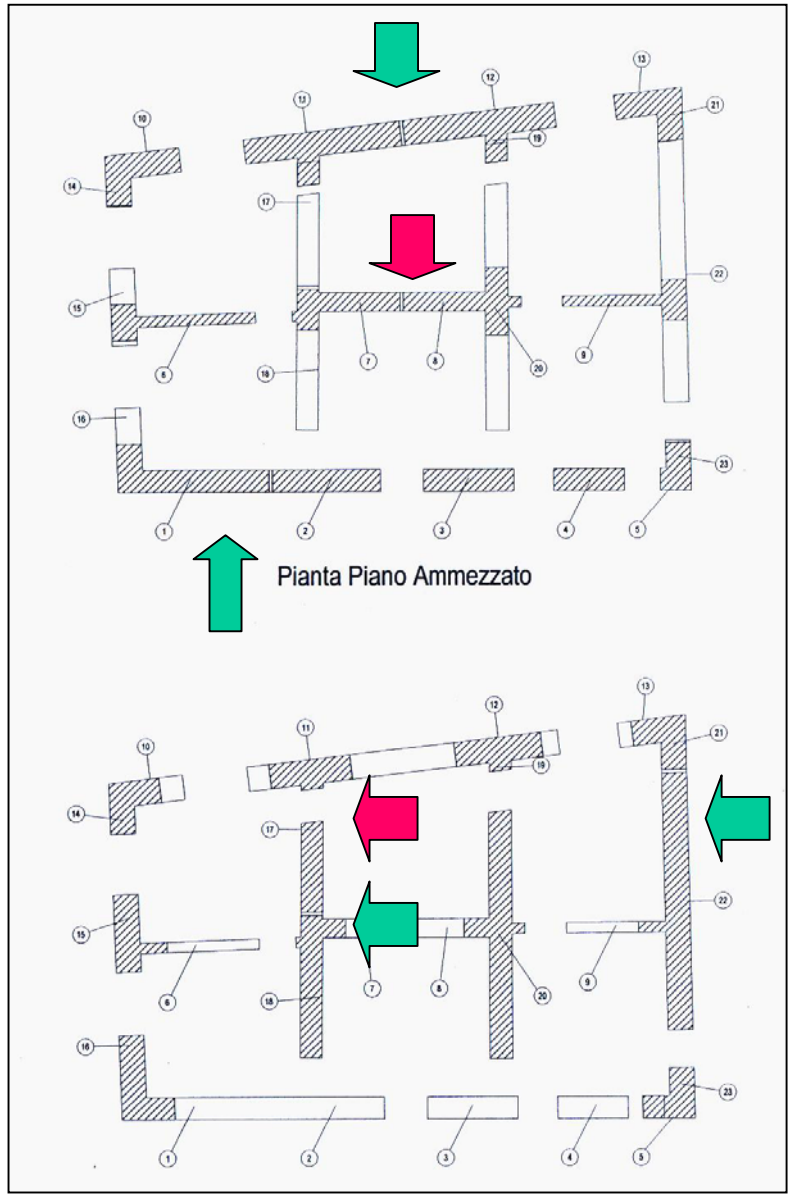
Pareti in dir.x

Pareti in dir.y

Difficoltà nella modellazione della struttura

Alcuni setti si suddividono in più parti ai piani superiori

Alcuni setti si riuniscono in un unico setto ai piani superiori

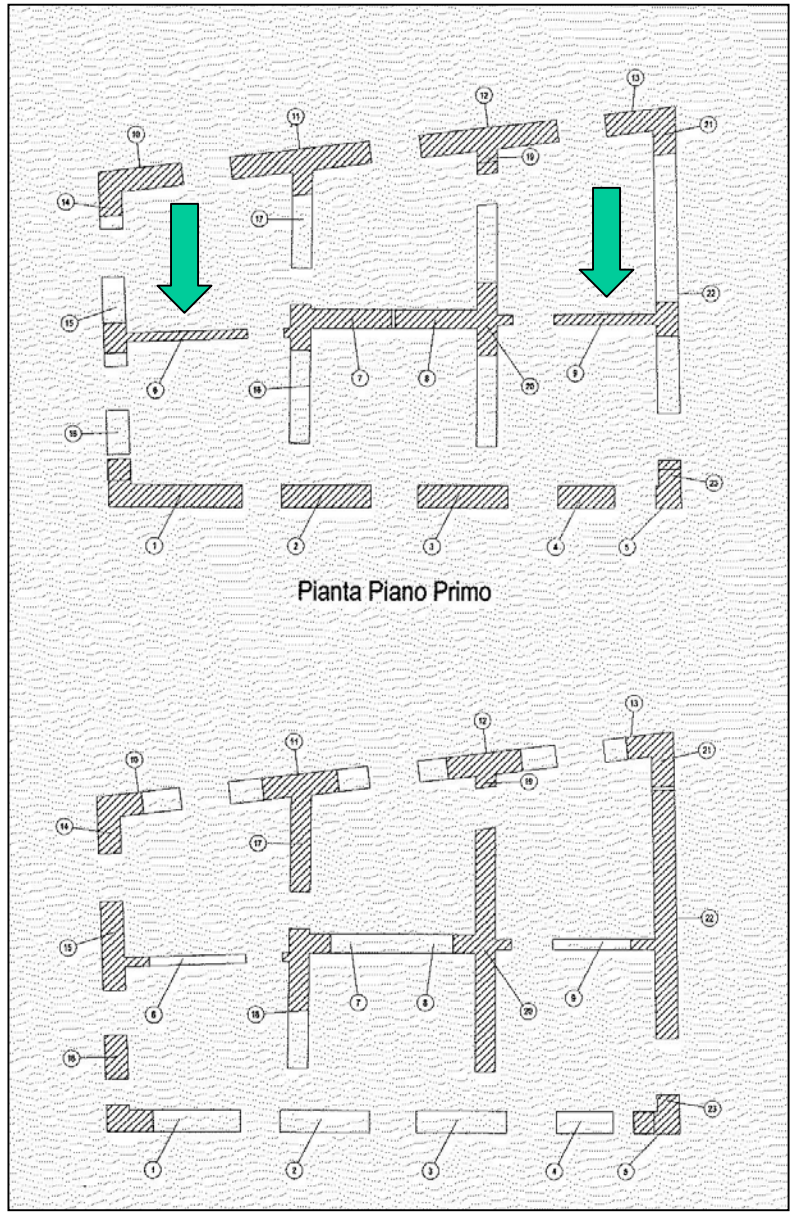


Pareti in dir.x

Pareti in dir.y

Difficoltà nella modellazione della struttura

Alcuni setti sono molto sottili

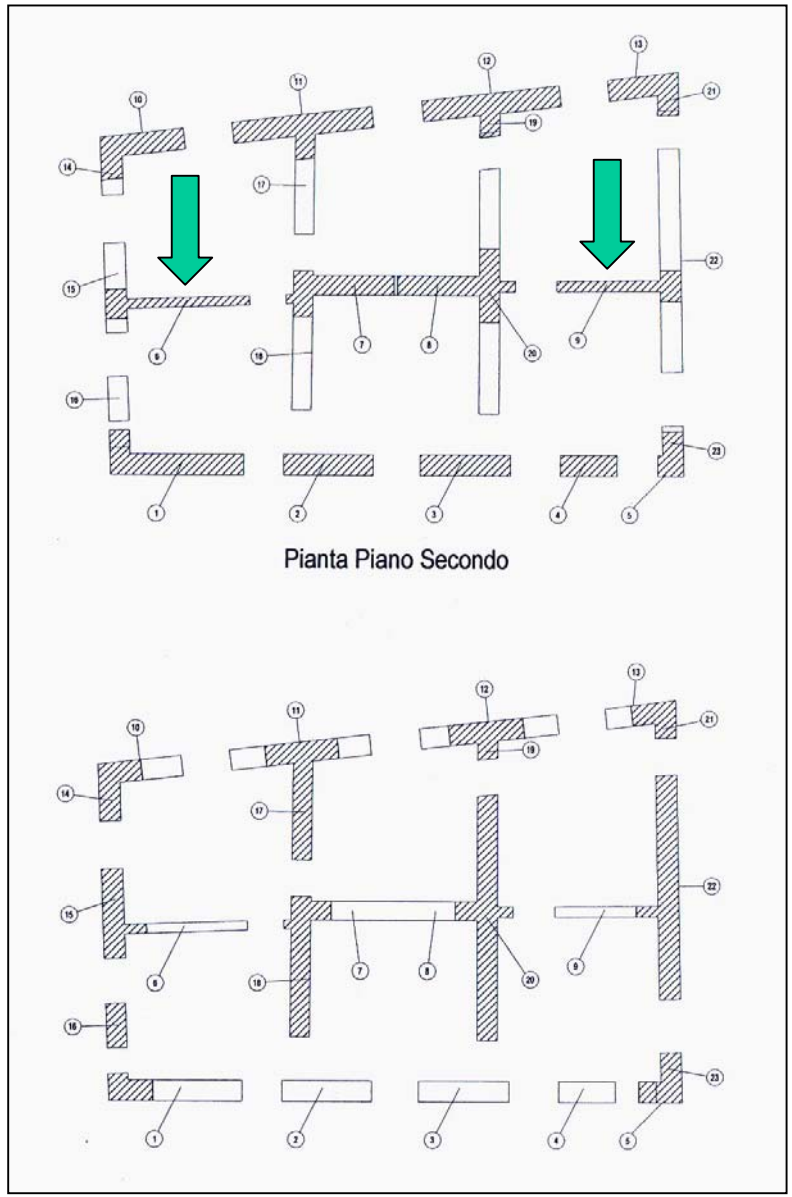


Pareti in dir.x

Pareti in dir.y

Difficoltà nella modellazione della struttura

Alcuni setti scompaiono ai piani superiori

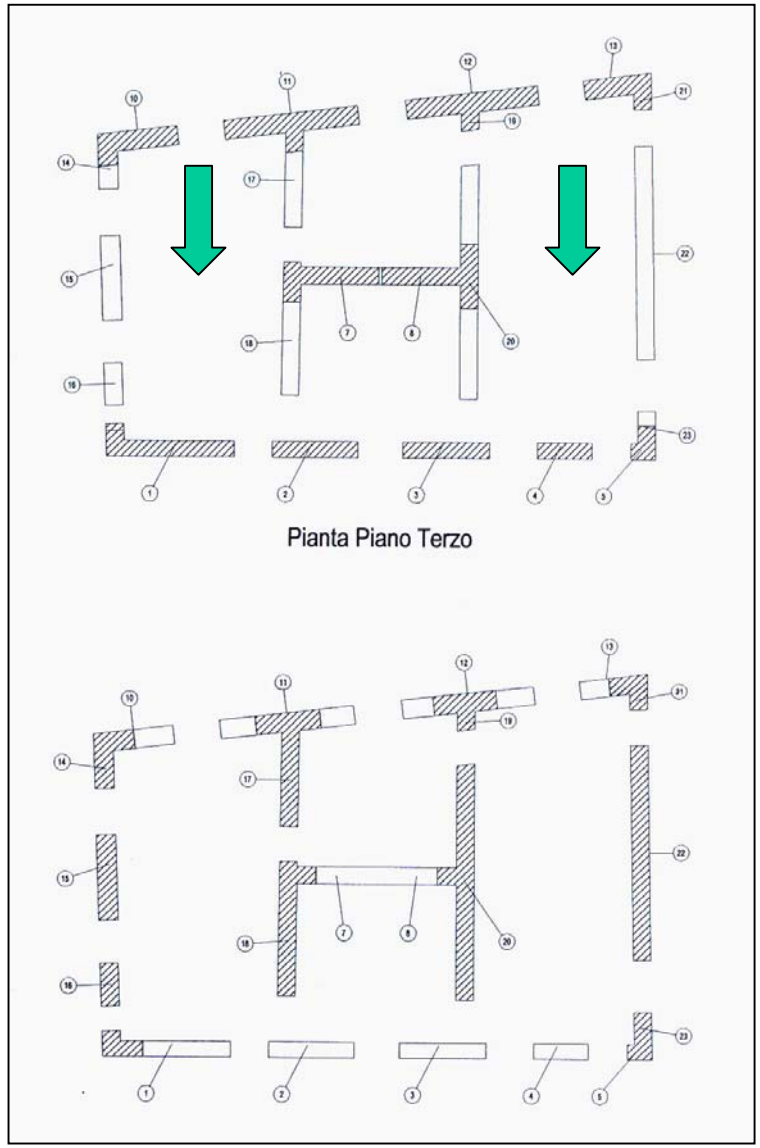


Pareti in dir.x

Pareti in dir.y

Difficoltà nella modellazione della struttura

I setti mancanti in dir.x

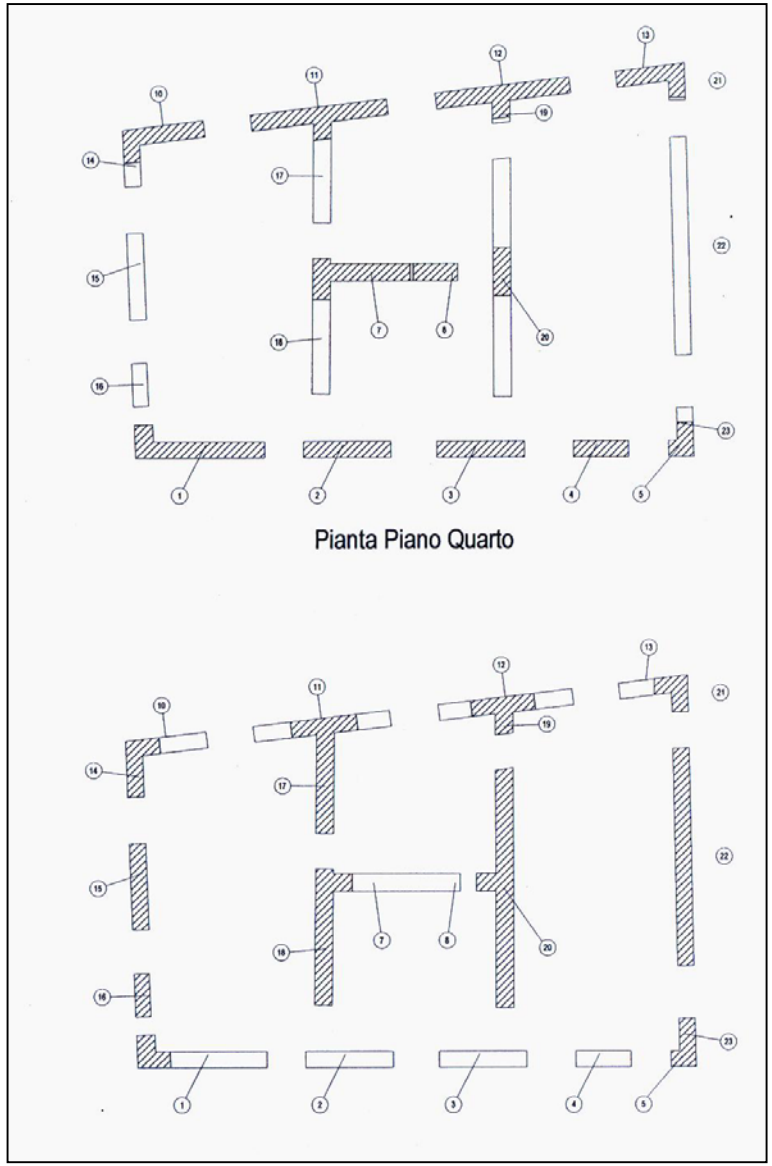


Pareti in dir.x

Pareti in dir.y

Difficoltà nella modellazione della struttura

I setti dell'ultimo piano (sesto livello)



