

VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

prof. Ing. Bruno Calderoni

Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Università di Napoli Federico II



Spoletto – 14÷16 giugno 2012

1/83

Indice (1/3)

- 1 - Il materiale “muratura” e la valutazione delle caratteristiche meccaniche**
- 2 - Le tipologie degli edifici in muratura esistenti e la concezione strutturale dell'edificio moderno**
- 3 - Le prescrizioni generali delle norme attuali: D.M.14/01/2008 e O.P.C.M.3274-3431**
- 4 - I dissesti tipici e i danni sismici negli edifici in muratura**



Prof. Ing. Bruno Calderoni - D.I.ST. – Università di Napoli Federico II

2/83

Indice (2/3)

- 5 - La conoscenza dell'edificio**
- 6 - Dalla conoscenza dell'edificio ad una prima valutazione della vulnerabilità**
- 7 - La valutazione della sicurezza: verifica per i carichi verticali e verifica sismica**
- 8 - La verifica sismica di un edificio esistente con l'analisi lineare**
- 9 - La verifica sismica con l'analisi statica non lineare**



Prof. Ing. Bruno Calderoni - D.I.ST. – Università di Napoli Federico II

3/83

Indice (3/3)

- 10 - La valutazione della vulnerabilità sismica**
- 11 - Gli aggregati edilizi**
- 12 - L'adeguamento sismico di un edificio esistente con l'analisi lineare**
- 13 - La valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente**
- 14 - Gli interventi di riparazione, consolidamento e rinforzo**



Prof. Ing. Bruno Calderoni - D.I.ST. – Università di Napoli Federico II

4/83

VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Parte 1: IL MATERIALE “MURATURA” E LA VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE

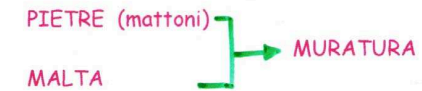


Prof. Ing. Bruno Calderoni - D.I.ST. – Università di Napoli Federico II

5/83

IL MATERIALE MURATURA (definizione morfologica)

“Aggregato più o meno organizzato di elementi lapidei (naturali o artificiali) uniti con un legante”

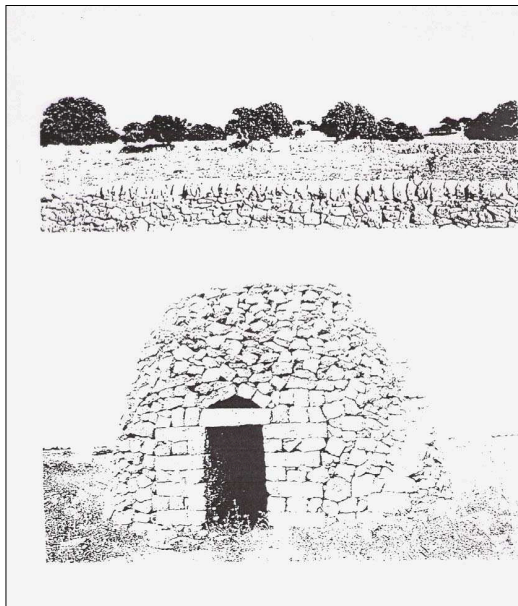


LA MURATURA SI PUÒ PRESENTARE IN TIPOLOGIE NOTEVOLMENTE DIVERSE:

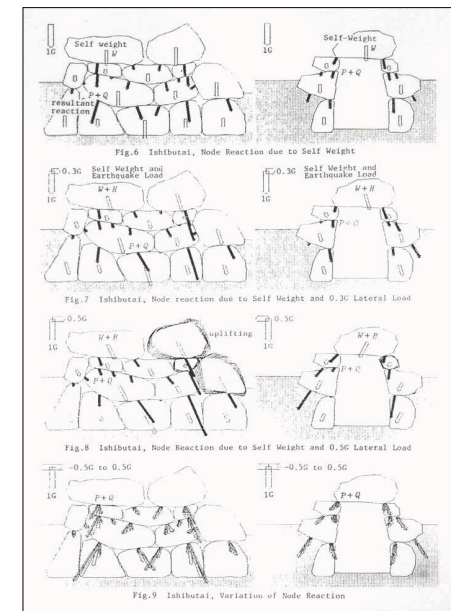
- **COMPOSIZIONE:**
 - o Elementi lapidei utilizzati
 - o Malta utilizzata (o non utilizzata)
- **MODALITÀ DI ASSEMBLAGGIO DEI COMPONENTI**
- **EPOCA STORICA DI REALIZZAZIONE**
- **AREA GEOGRAFICA DI APPARTENENZA**