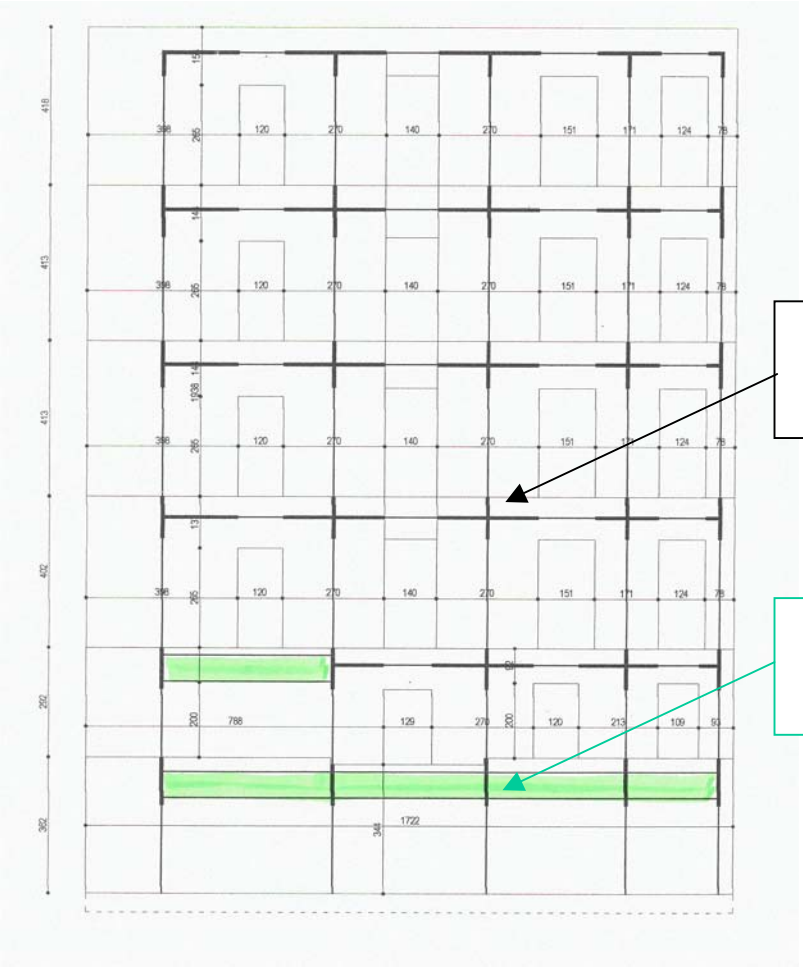
Pareti in dir.x

Pareti in dir.y

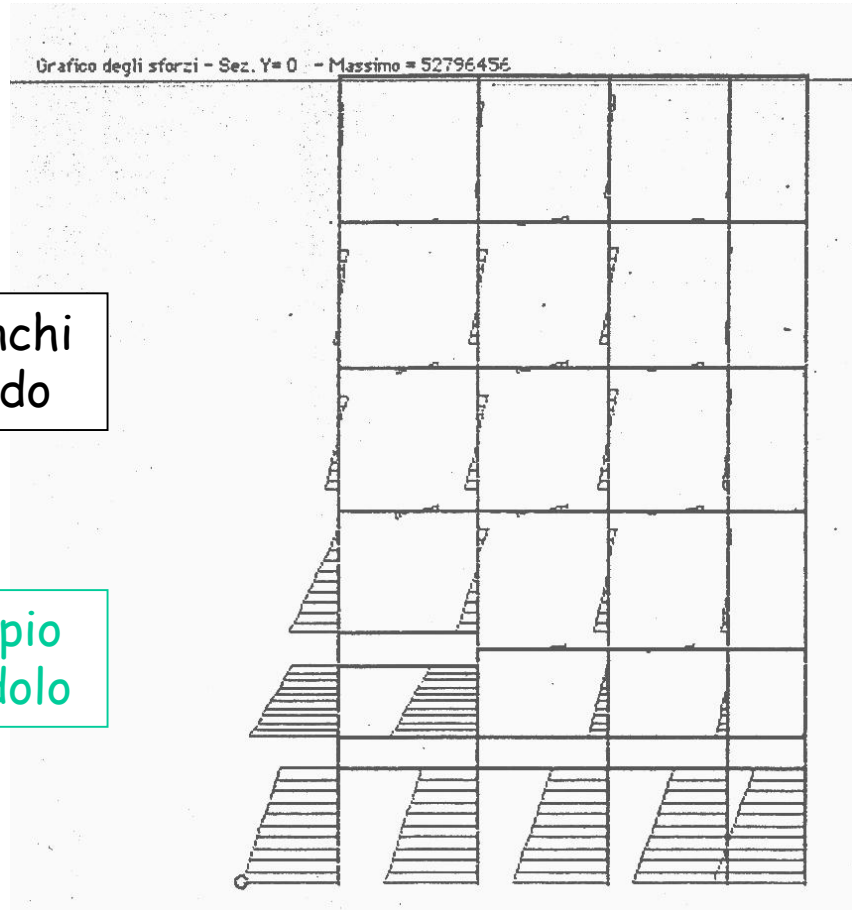
L'analisi statica lineare

Le pareti sono schematizzate con telai piani

Lo schema della parete A

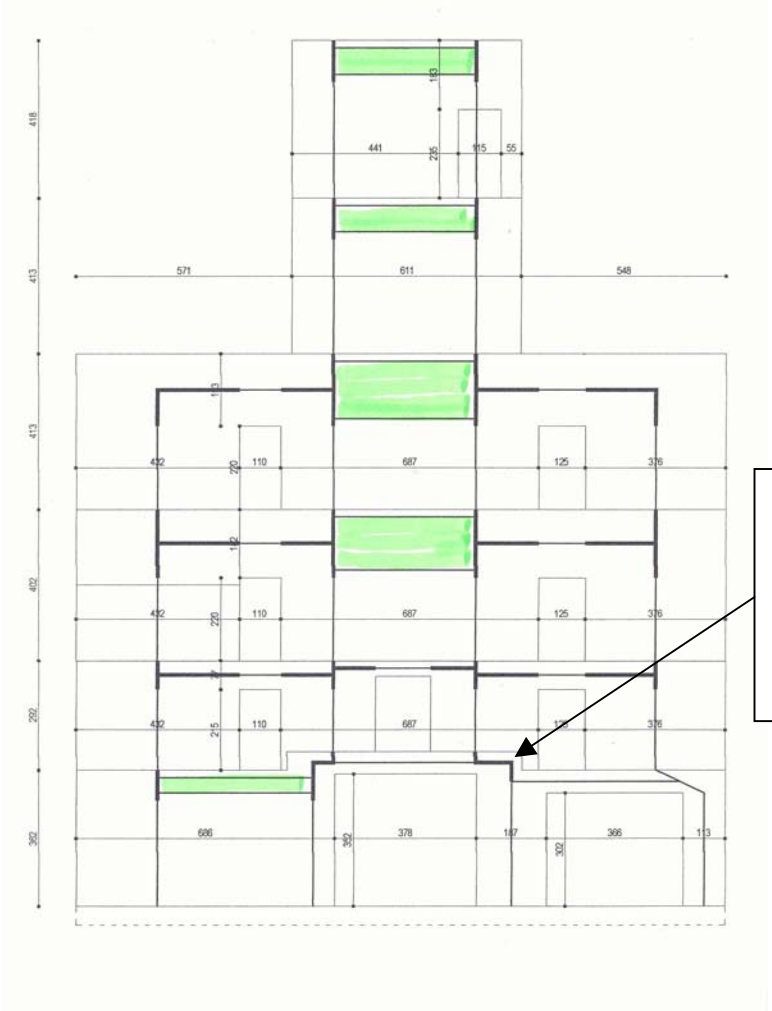


Il diagramma dei momenti

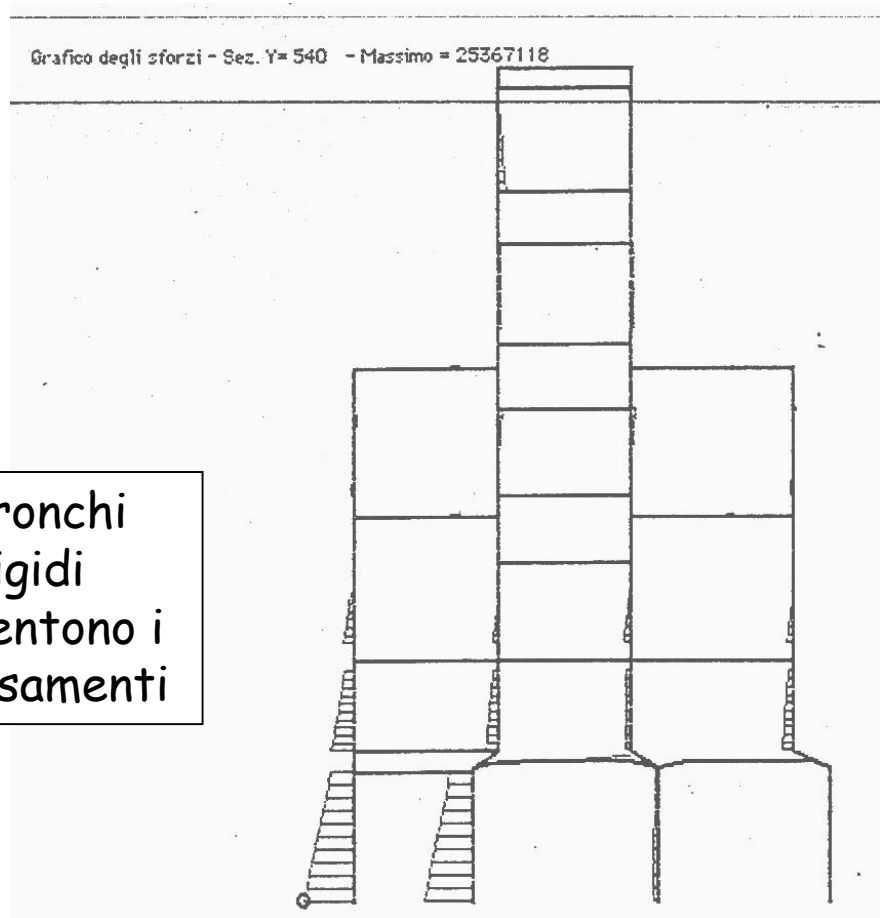


Lo schema della parete B

Il diagramma dei momenti

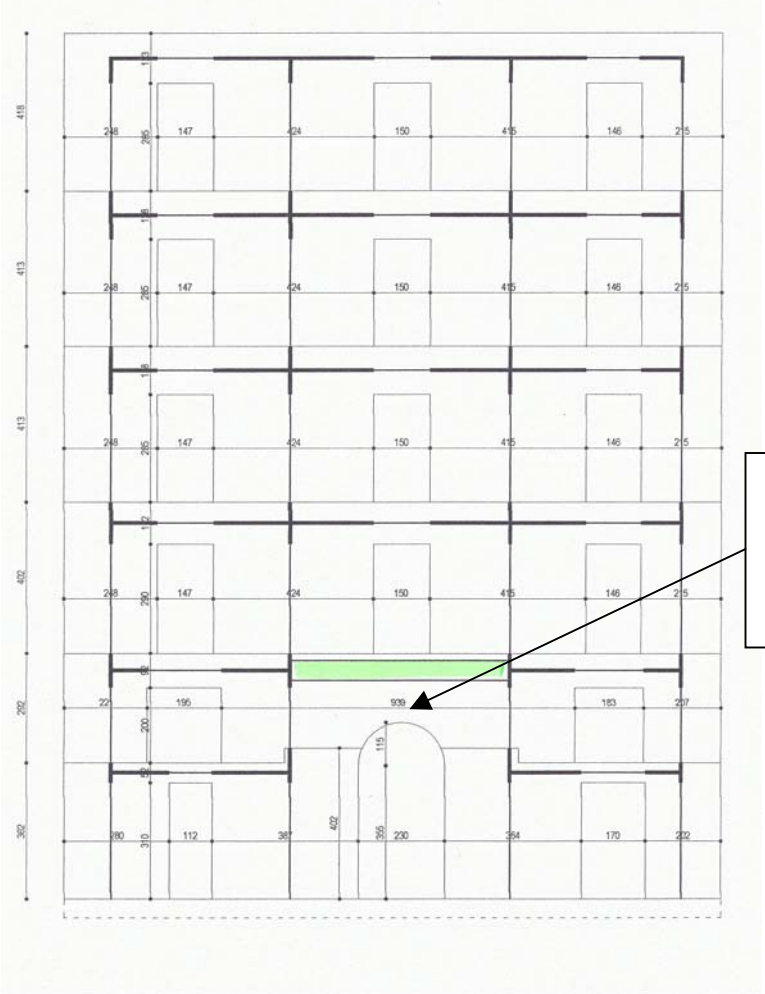


I tronchi rigidi consentono i disassamenti

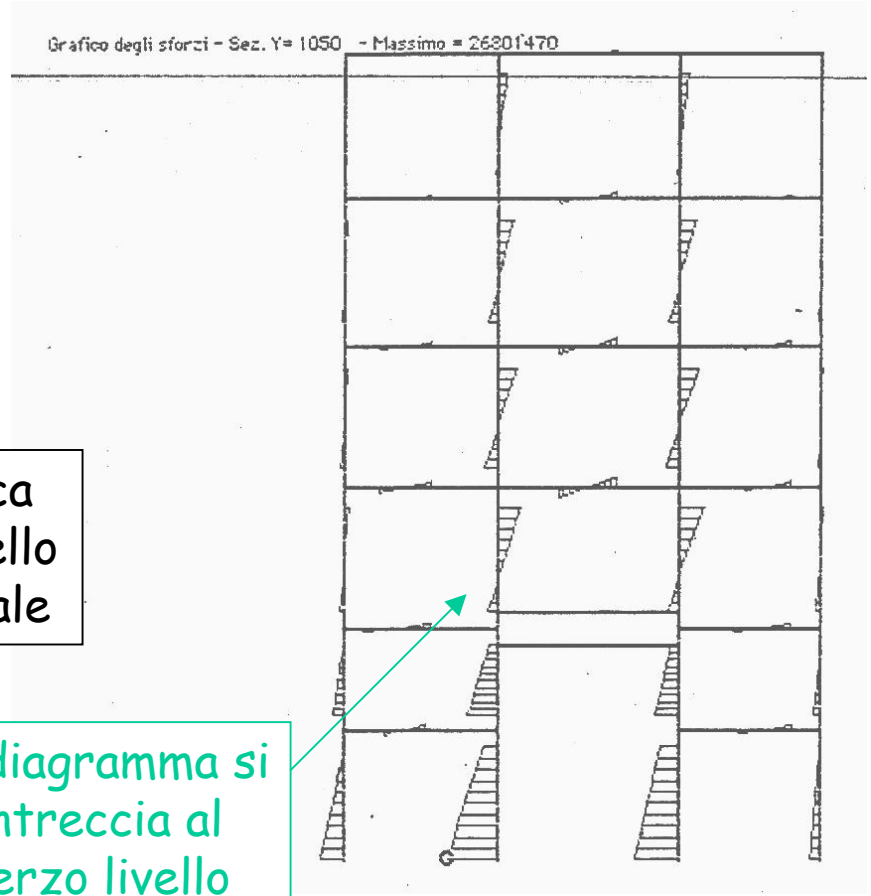


Lo schema della parete C

Il diagramma dei momenti



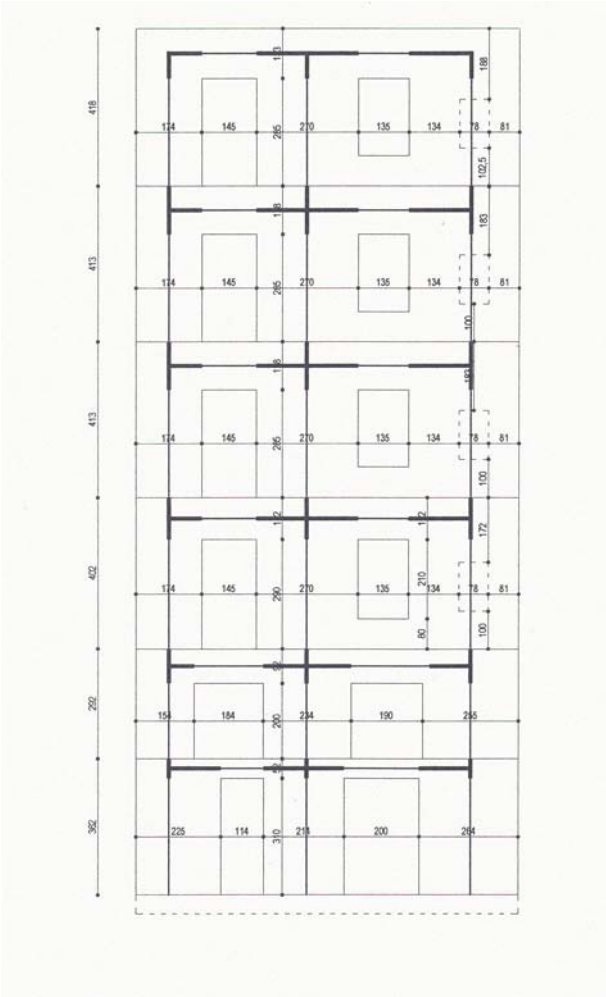
Manca un livello parziale



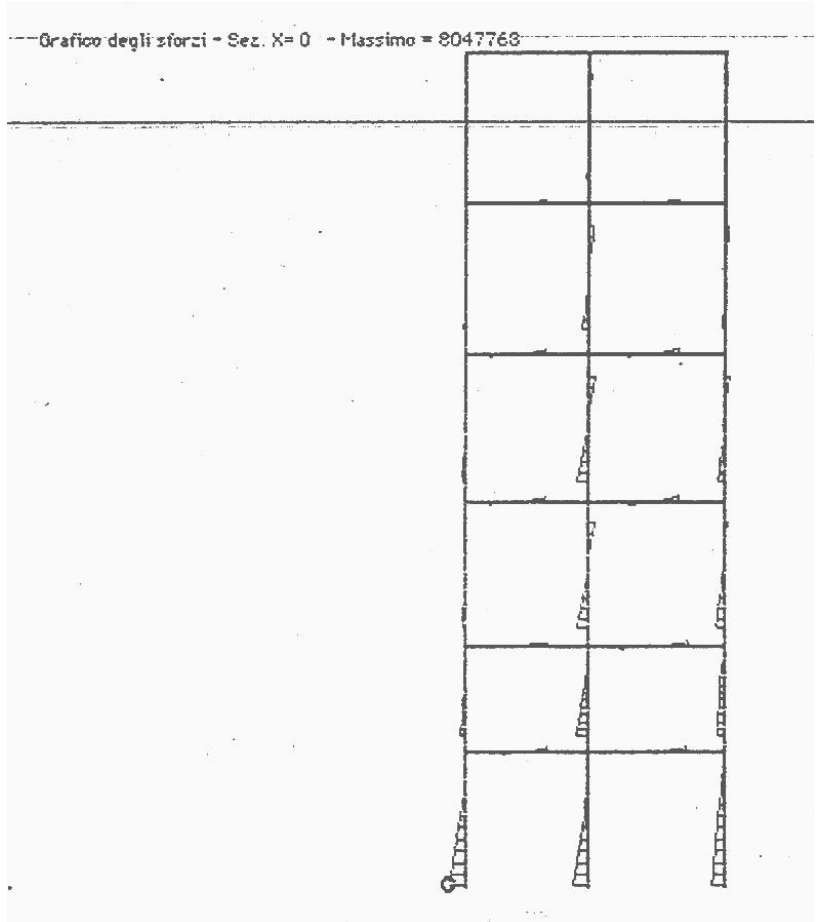
Il diagramma si intreccia al terzo livello

Una parete in dir.y abbastanza regolare

Lo schema della parete D

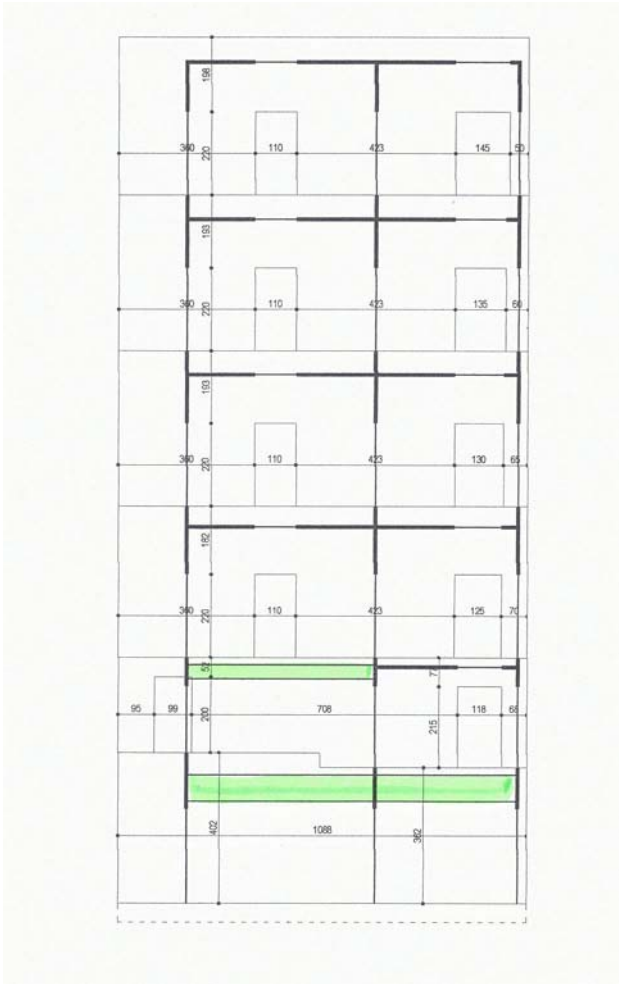


Il diagramma dei momenti

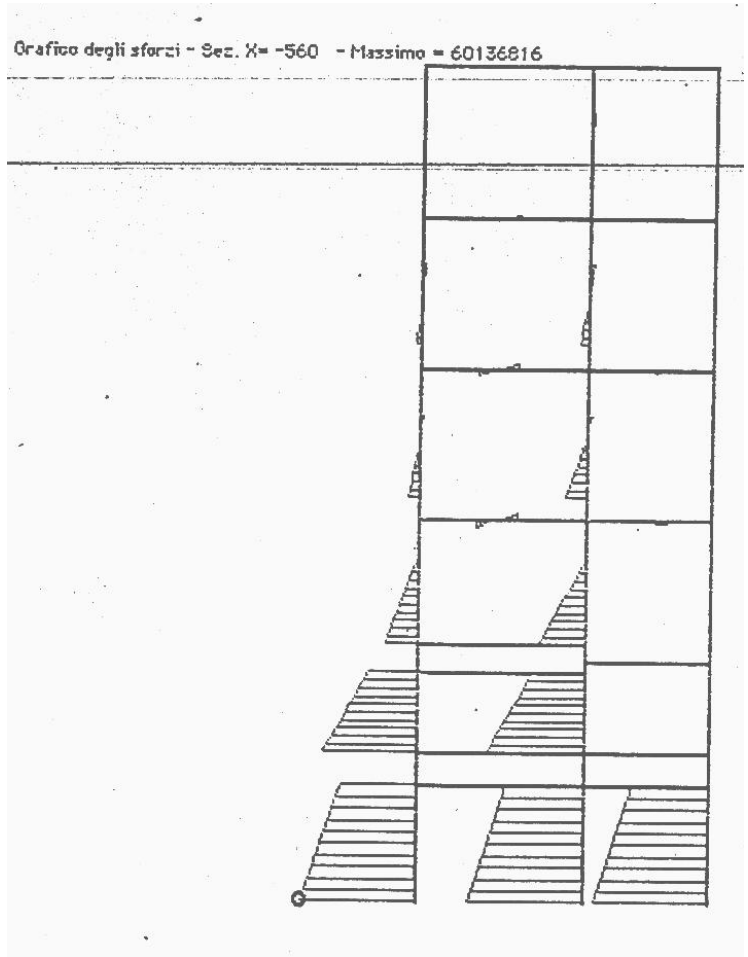


Le altre pareti in dir.y

Lo schema della parete E

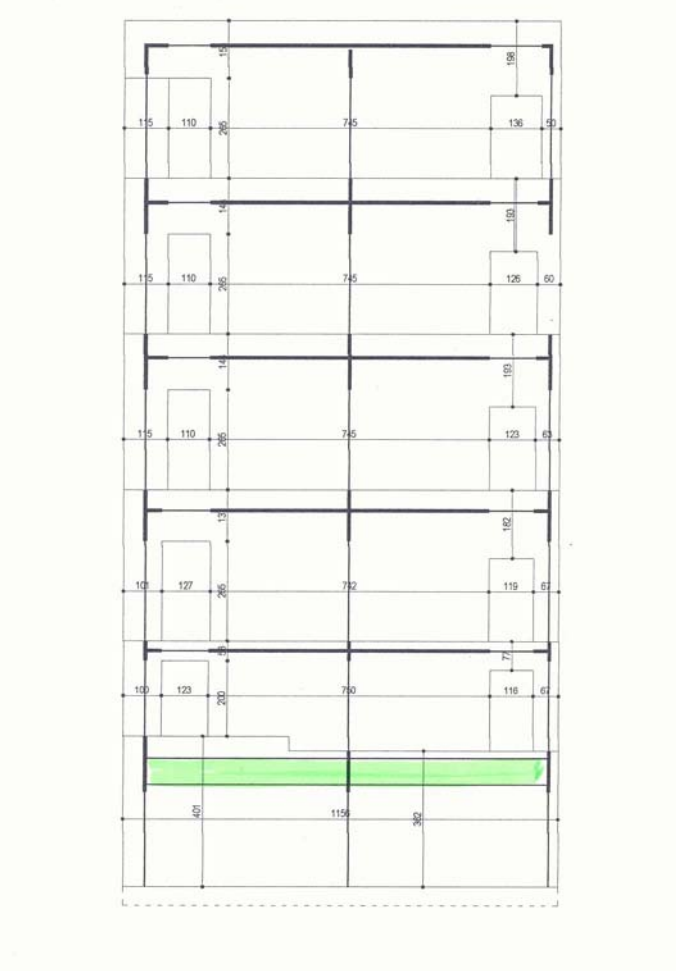


Il diagramma dei momenti

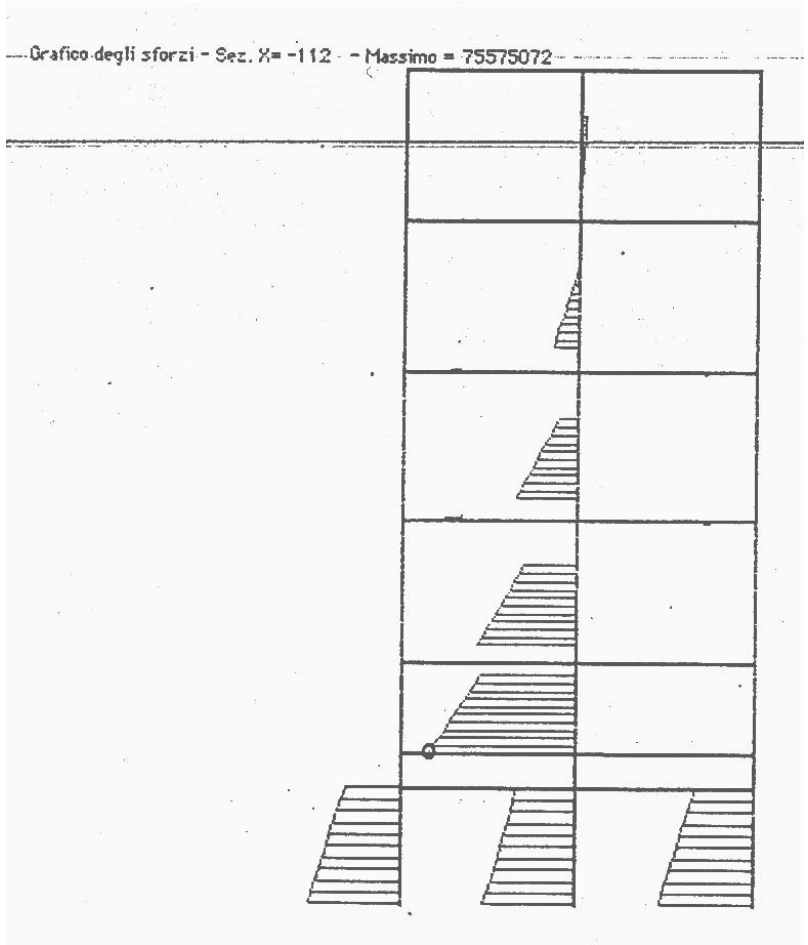


Le altre pareti in dir.y

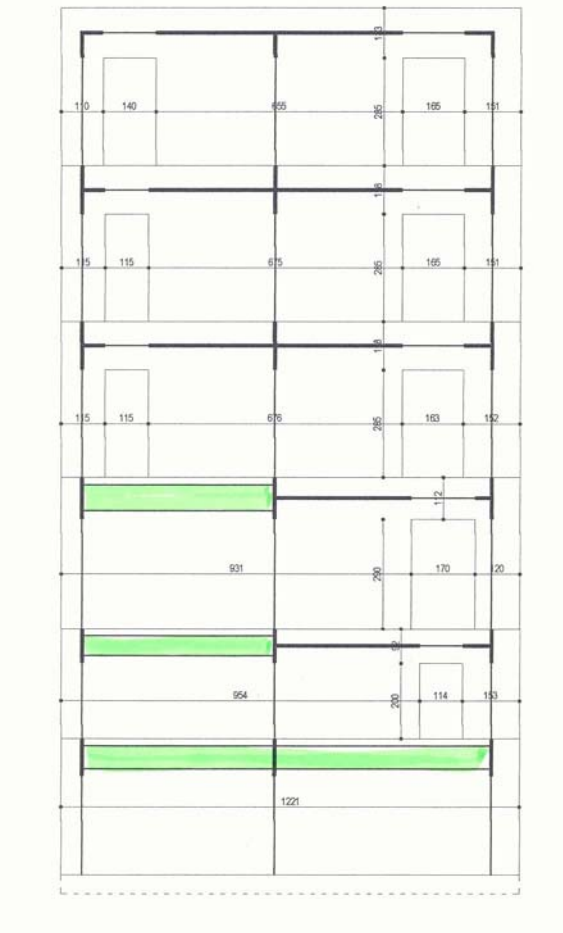
Lo schema della parete F



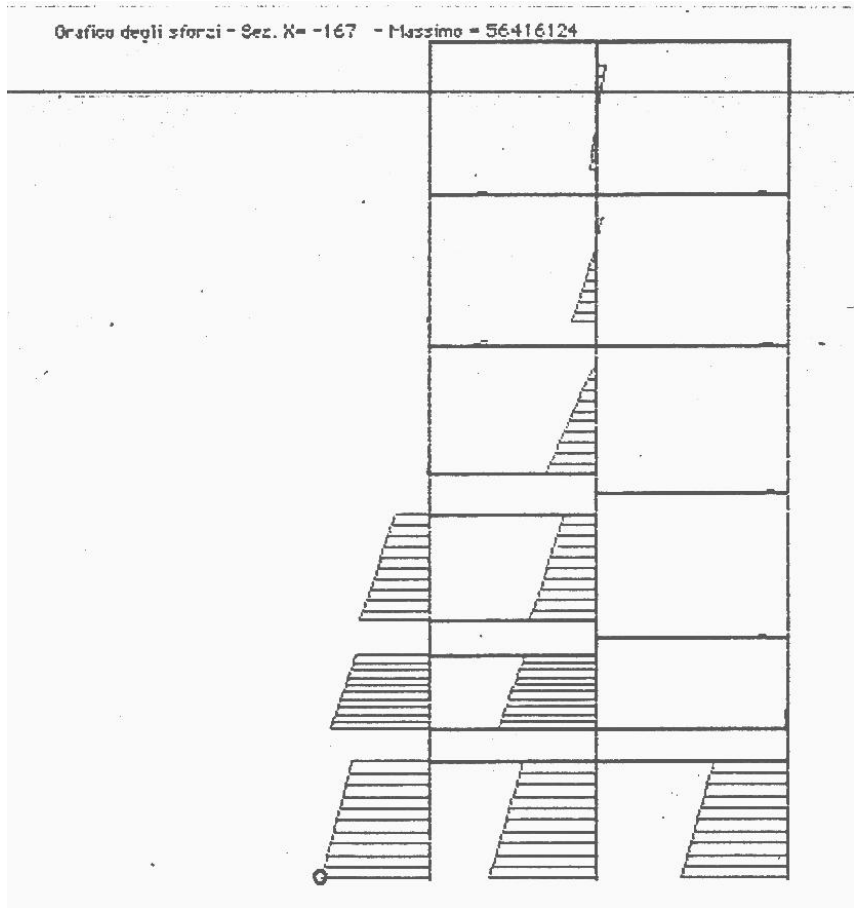
Il diagramma dei momenti



Lo schema della parete G



Il diagramma dei momenti



Caratterizzazione del materiale

Tufo giallo di ottima qualità

COMPRESSIONE

Resistenze medie degli elementi: $f_{bm} = 5$ MPa (50 kg/cm²)

Resistenze caratteristiche $f_{bk} = 0{,}75 f_{bm} = 3{,}75$ MPa

Malte tipo M3 (bastarda) $f_m \sim 5$ MPa

Dalle tabelle D (D.M. 1987)

$f_k = 2{,}6$ MPa

Livello di conoscenza accurato LC3

F.C. = 1 $\qquad \gamma_m = 2$

Resistenza di calcolo $f_d = f_k/\gamma_m /F.C. = 2{,}6/2 = 1{,}3$ MPa

TAGLIO

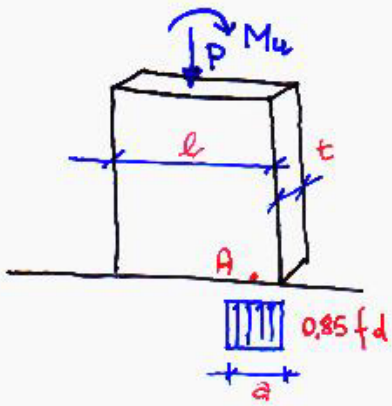
$\tau_k = f_{vko}$ (edifici esistenti)

Dalle Tabelle E (D.M. 1987)

$f_{vko} = 0{,}2$ MPa $\qquad \tau_{od} = f_{vdo} = 0{,}2/2 = 0{,}1$ MPa

Modulo elastico: E = 2600 MPa

La verifica dei maschi murari agli stati limite



Equilibrio alla traslazione verticale

$$P = 0.85 f_d a t \Leftrightarrow a = P/(0.85 f_d t)$$

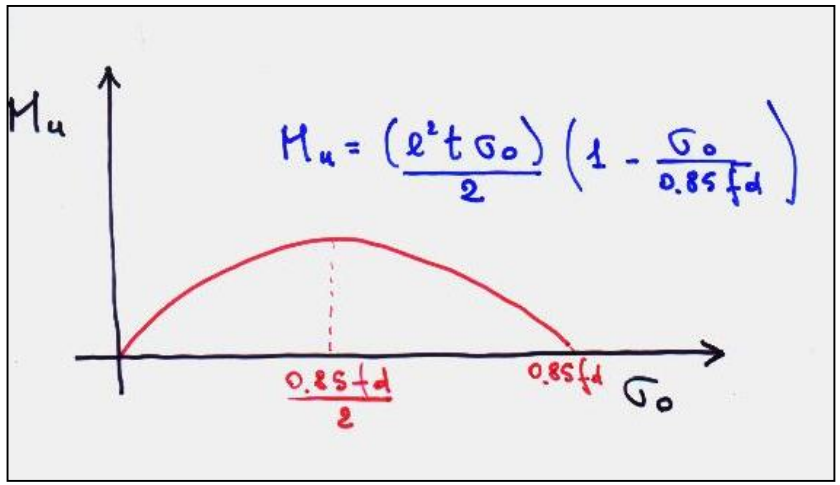
Equilibrio alla rotazione intorno al punto A

$$M_u = P(\ell - a)/2$$

esprimendo $P = \sigma_0 \ell t$

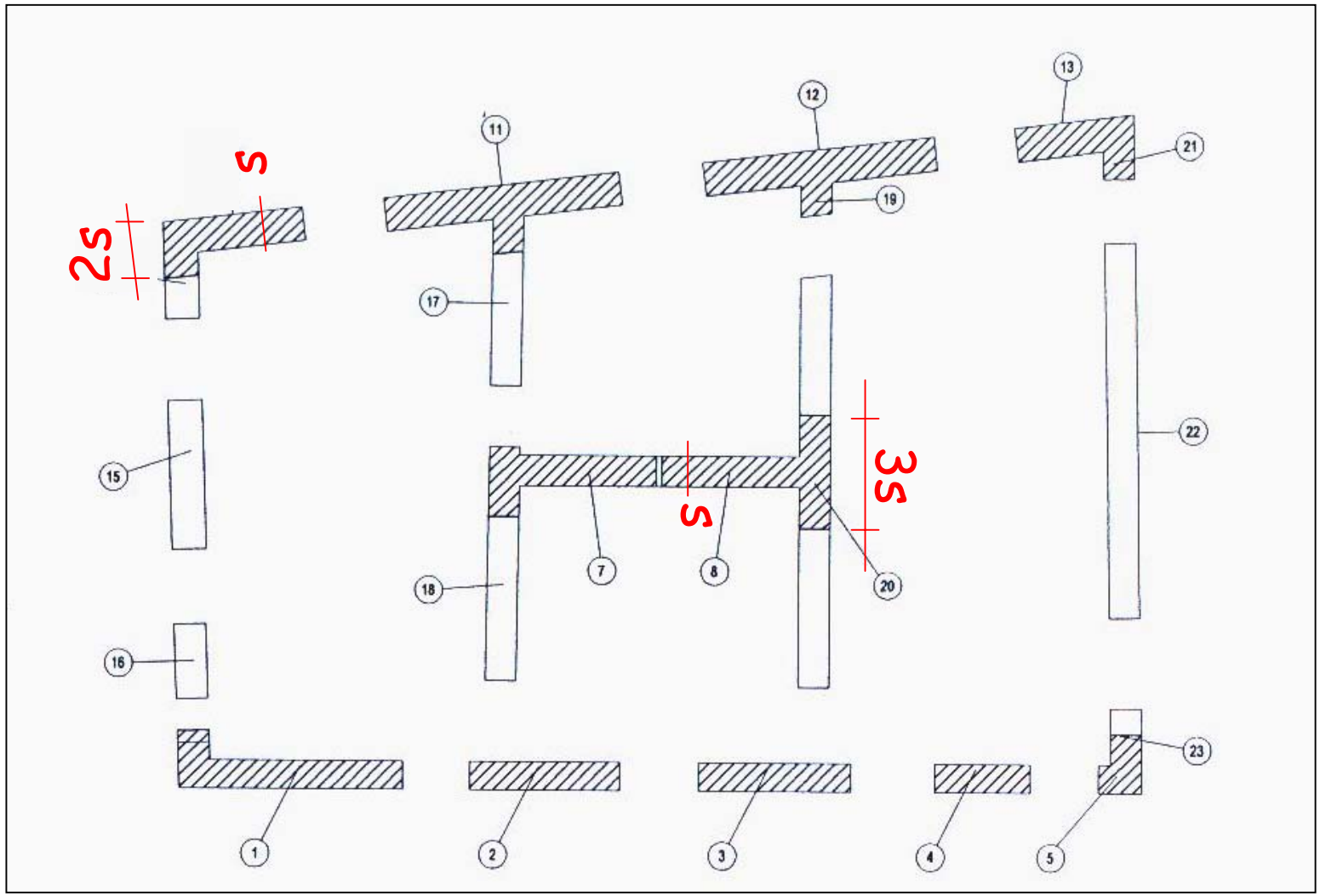
$$M_u = \sigma_0 \ell^2 t \,(1 - \sigma_0/0.85 f_d)/2$$

Verifica a pressoflessione



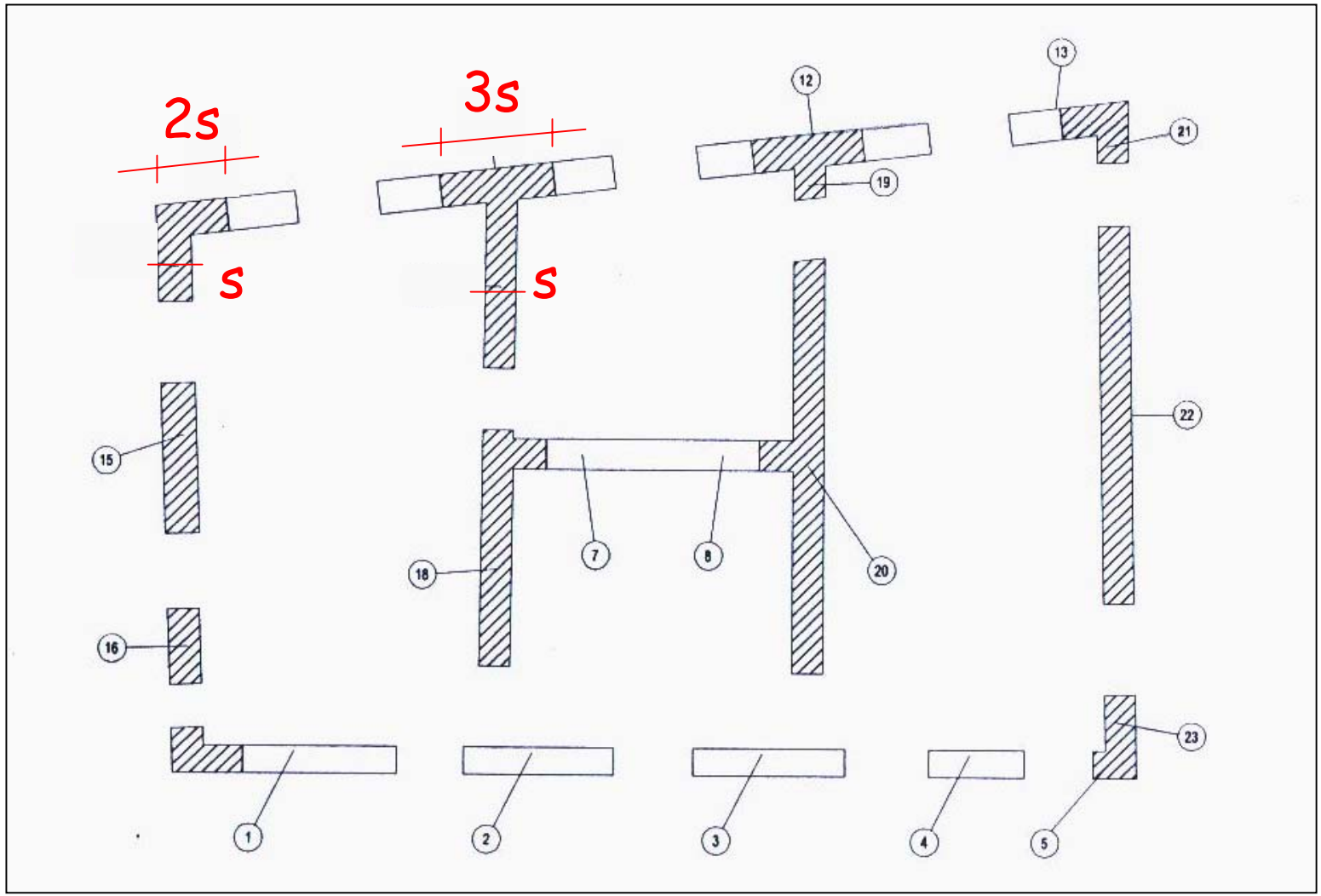
Si considerano le sezioni ad L o a T e si tiene conto di una parte dello sforzo normale agente sul maschio ortogonale