6/83

Murature molto antiche “a secco”

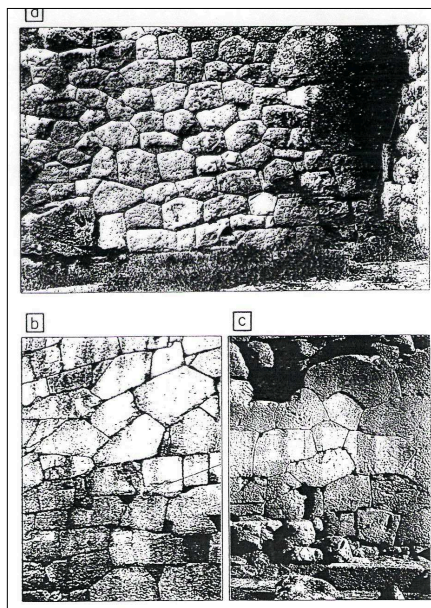


7/83



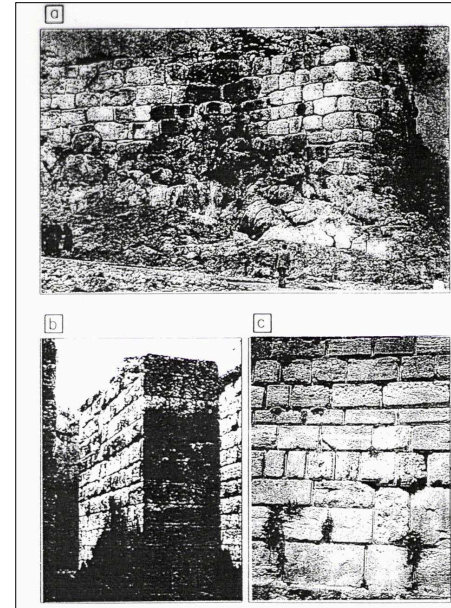
8/83

Murature antiche "a secco"



9/83

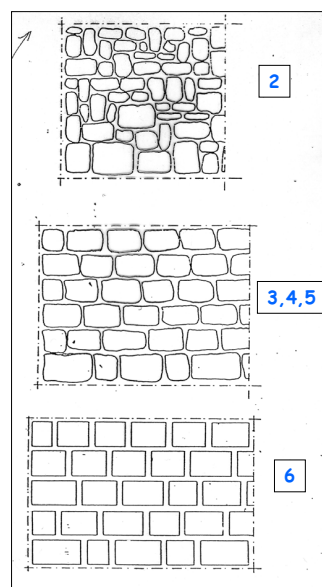
Murature antiche "legate"



10/83

TIPI DI MURATURA (Classificazione in base alla tecnologia di posa in opera - CESUN 1983)

	TIPO DI MURATURA
1	Muratura a secco (senza malta).
2	Muratura con pietre alla rinfusa poco lavorate.
3	Muratura a strati con pietre lavorate.
4	Muratura non regolare a strati o corsi.
5	Muratura regolare a strati (es. normale muratura di tufo).
6	Muratura a conci di pietra.
7	Muratura a conci di pietra con rinforzi in mattoni di laterizio nelle spalle dei vani, negli spigoli, o listata.
8	Muratura in pietra da taglio, con blocchi squadretti con cura (quasi senza malta) ma con grappe metalliche.
9	Muratura in mattoni di laterizio pieni.



11/83

TIPI DI MURATURA (CNR-GNDT- Rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura - dopo i terremoti del 1976 e del 1980)

A	Muratura a sacco formata da pietre di pezzature molto varie, male intessuta e priva di collegamento tra i due fogli.
B	Muratura a sacco formata da pietre di pezzature più regolare, bene intessuta e priva di collegamento tra i due fogli oppure come A con spigoli, mazzette e/o ricorsi in pietra squadrata o mattoni pieni.
C	Muratura di pietra sbazzata in presenza di irregolarità.
D	Muratura di pietra sbazzata con spigoli, mazzette e/o ricorsi in mattoni pieni e/o pietra squadrata.
E	Muratura di pietra arrotondata o ciottoli di fiume di pezzatura varia senza mazzette e/o ricorsi in mattoni pieni e/o pietra squadrata.
F	Come E con spigoli, mazzette e/o ricorsi in mattoni pieni e/o pietra squadrata.
G	Muratura in blocchetti di tufo o pietra da taglio di dimensioni costanti.
H	Muratura in blocchetti di calcestruzzo prefabbricati, con inerti ordinari.
I	Muratura in blocchetti di calcestruzzo prefabbricati, con inerti leggeri (argilla espansa, etc), omogenei in tutta la sua estensione.
L	Muratura in laterizio di buona qualità, pieno o semipieno (% di foratura < 45%).
M	Muratura in laterizio con foratura >45%