Maschi murari in dir.x



Si considerano le sezioni ad L o a T e si tiene conto di una parte dello sforzo normale agente sul maschio ortogonale

Maschi murari in dir.y



Il calcolo degli sforzi normali sui maschi per tener conto del maschio ortogonale (sezioni ad L o a T)

Maschio 8 (+ maschio 20) x 2,0X

livello	s	Lort.	Nmin.ort.	Nmax.ort.	Nmin.	Nmax.	X	Nmin.tot.	Nmax.tot.
VI	50	740	48453	57098	8122	8525	0,14	14670	16241
VI	50	740	101940	118145	20198	21743	0,14	33974	37709
IV	55	740	156863	180818	33156	35842	0,15	56473	62720
III	55	740	201601	230233	48189	52960	0,15	78157	87184
II	52	745	239278	272302	58590	65477	0,14	91993	103490
I	70	880	299762	338184	65052	72148	0,16	112741	125950

Maschio 9 (+ maschio 22) x 2,0X

livello	s	Lort.	Nmin.ort.	Nmax.ort.	Nmin.	Nmax.	X	Nmin.tot.	Nmax.tot.
VI	0	650	33147	37219	0	0	0,00	0	0
VI	0	670	73273	81322	0	0	0,00	0	0
IV	25	670	115844	127645	8669	9270	0,07	17314	18796
III	25	754	155879	169360	21317	24210	0,07	31654	35441
II	30	777	189805	204943	31802	36949	0,08	46459	52775
I	45	834	239637	256947	40386	46750	0,11	66246	74478

Maschio 10 (+ maschio 14) x 1,5X

livello	s	Lort.	Nmin.ort.	Nmax.ort.	Nmin.	Nmax.	X	Nmin.tot.	Nmax.tot.
VI	45	169	8192	9228	9195	9413	0,40	12467	13099
VI	55	169	18280	20788	20452	21346	0,49	29376	31494
IV	58	169	28555	32503	32122	33686	0,51	46822	50418
III	62	169	36912	41493	46342	49534	0,55	66655	72367
II	70	149	42580	47297	57073	61358	0,70	87079	94688
I	87	220	55605	61246	71676	76158	0,59	104660	112488

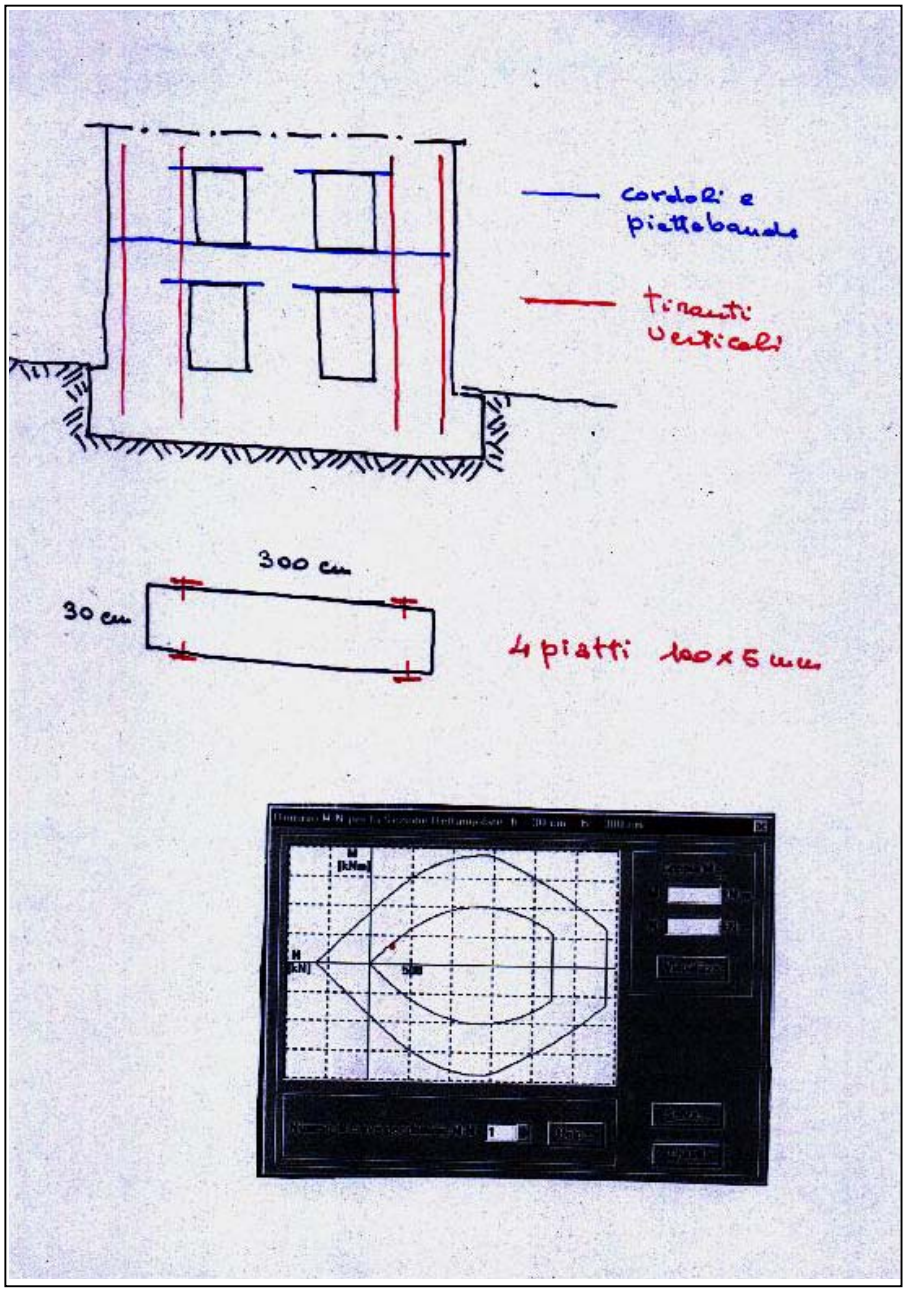
Le verifiche a pressoflessione dei maschi murari allo stato limite ultimo

PARETE F

Maschio	B	H	L ala	S ala	Nmax	Nmin	ΔN	M	$N_{max}+\Delta N$	$N_{min}+\Delta N$	Af sup	Af inf	Mres1	Mres2	$\sigma_{(1,5N)}$
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[t]	[t]	[t]	[tm]	N1 [t]	N2 [t]	[cm2]	[cm2]	[tm]	[tm]	[kg/cm2]
19#3 I	74	1150	222	87	520,7	466,1	0,0	1439,0	520,7	466,1	0	0	3109,3	3169,4	7,97
19 II	64	95	192	70	73,4	65,4	80,6	6,4	154,0	-15,2	4	6	12,6	6,4	7,32
19 III	55	95	165	62	52,3	46,0	68,2	6,5	120,5	-22,2	5	8	13,2	6,8	6,51
19 IV	55	100	165	58	38,0	33,7	42,2	8,7	80,2	-8,5	5	6	22,1	9,3	4,80
19 V	50	100	150	55	23,7	20,9	18,2	4,9	41,9	2,7	2	2	18,7	7,0	3,38
19 VI	50	100	150	45	11,2	9,9	4,9	1,7	16,1	5,0	0	0	14,5	3,6	1,77
20 II	64	745	0	0	300,0	264,1	16,1	756,0	316,1	248,0	2	2	1045,1	783,9	9,44
20 III	55	740	0	0	244,3	214,4	16,1	521,0	260,4	198,3	0	0	771,5	638,0	9,00
20 IV	55	740	0	0	190,4	165,7	16,1	315,0	206,5	149,6	0	0	757,9	762,1	7,02
20 V	50	740	0	0	123,5	106,9	11,2	130,0	134,7	95,7	0	0	554,7	656,1	5,01
20 VI	50	740	0	0	59,2	50,5	0,5	37,7	59,7	50,0	0	0	399,9	358,3	2,40
3 II	192	65	0	0	42,0	39,5	64,5	3,2	106,5	-25,0	6	6	8,0	3,2	5,05
3 III	165	65	0	0	35,1	32,9	52,1	4,3	87,2	-19,2	6	6	10,7	4,5	4,90
3 IV	165	60	0	0	23,6	22,1	26,1	3,1	49,7	-4,0	3	3	11,0	3,6	3,58
3 V	150	57	0	0	14,3	13,4	7,0	1,5	21,3	6,4	0	0	10,3	15,1	2,50
3 VI	150	47	0	0	5,1	4,9	5,5	0,3	10,6	-0,6	2	2	3,9	1,9	1,09

Le verifiche soddisfatte sono quelle per cui risulta $A_f = 0$, cioè non c'è necessità di armatura.

In genere la condizione più severa è quella con il carico assiale minimo. Il problema è quasi sempre di trazione e non di compressione



Risulta la necessità di "armare" i maschi murari più sollecitati (quasi tutti quelli dei livelli più bassi)

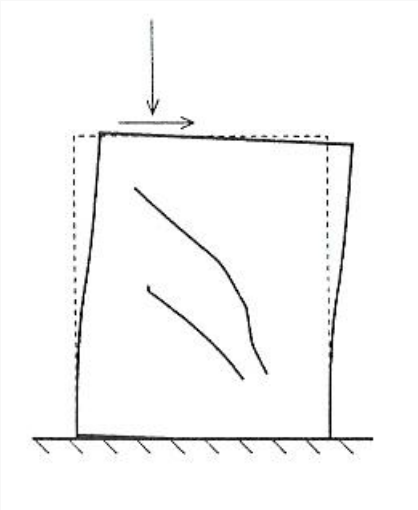
La verifica è quindi svolta allo stato limite ultimo come per una sezione in c.a.

In EC6 il diagramma $\sigma-\varepsilon$ della muratura è uguale (a meno della resistenza) a quello del calcestruzzo.

La verifica dei maschi murari agli stati limite

Verifica a taglio

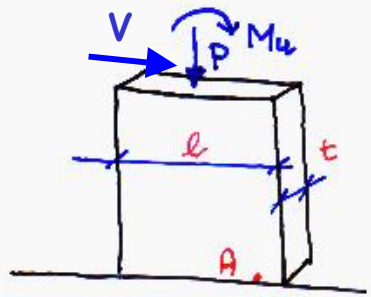
Rottura per trazione diagonale



$$\tau_{ult} = \frac{f_{tu}}{k}\sqrt{1+\frac{\sigma_m}{f_{tu}}} = \tau_k\sqrt{1+\frac{\sigma_m}{k\tau_k}}$$

$$V_{ult} = \tau_{ult} lt = \frac{f_{tu}}{k} lt\sqrt{1+\frac{\sigma_m}{f_{tu}}}$$

La formula dell'Ordinanza per edifici esistenti



$\sigma_m = P / (l\ t)$ $\qquad \tau_k = f_{vod}$

$$V_t = \tau_{ult} lt = \frac{1{,}5\tau_k}{b} lt\sqrt{1+\frac{\sigma_m}{1{,}5\tau_k}}$$

$b = h/l$ $\qquad 1{,}0 < b < 1{,}5$

Le verifiche a taglio dei maschi murari allo stato limite ultimo

PARETE C

Maschio		(N1) [kg/cm2]	(N2) [kg/cm2]	T [t]	T1ult [t]	T2ult [t]	ΔT [t]	Af T [cm2]
10	I	9,11	-2,18	39,9	85,8	26,3	13,6	7
10	II	11,02	-1,88	28	63,6	16,6	11,4	6
10	III	9,05	-1,70	21,2	53,7	16,6	4,6	2
10	IV	6,31	-0,74	17,7	37,4	15,5	2,2	1
10	V	3,61	0,11	14,1	23,4	7,8	6,3	3
10	VI	1,61	0,36	5,3	11,9	7,3	-2,0	0
11	I	5,87	5,24	60	83,3	76,3	-16,3	0
11	II	8,05	3,91	56,9	81,5	46,7	10,2	5
11	III	7,48	1,61	68,6	79,0	28,3	40,3	20
11	IV	5,52	1,27	64,7	58,1	23,6	41,1	20
11	V	3,50	0,99	52,1	39,6	20,3	31,8	16
11	VI	1,78	0,56	25,3	21,6	13,9	11,4	6
12	I	6,65	4,50	44,7	86,5	64,0	-19,3	0
12	II	8,61	3,60	46,4	83,8	42,9	3,5	2
12	III	8,07	1,29	66,6	82,4	24,9	41,7	20
12	IV	5,81	0,94	62,5	59,1	20,5	42,0	20
12	V	3,68	0,81	50,1	40,0	18,5	31,6	15
12	VI	1,87	0,48	24,2	21,7	13,1	11,1	5
13	I	13,95	-3,18	16	89,1	18,9	-2,9	0
13	II	13,44	-3,35	21,4	71,1	15,6	5,8	3
13	III	11,30	-2,78	19,4	56,2	14,3	5,1	2
13	IV	7,98	-1,05	14,5	39,1	13,4	1,1	1
13	V	4,49	0,11	11,6	23,6	6,8	4,8	2
13	VI	1,95	0,49	4,5	11,3	6,7	-2,2	0

Le verifiche soddisfatte sono quelle per cui risulta $A_f = 0$ cioè non c'è necessità di armatura.

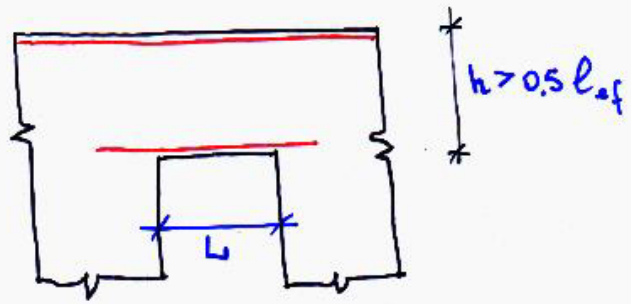
La condizione più severa è sempre quella con il carico assiale minimo.

L'armatura può essere calcolata per l'eccedenza di taglio rispetto a quello sopportabile dall'elemento murario

La verifica delle fasce di piano agli stati limite per flessione e taglio

a) in assenza di cordoli di piano, piattebande ete risultano estremamente deboli e configurano lo schema "a fasce di piano deboli"

b) in presenza di cordoli, piattebande ete. si può fare riferimento ai contenuti del EC6



$\ell_{ef} = 1.15\ L$

$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yk} \cdot z / \gamma_s$ (acciaio)

$M_{Rd} = 0.4 \cdot f_k \cdot b d^2 / \gamma_m$ (muratura)

ove z "braccio della coppia interna" =

$= \min (0.7\ \ell_{ef};\ 0.4h + 0.2\ \ell_{ef})$

ove d "altezza utile efficace" $d = 1.25\ z$

Verifica a flessione

Verifica a taglio

In assenza di armature a taglio:

$V_d <= V_{rd1}$

$V_{rd1} = f_{vk}\ b\ d\ /\gamma_m$

Con armature a taglio:

$V_{rdmax} = 0,3\ f_{bd}t\ d$

La verifica delle fasce di piano agli stati limite per flessione e taglio

PARETE B

Trave	B	H	L	T	M	Z	tipo	Af fless.	Mres.	Vrd1	Vrd max.	Af tagl.
	[cm]	[cm]	[cm]	[t]	[tm]	[cm]		[cm2]	[tm]	[t]	[t]	[cm2/m]
6 - 7 II	27	77	130	11,3	7,7	56,8	tozza	4,6	13,6	1,9	14,4	4,8
6 - 7 III	23	182	130	29,5	21,0	91,0	tozza	7,7	29,8	2,6	19,6	8,5
6 - 7 IV	23	193	130	21,5	16,2	91,0	tozza	5,9	29,8	2,6	19,6	6,0
7 - 8 I	75	50	400	13,9	29,5	40,5	snella	24,9	18,8	3,4	25,3	8,4
8 - 9 I	42	60	386	3,7	7,9	49,5	snella	5,4	15,1	2,3	17,3	0,9
8 - 9 II	30	72	145	7,9	5,9	60,3	snella	3,2	15,6	2,0	15,1	3,2
8 - 9 III	25	182	145	24,7	19,1	101,5	tozza	6,3	40,2	3,2	23,8	6,1
8 - 9 IV	25	178	145	15,9	12,8	100,2	tozza	4,3	39,2	3,1	23,5	3,7

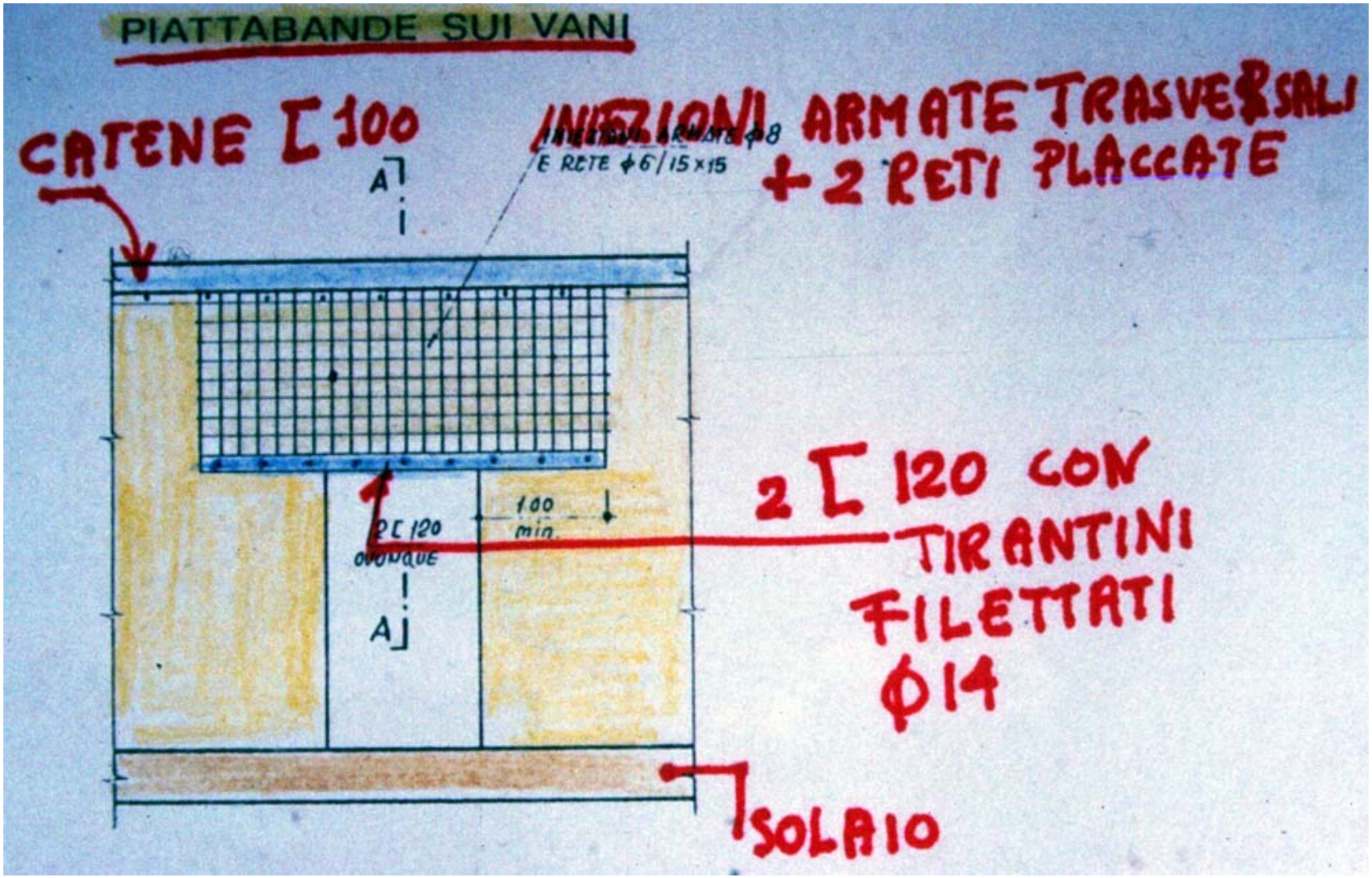
E' necessario armare, anche a taglio, quasi tutte le fasce di piano

Nei pochi casi in cui il taglio agente è maggiore di V_{rdmax} occorre consolidare la muratura (aumentare la resistenza a compressione f_{bk})

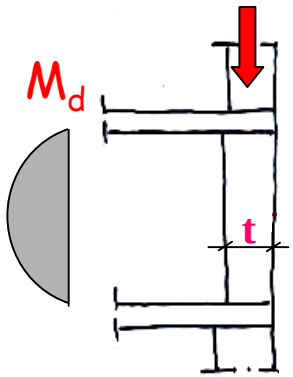
Nei pochi casi in cui il momento è maggiore di M_{res} (M_{rd} lato muratura) occorre consolidare la muratura (aumentare la resistenza a compressione f_{bk})

Interventi sulla fasce di piano

Incremento della resistenza a flessione e a taglio



La verifica dei maschi murari al di fuori del piano (per sisma trasversale)



N_d (per Q_k e $G_k$non incrementati)

w = peso parete

$Q_s = w\ S_a\ \gamma_i\ /q_a = 0{,}26\ w$

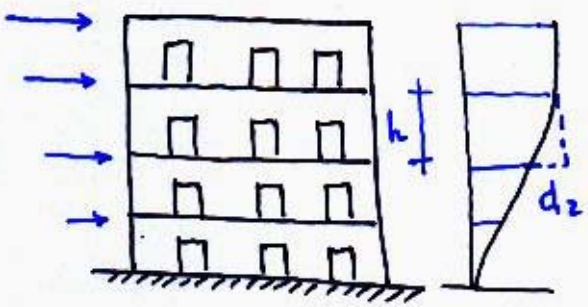
Queste verifiche sono quasi sempre soddisfatte.
Qualche problema solo ai piani alti o per setti molto sottili (eccentricità troppo alte)

Maschio 13														
livello	s	h	n.min	n.max	M	e.min	e.max	m.max	m.min	h°/s	Φ_{max}	Φ_{min}	σ_{min}	σ_{max}
VI	45	3,82	2564,39	2664,39	434,12	0,17	0,16	2,257	2,172	8,489			0,000	0,000
VI	55	3,77	7613,66	8063,93	507,40	0,07	0,06	0,727	0,686	6,855	0,600	0,613	0,231	0,239
IV	58	3,77	13260,40	14074,06	532,77	0,04	0,04	0,416	0,392	6,500	0,723	0,763	0,316	0,318
III	62	3,66	20359,59	22101,89	534,02	0,03	0,02	0,254	0,234	5,903	0,819	0,829	0,401	0,430
II	70	3,06	28364,04	30953,39	417,85	0,01	0,01	0,126	0,116	4,371	0,908	0,913	0,446	0,484
I	87	3,66	36042,91	38896,37	733,28	0,02	0,02	0,14	0,13	4,207	0,902	0,907	0,459	0,493
Maschio 14														
livello	s	h	n.min	n.max	M	e.min	e.max	m.max	m.min	h°/s	Φ_{max}	Φ_{min}	σ_{min}	σ_{max}
VI	45	3,82	3874,49	4569,79	434,12	0,11	0,09	1,494	1,267	8,489	0,308	0,387	0,280	0,262
VI	55	3,77	10771,74	12513,41	507,40	0,05	0,04	0,514	0,442	6,855	0,636	0,703	0,308	0,324
IV	58	3,77	18090,32	20870,60	532,77	0,03	0,03	0,305	0,264	6,500	0,780	0,801	0,400	0,449
III	62	3,66	24094,35	27343,29	534,02	0,02	0,02	0,214	0,189	5,903	0,818	0,831	0,475	0,531
II	69	3,06	34782,16	38848,54	412,28	0,01	0,01	0,103	0,092	4,435	0,862	0,925	0,585	0,609
I	85	3,66	28264,35	31415,74	717,33	0,03	0,02	0,179	0,161	4,306	0,881	0,890	0,377	0,415

Qui le verifiche sono state svolte secondo il D.M.87 (con i coeff. ϕ)

La verifica per lo stato limite di danno

Stato limite di danno [SLD]



$d_r < 0.003\ h$

Le azioni sismiche si determinano sulla base dello specifico spettro di progetto (spettro elastico /2.5)

Suolo tipo A parete D piano IV $dr = 0,29$

Suolo tipo B " " $dr = 0,45$

$h = 400$ cm $\quad d_{2\,max} = 1.2$ cm

E' opportuno considerare le sezioni parzializzate (inerzia dimezzata).

Ne consegue che gli spostamenti calcolati devono essere raddoppiati

VALUTAZIONE ED ADEGUAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA: METODOLOGIE ED ESEMPI

Parte 6:

IL PROGETTO DI UN EDIFICIO IN MURATURA NUOVO

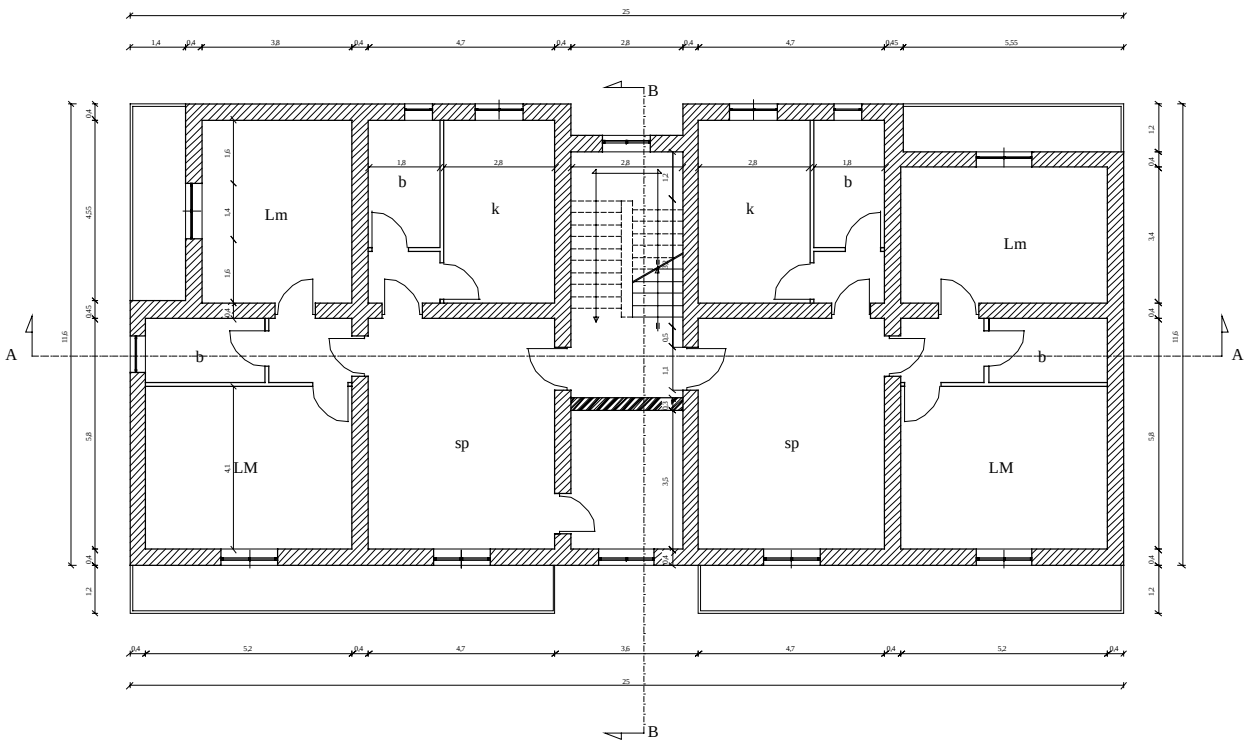


Edificio in muratura di tufo in zona di II categoria

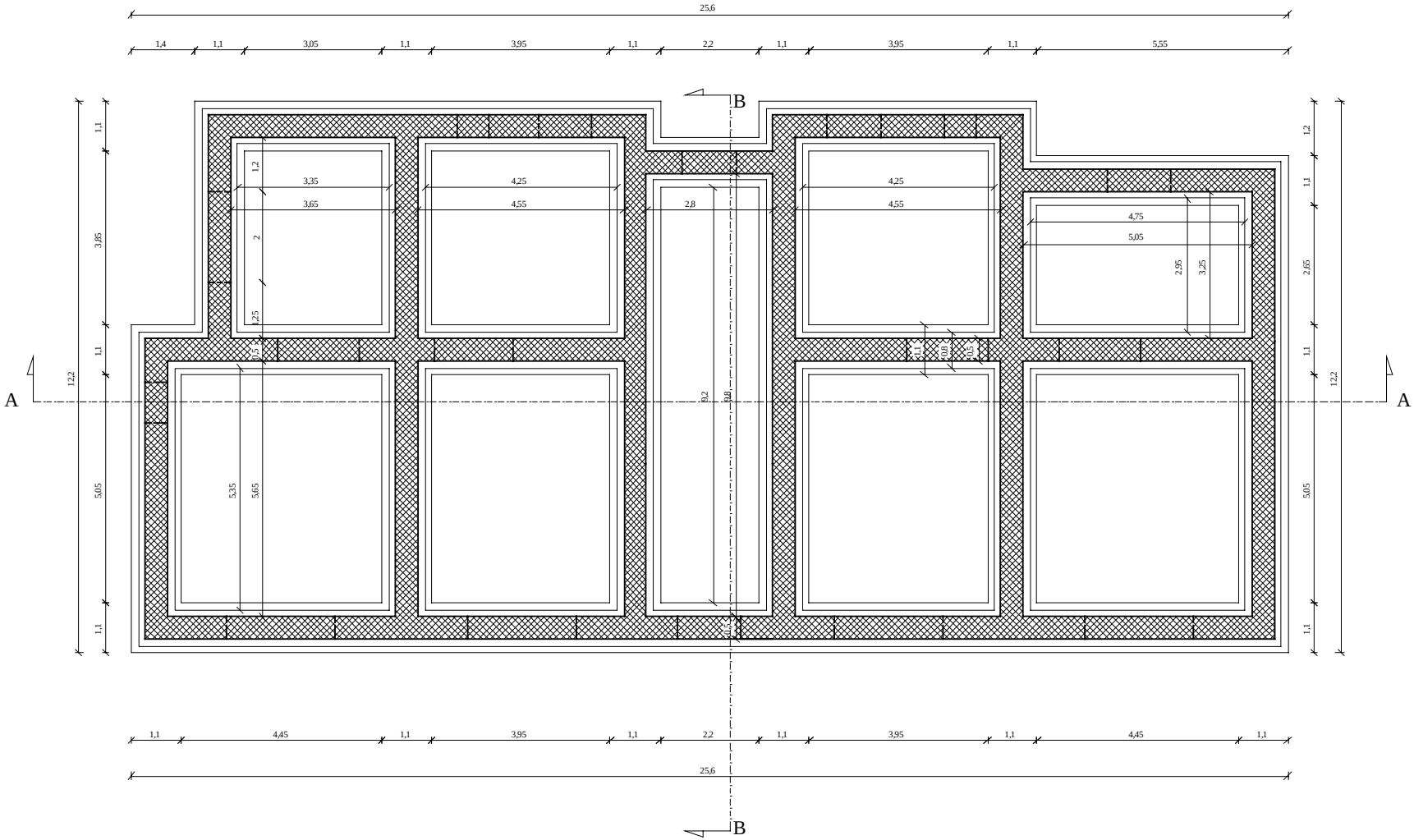
- Muratura di tufo - Solai in c.a. - Fondazioni in c.a.

- 3 Piani + sottotetto
- Interpiano medio = 3,7 m
- 4 pareti // x
- H_{tot} = 11 m + 3 m (sottotetto)
- Spessore muri: 30 – 50 cm
- 6 pareti // y