muratura a sacco

in pietra sbazzata

in pietra arrotondata

in pietra da taglio

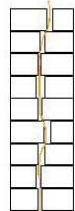
moderne in blocchi

in mattoni di laterizio

12/83

Tipologia A

muro di cattiva fattura

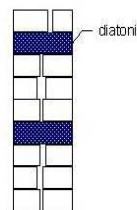


possibile separazione



Tipologia B

muro di buona fattura



13/83

TIPO E

Castelvetere sul Colore
Sezioni murarie tipo



TIPO B

Origlia - Siracusa
Sezioni murarie tipo



TIPO D

TIPO C

TIPO D

- A Muratura a sacco formata da pietre di pezzature molto varie, male intessute e priva di collegamento tra i due fogli.
- B Muratura a sacco formata da pietre di pezzature più regolare, bene intessute e priva di collegamento tra i due fogli oppure come A con spigoli, mazette e/o ricorsi in pietra squadrata o mattoni pieni.
- C Muratura di pietra sbazzata in presenza di irregolarità.
- D Muratura di pietra sbazzata con spigoli, mazette e/o ricorsi in mattoni pieni e/o pietra squadrata.
- E Muratura di pietra arrotondata o ciottoli di fiume di pezzatura varia senza mazette e/o ricorsi in mattoni pieni e/o pietra squadrata.
- F Come E con spigoli, mazette e/o ricorsi in mattoni pieni e/o pietra squadrata.
- G Muratura in blocchetti di tufo o pietra da taglio di dimensioni costanti.
- H Muratura in blocchetti di calcestruzzo prefabbricati, con inerti ordinari.
- I Muratura in blocchetti di calcestruzzo prefabbricati, con inerti leggeri (argilla espansa, etc), omogenei in tutta la sua estensione.
- L Muratura in laterizio di buona qualità, pieno o semipieno (% di foratura < 45%).
- M Muratura in laterizio con foratura >45%

14/83

Tipologia D

- A Muratura a sacco formata da pietre di pezzature molto varie, male intessute e priva di collegamento tra i due fogli.
- B Muratura a sacco formata da pietre di pezzature più regolare, bene intessute e priva di collegamento tra i due fogli oppure come A con spigoli, mazette e/o ricorsi in pietra squadrata o mattoni pieni.
- C Muratura di pietra sbazzata in presenza di irregolarità.
- D Muratura di pietra sbazzata con spigoli, mazette e/o ricorsi in mattoni pieni e/o pietra squadrata.
- E Muratura di pietra arrotondata o ciottoli di fiume di pezzatura varia senza mazette e/o ricorsi in mattoni pieni e/o pietra squadrata.
- F Come E con spigoli, mazette e/o ricorsi in mattoni pieni e/o pietra squadrata.
- G Muratura in blocchetti di tufo o pietra da taglio di dimensioni costanti.
- H Muratura in blocchetti di calcestruzzo prefabbricati, con inerti ordinari.
- I Muratura in blocchetti di calcestruzzo prefabbricati, con inerti leggeri (argilla espansa, etc), omogenei in tutta la sua estensione.
- L Muratura in laterizio di buona qualità, pieno o semipieno (% di foratura < 45%).
- M Muratura in laterizio con foratura >45%