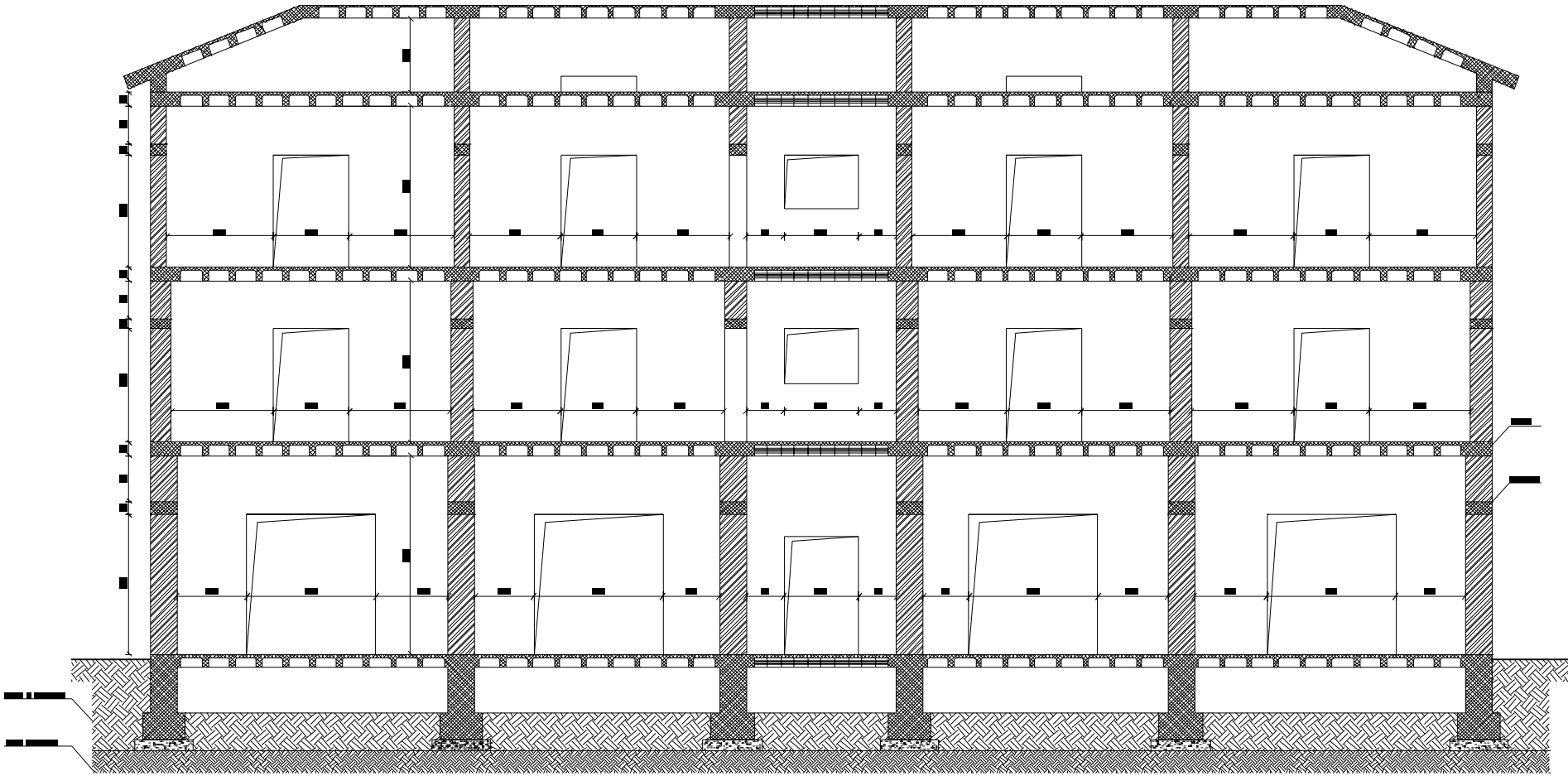
Pianta 1° piano



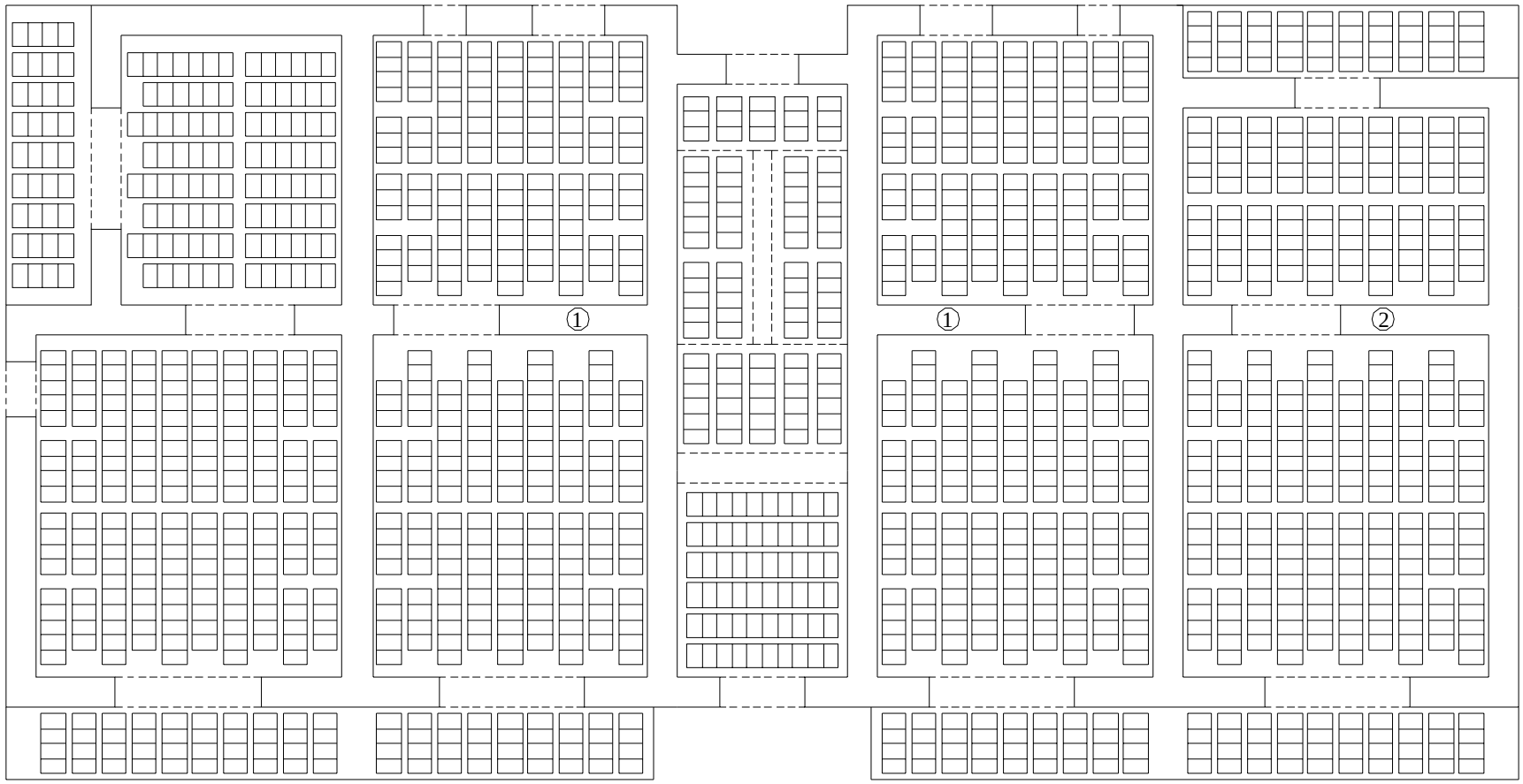
La pianta delle fondazioni



La sezione dell'edificio

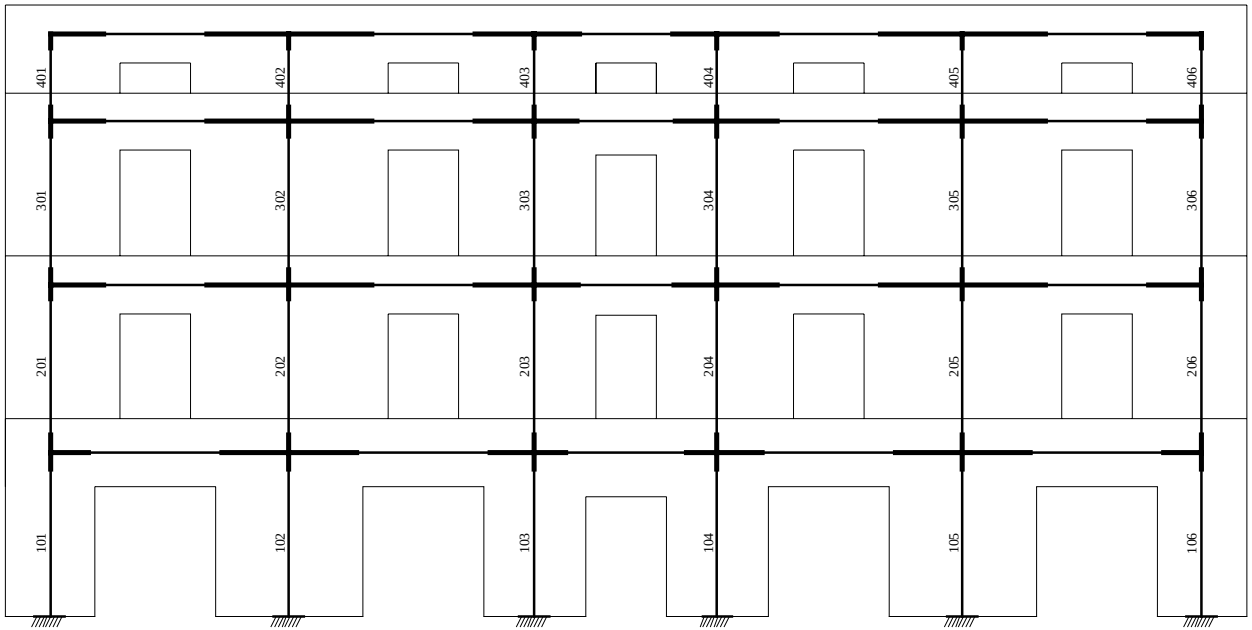


La carpenteria dei solai

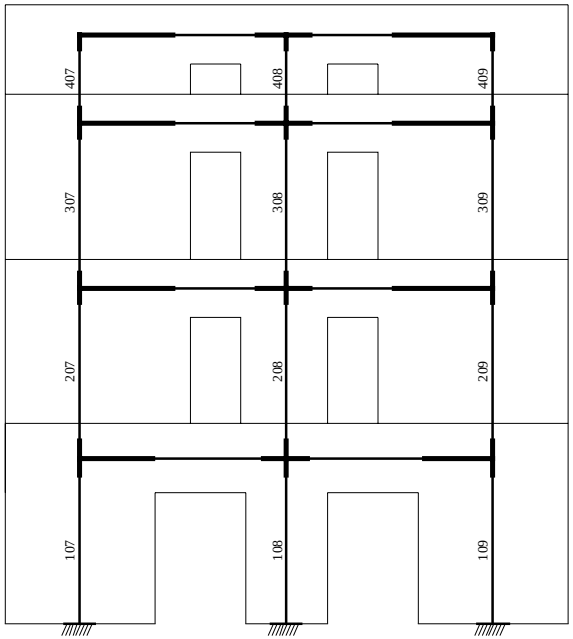


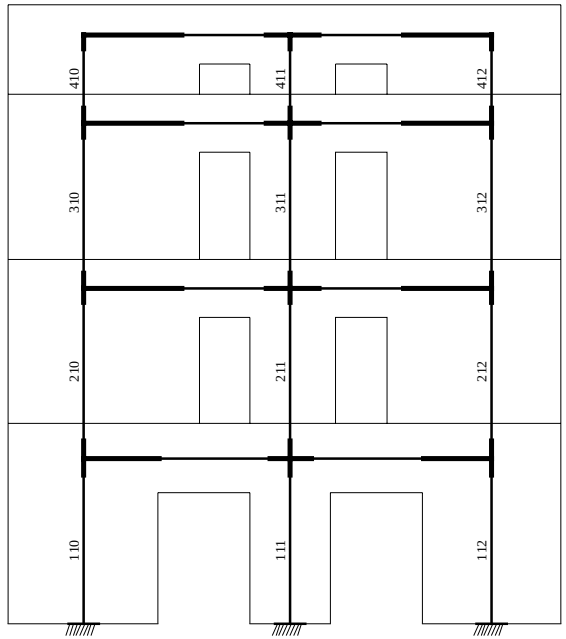
La schematizzazione dell'edificio

I telai in dir. x: telaio 1

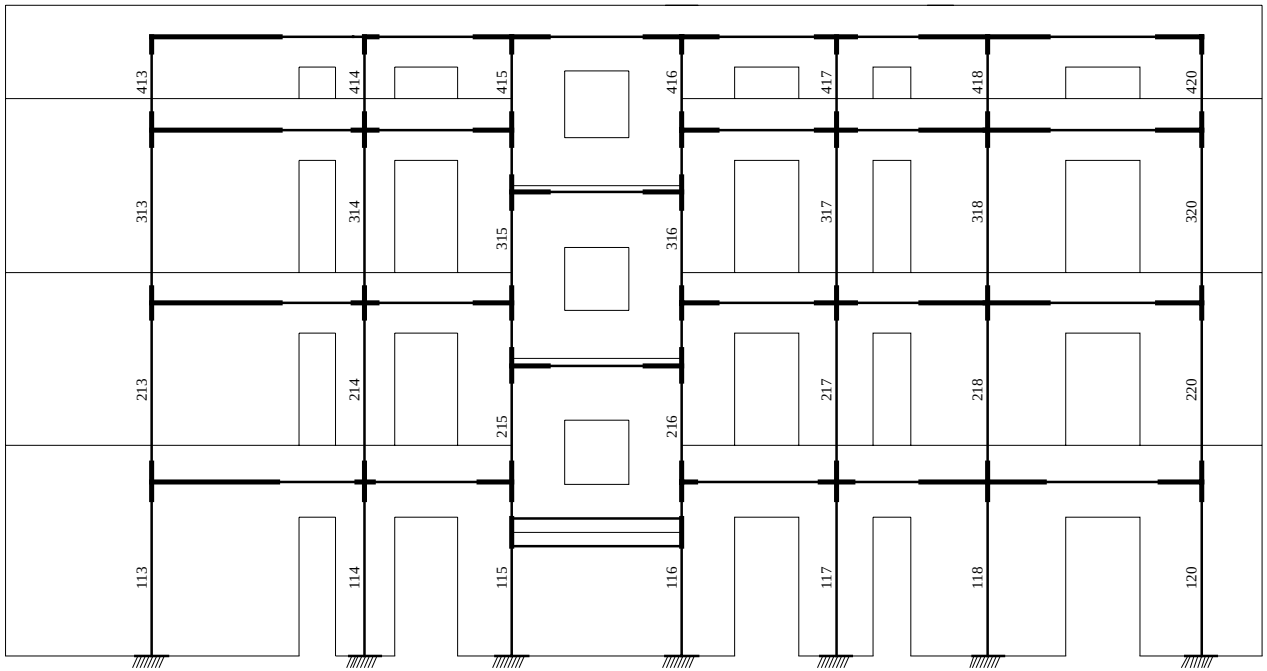


I telai in dir. x: telai 2 e 3

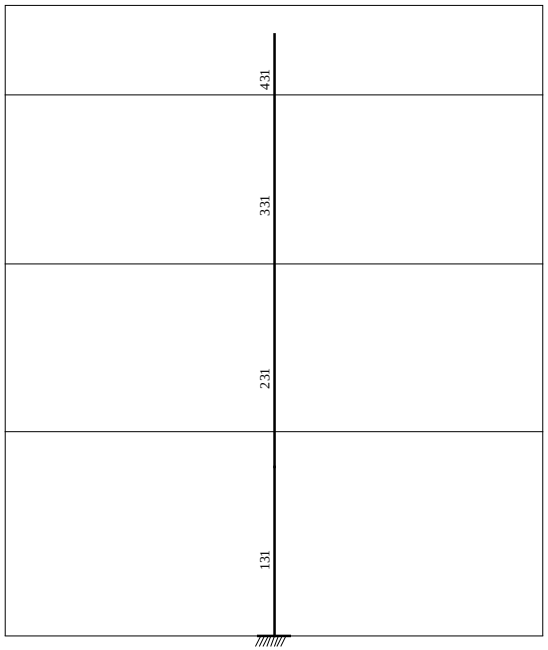


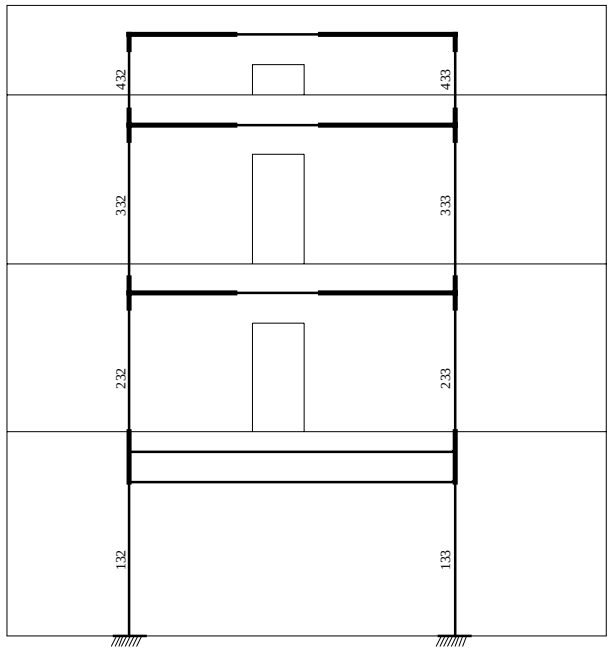


I telai in dir. x: telaio 4

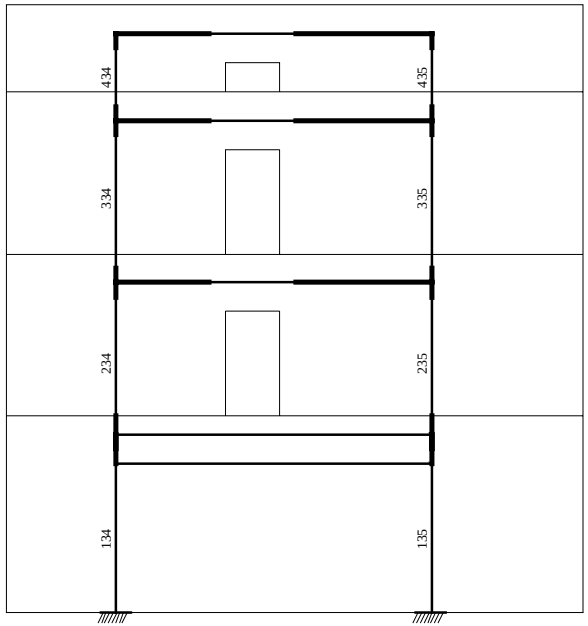


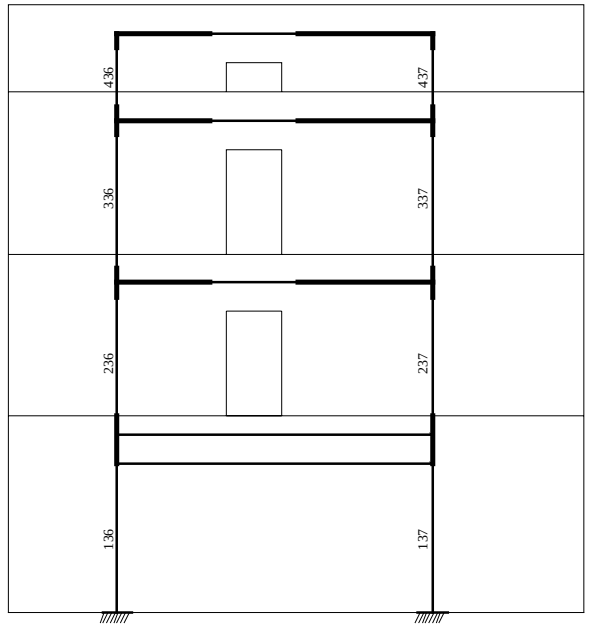
I telai in dir. y: telai 5 e 6



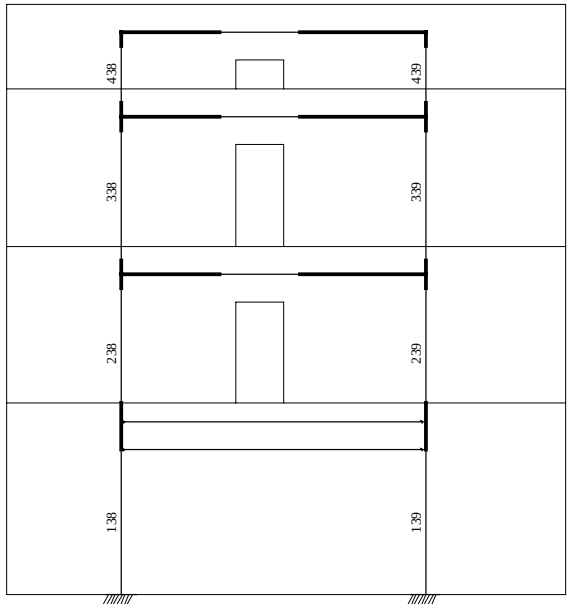


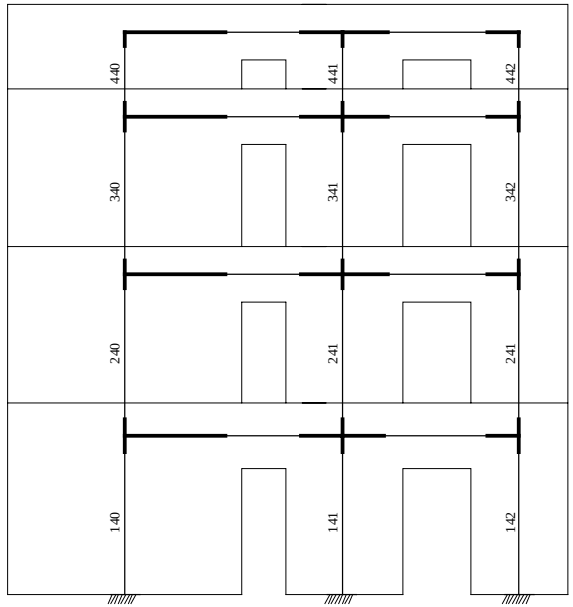
I telai in dir. y: telai 7 e 8





I telai in dir. y: telai 9 e 10





Valutazione delle azioni sismiche
Ordinanza – II categoria – suolo tipo B

Edificio regolare in pianta e regolare in altezza.
È applicabile l'analisi statica con λ =0,85

Le pareti verticali esistono a tutti i piani

$q = 2,0 \times \alpha_u/\alpha_1 = 2,0 \times 1,8 = 3,60$

Fattore di struttura (edificio nuovo)

$S_d(T) = a_g\ S\ 2.5\ /\ q = 0,25x2,5x1,25/3,6 = 0,174g$

$W_{tot} = 12000$ kN

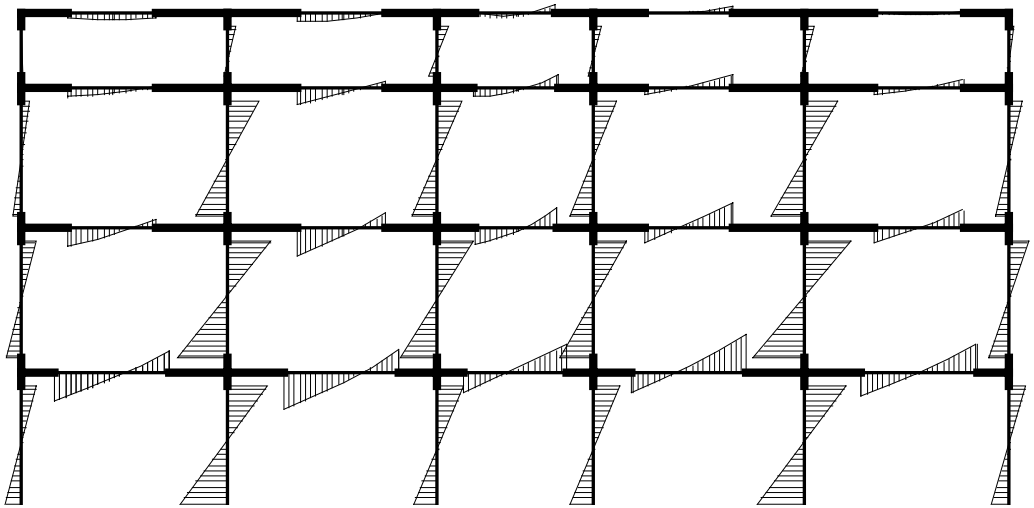
$F_{tot} = 12000 \times 0,174 \times 0,85 = 1744$ kN

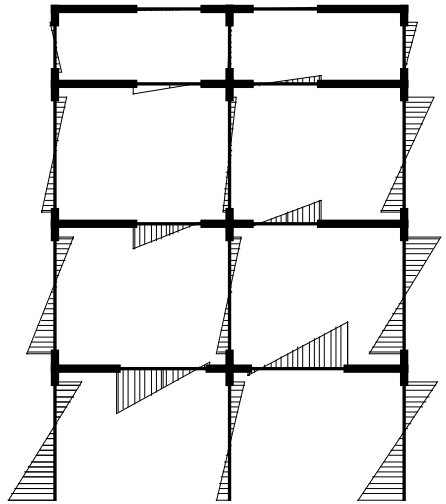
$F_1 = 312$ kN

$F_2 = 459$ kN

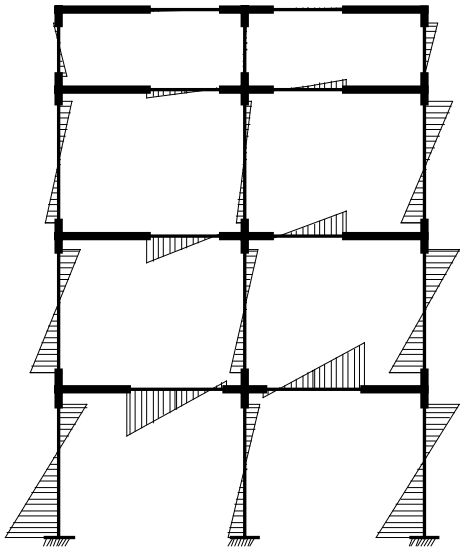
$F_3 = 669$ kN

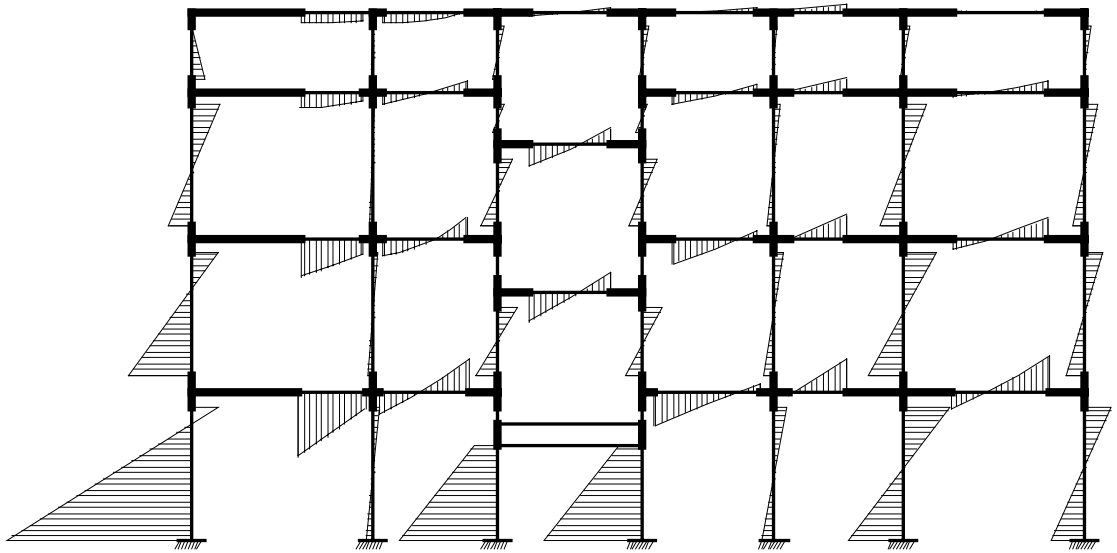
$F_4 = 339$ kN

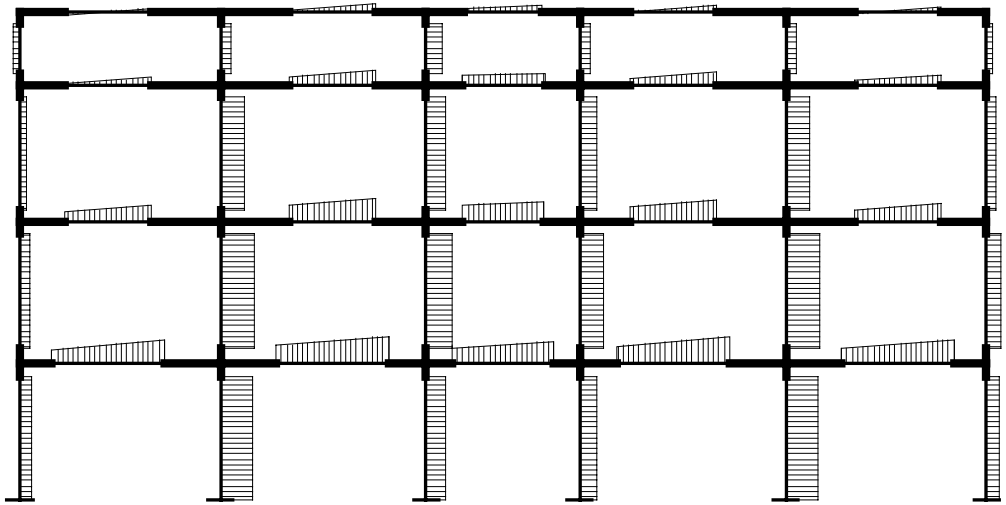


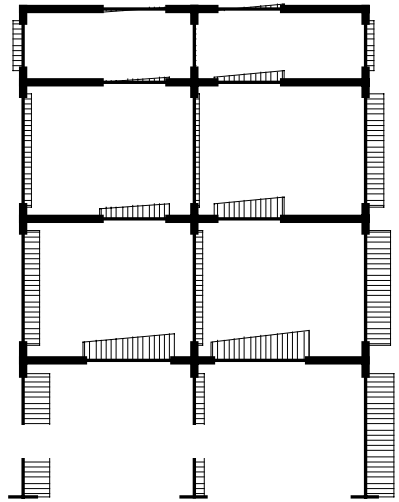


I momenti in dir. x

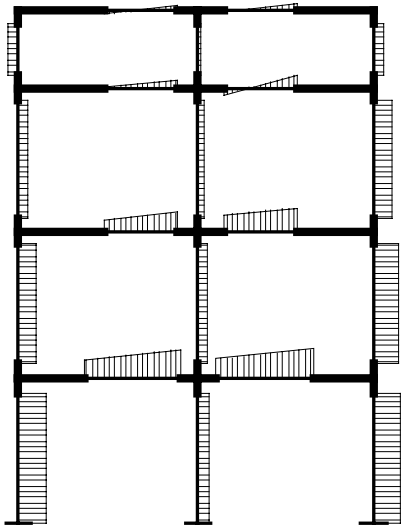


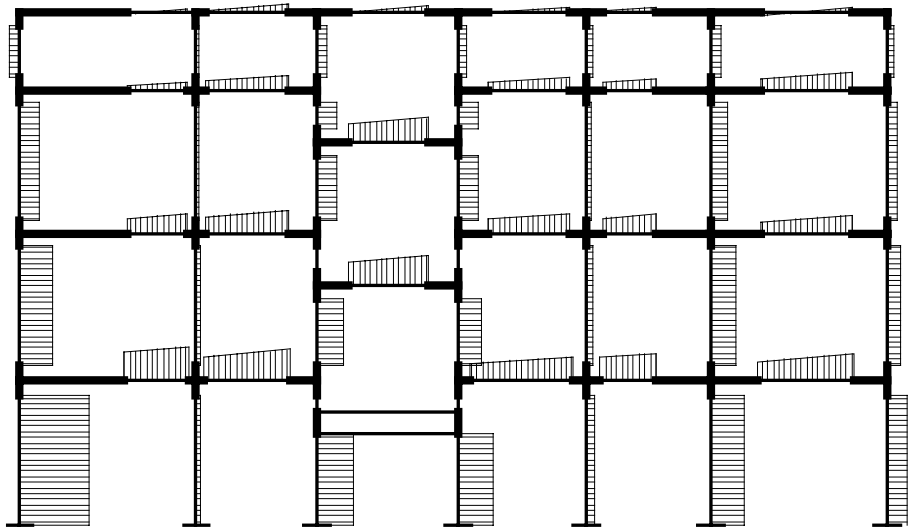


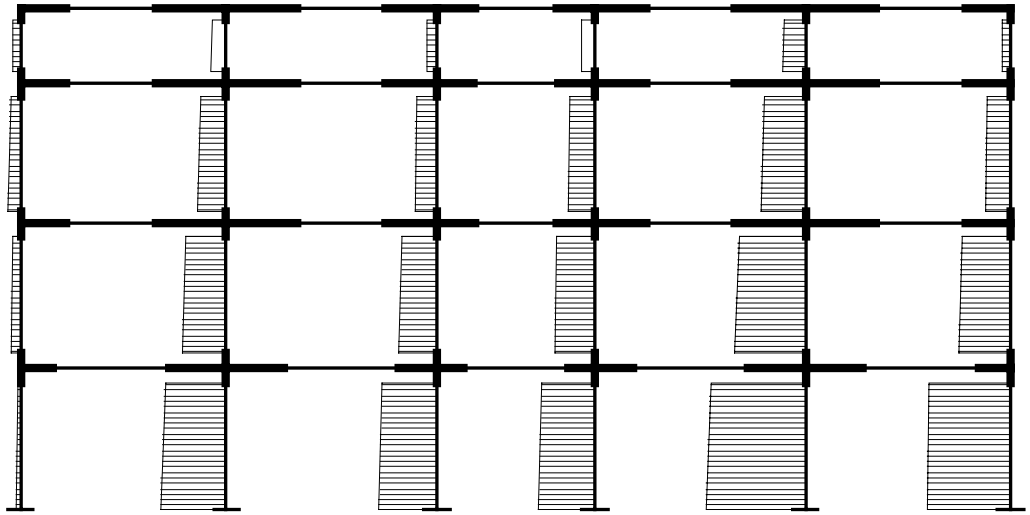


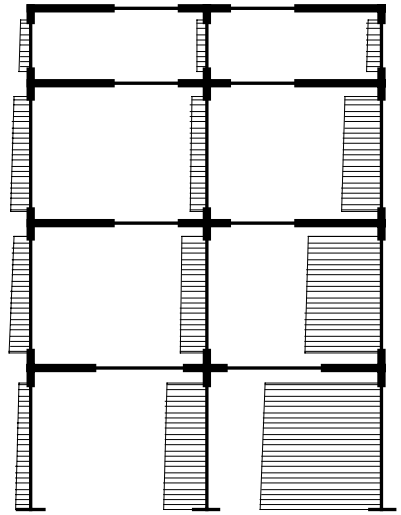


I tagli in dir. x

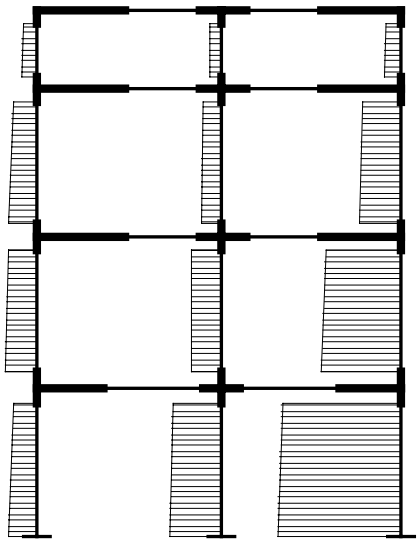


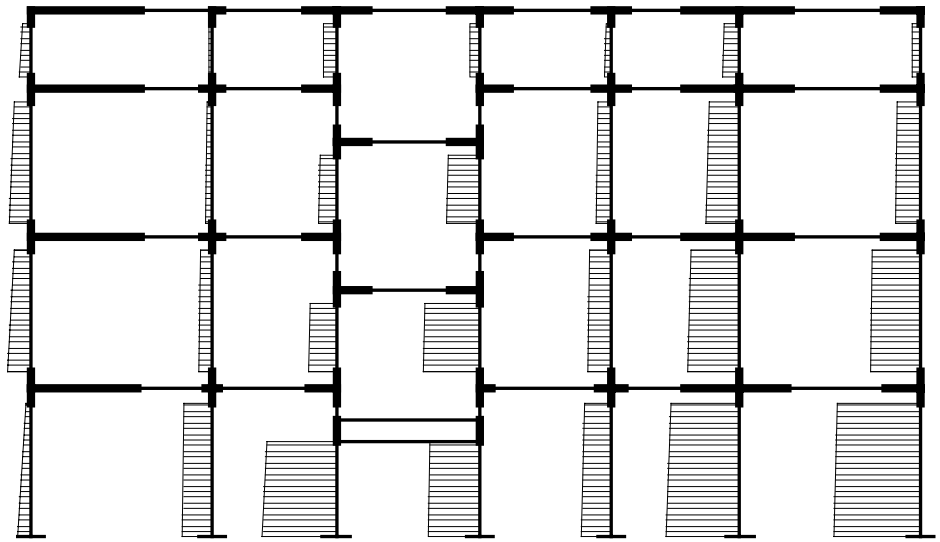


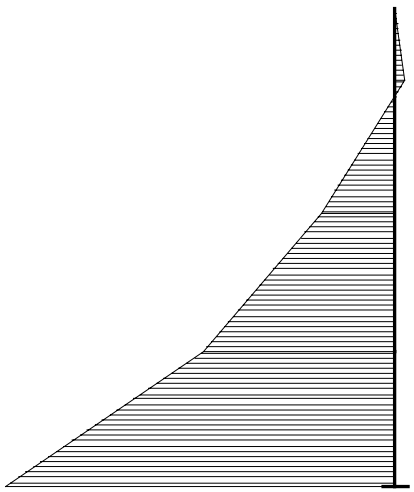


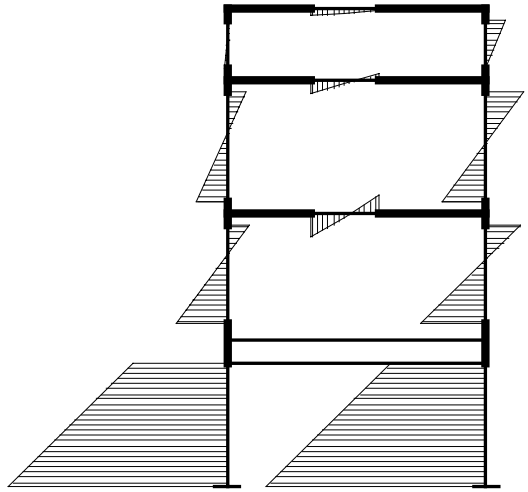


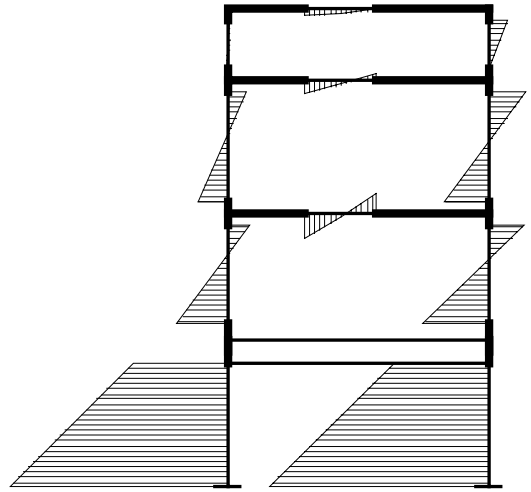
Gli sforzi normali in dir. x



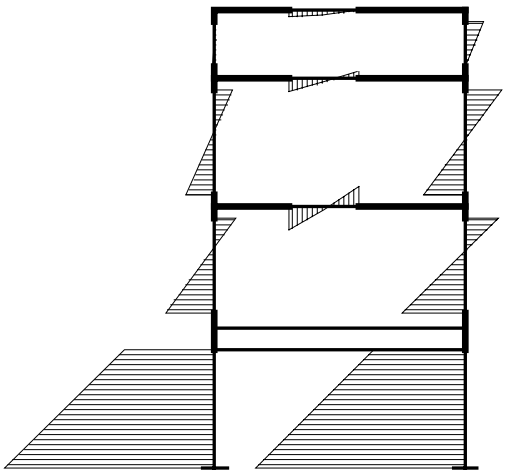


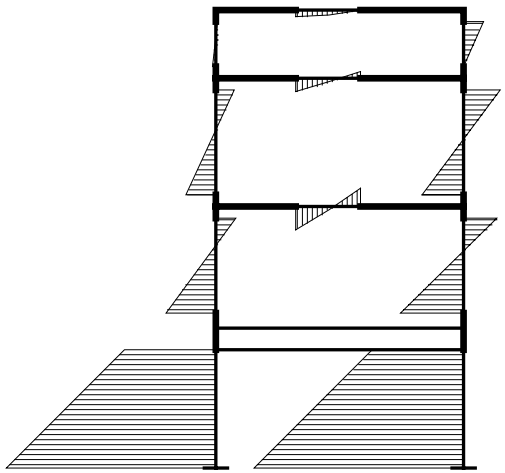


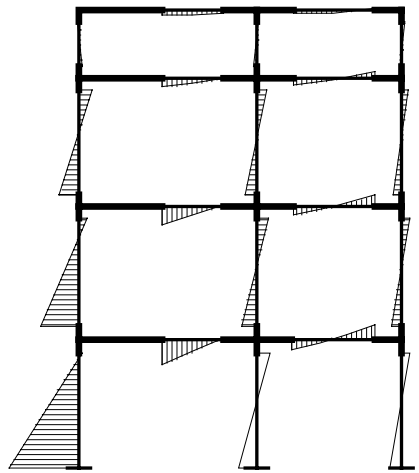


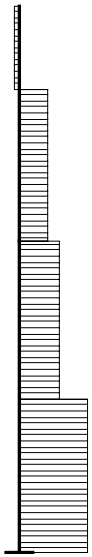


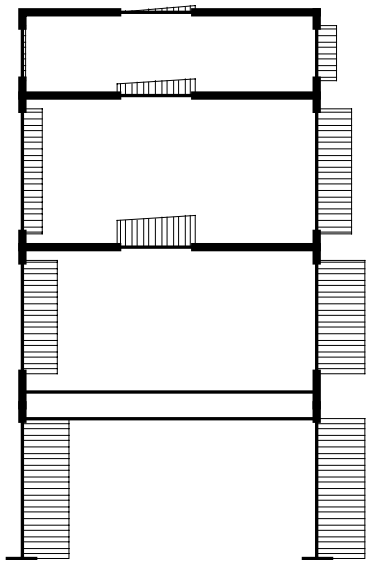
I momenti in dir. y

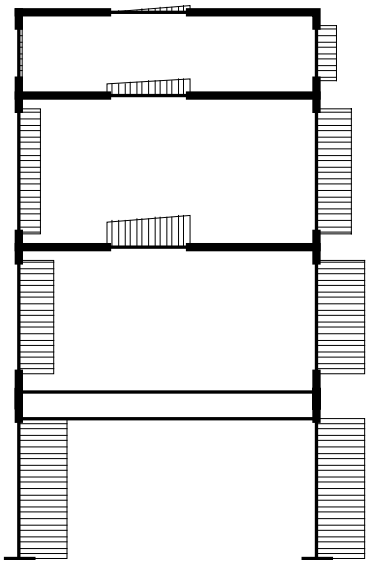




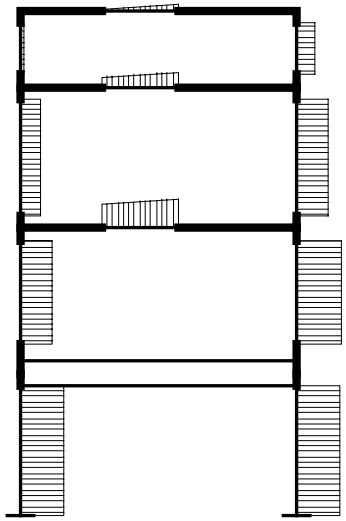


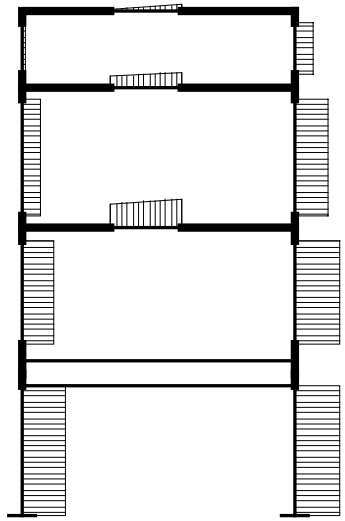


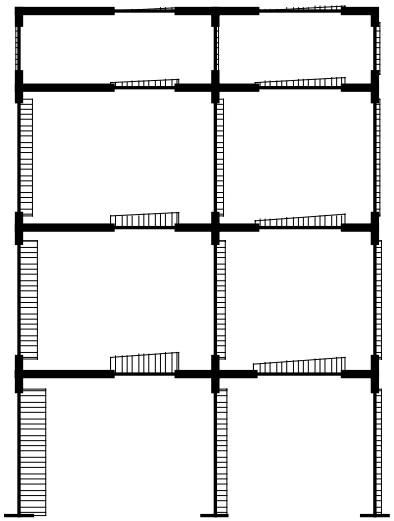


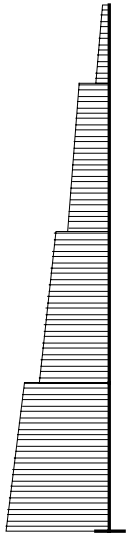
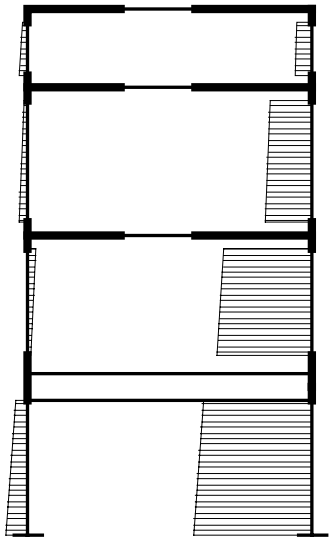
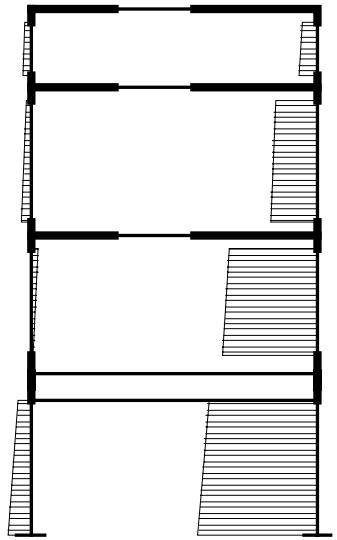


I tagli in dir. y

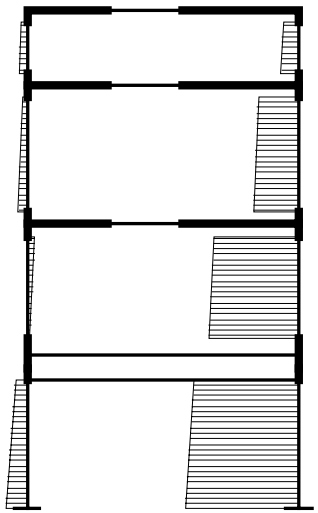
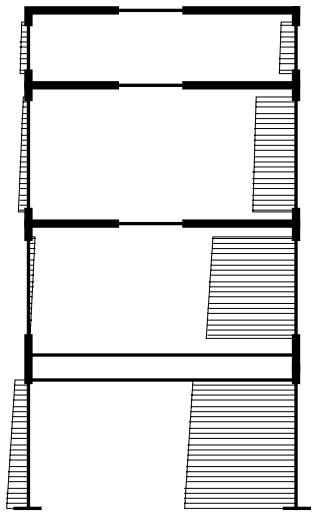
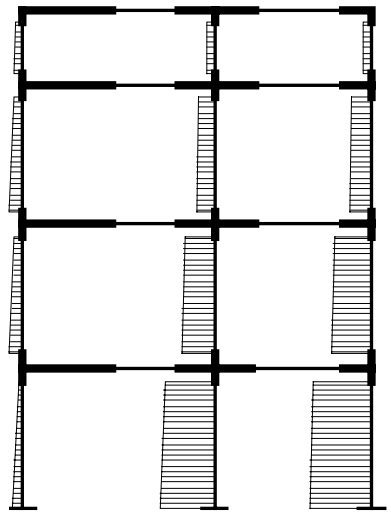






Gli sforzi normali in dir. y

Caratterizzazione del materiale

Tufo giallo di ottima qualità

COMPRESSIONE

Resistenze medie degli elementi: $f_{bm} = 5$ MPa (50 kg/cm²)

Resistenze caratteristiche $f_{bk} = 0{,}75\, f_{bm} = 3{,}75$ MPa

Malta tipo M1 (cementizia)

Dalle tabelle D (D.M. 1987)

$$f_k = 2{,}7 \text{ MPa}$$

Resistenza di calcolo $f_d = f_k/\gamma_m / F.C. = 2{,}7/2 = 1{,}35$ MPa

TAGLIO

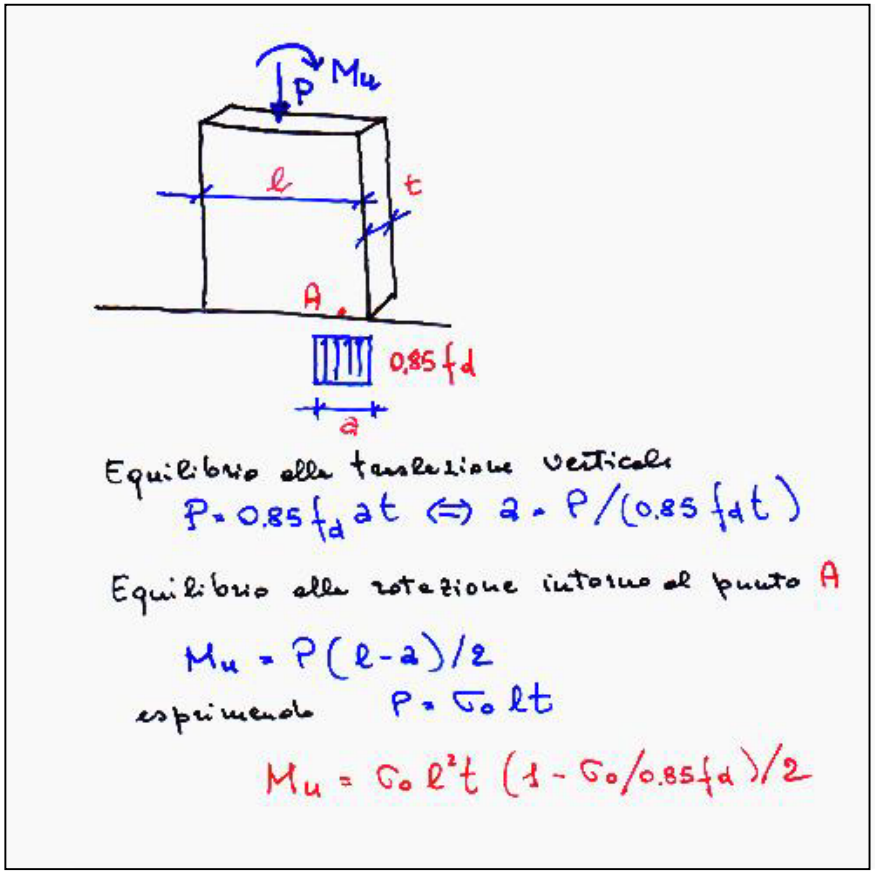
$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4\,\sigma_0$$