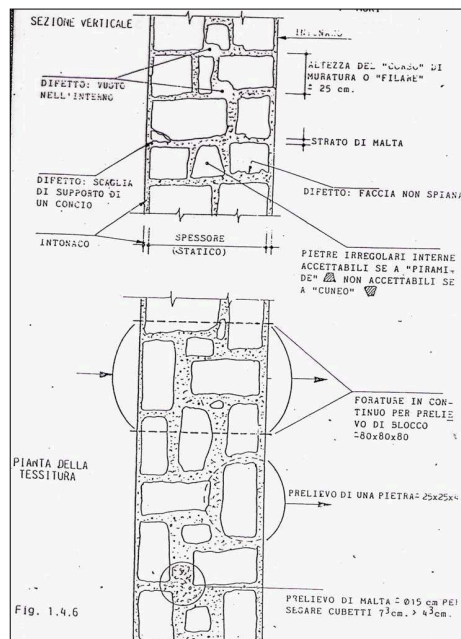


Muratura di tufo - Tipologia C o G



- A Muratura a sacco formata da pietre di pezzature molto varie, male intessute e priva di collegamento tra i due fogli.
- B Muratura a sacco formata da pietre di pezzature più regolare, bene intessute e priva di collegamento tra i due fogli oppure come A con spigoli, mazette e/o ricorsi in pietra squadrata o mattoni pieni.
- C Muratura di pietra sbazzata in presenza di irregolarità.
- D Muratura di pietra sbazzata con spigoli, mazette e/o ricorsi in mattoni pieni e/o pietra squadrata.
- E Muratura di pietra arrotondata o ciottoli di fiume di pezzatura varia senza mazette e/o ricorsi in mattoni pieni e/o pietra squadrata.
- F Come E con spigoli, mazette e/o ricorsi in mattoni pieni e/o pietra squadrata.
- G Muratura in blocchetti di tufo o pietra da taglio di dimensioni costanti.
- H Muratura in blocchetti di calcestruzzo prefabbricati, con inerti ordinari.
- I Muratura in blocchetti di calcestruzzo prefabbricati, con inerti leggeri (argilla espansa, etc), omogenei in tutta la sua estensione.
- L Muratura in laterizio di buona qualità, pieno o semipieno (% di foratura < 45%).
- M Muratura in laterizio con foratura >45%

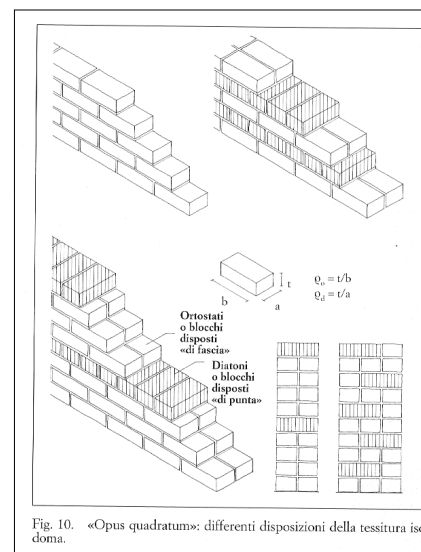
16/83



La tessitura di una muratura di tufo

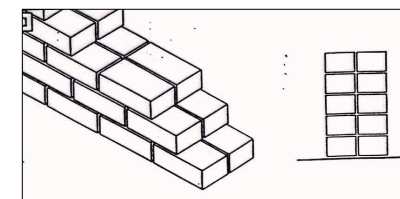
17/83

Tipologia L



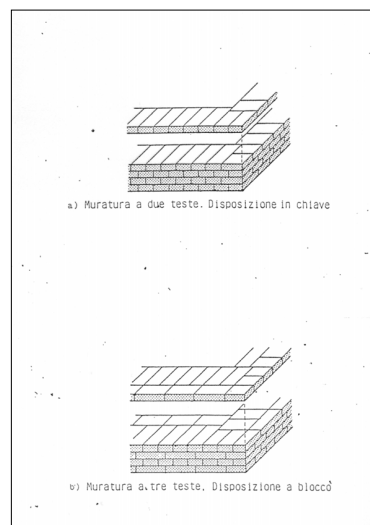
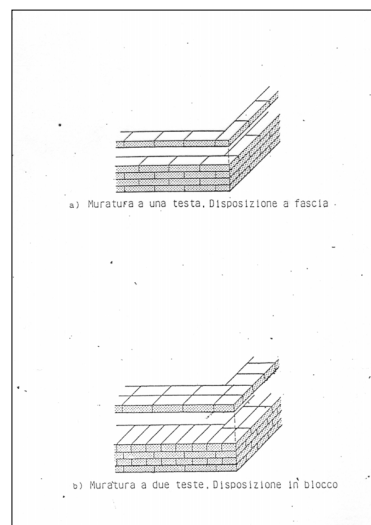
← SI