Dalle Tabelle E (D.M. 1987)

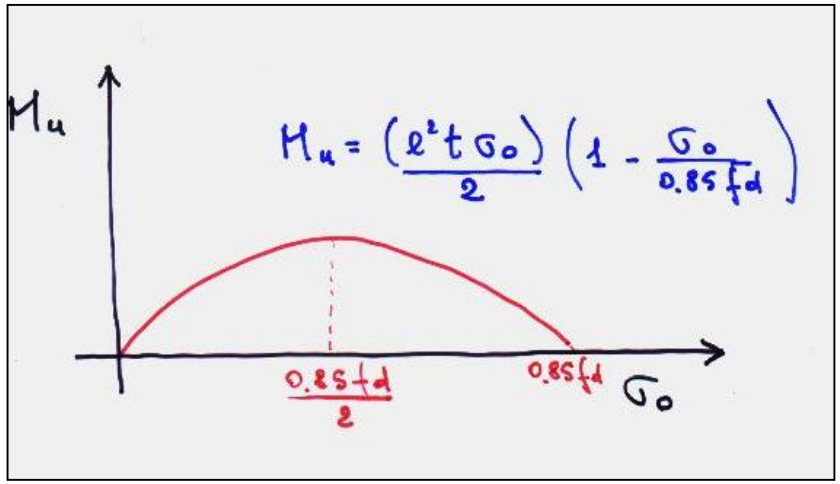
$f_{vko} = 0{,}2$ MPa $\qquad f_{vdo} = 0{,}2/2 = 0{,}1$ MPa

Modulo elastico: E = 2700 MPa

La verifica dei maschi murari agli stati limite



Verifica a pressoflessione

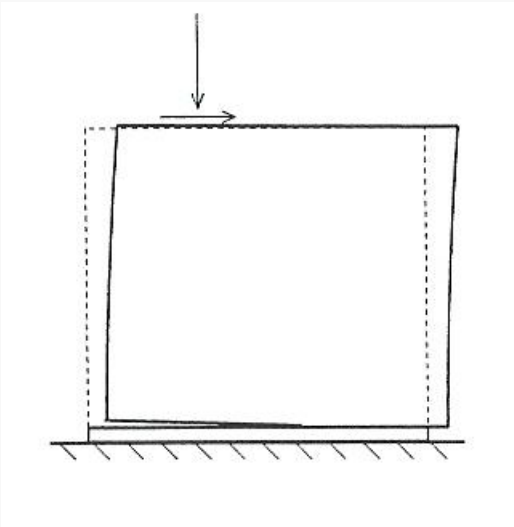


Le verifiche a pressoflessione sono soddisfatte in tutti i maschi murari

La verifica dei maschi murari agli stati limite

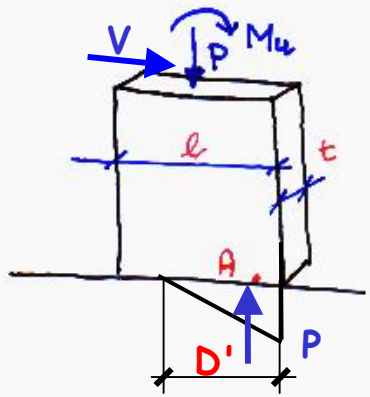
Verifica a taglio

Rottura per scorrimento



$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\ \sigma_m$$

La formula dell'Ordinanza per edifici nuovi



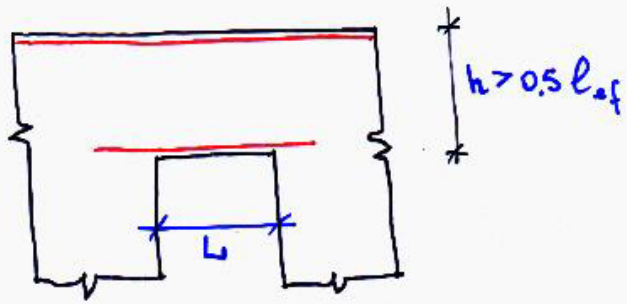
$$V_{ult} = (f_{vk}\ D't) / \gamma_m =$$
$$= (f_{vk0}\ D't) / \gamma_m + 0.4\ P / \gamma_m$$

Le verifiche a taglio sono soddisfatte in tutti i maschi murari

La verifica delle fasce di piano agli stati limite per flessione e taglio

a) in assenza di cordoli di piano, piattebande ete risultano estremamente deboli e configurano lo schema "a fasce di piano deboli"

b) in presenza di cordoli, piattebande ete. si può fare riferimento ai contenuti del EC6



$\ell_{ef} = 1.15\ L$

$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yk} \cdot z / \gamma_s$ (acciaio)

$M_{Rd} = 0.4 \cdot f_k \cdot b d^2 / \gamma_m$ (muratura)

ove z "braccio della coppia interna" =

$= \min (0.7\ \ell_{ef};\ 0.4h + 0.2\ \ell_{ef})$

ove d "altezza utile efficace" $d = 1.25\ z$

Verifica a flessione

Verifica a taglio

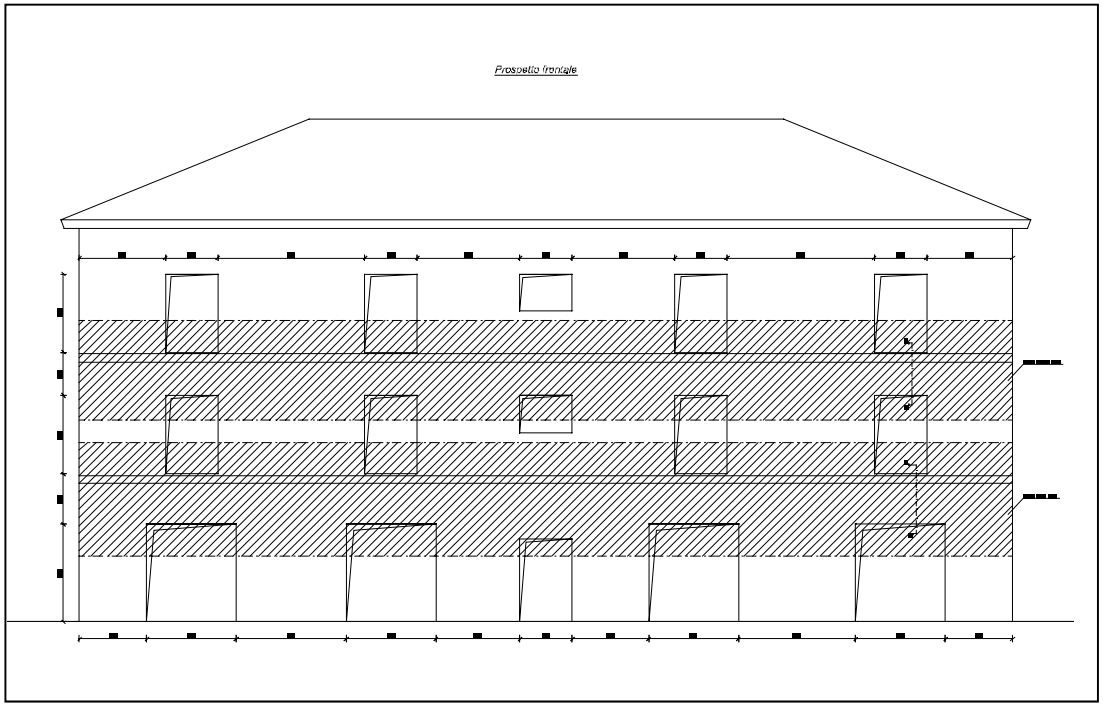
In assenza di armature a taglio:

$V_d <= V_{rd1}$

$V_{rd1} = f_{vk}\ b\ d\ /\gamma_m$

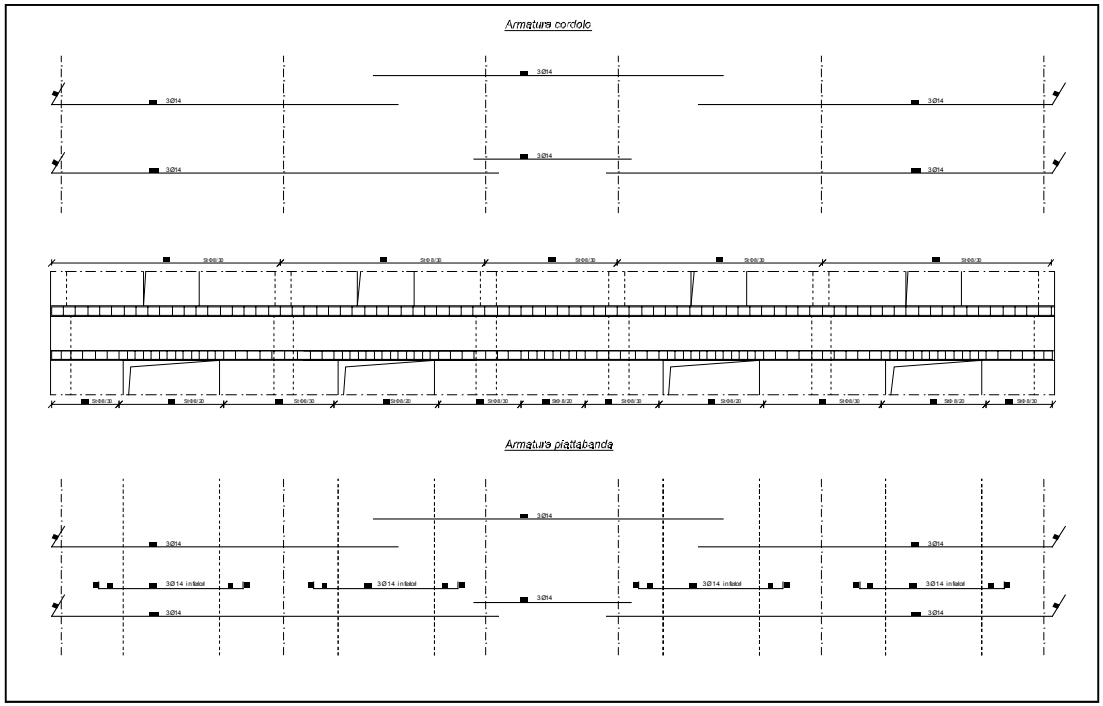
Con armature a taglio:

$V_{rdmax} = 0,3\ f_{bd}t\ d$



I cordoli di piano e le piattabande (continue) sui vani

Costituiscono le armature delle fasce di piano (traversi)



Le verifiche a flessione e taglio delle fasce sono tutte soddisfatte portando in conto anche il cls dei cordoli e delle piattabande.