NO ↓



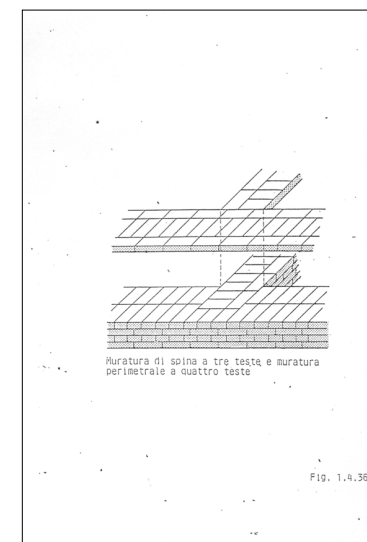
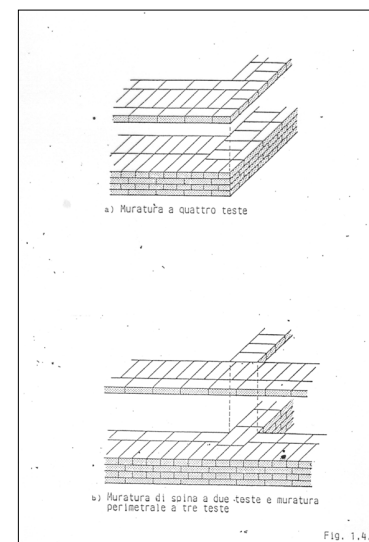
18/83

Tipologia L - tessitura ed incroci (1)

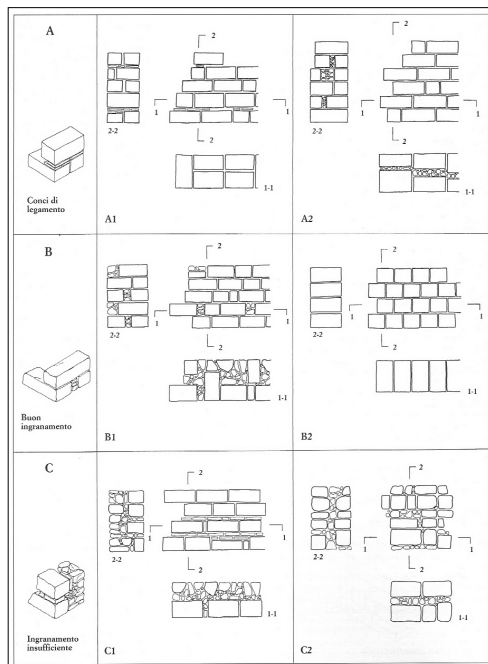


19/83

Tipologia L - tessitura ed incroci (2)



20/83



TIPI DI MURATURA

Classificazione in sei tipologie delle murature storiche in calcarenite di Palermo (Giuffrè-Carocci 1999)

Passando dal tipo A al tipo C peggiora il collegamento trasversale e quindi il comportamento meccanico

21/83

Muratura Tipo A2 (Palermo)



Ammorsature trasversali con elementi disposti di punta

22/83

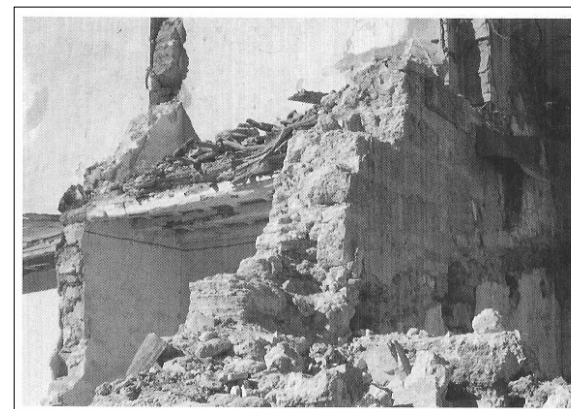
Muratura Tipo B2 (Palermo)



Esiguo sfalsamento verticale dei giunti

23/83

Muratura Tipo C (Palermo)



Tipo C1 - paramento interno in pietrame sbizzato di pezzatura ridotta



Tipo C2 - mancano i collegamenti trasversali

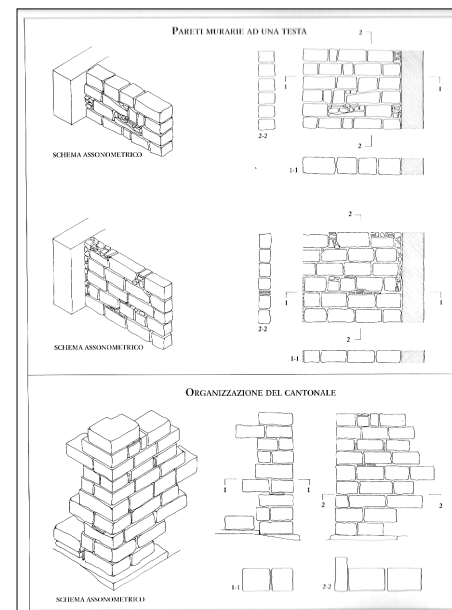
24/83

Giudizio meccanico qualitativo (Giuffrè 1999)

	RILIEVO	MODELLO MECCANICO
1		
2		
3		

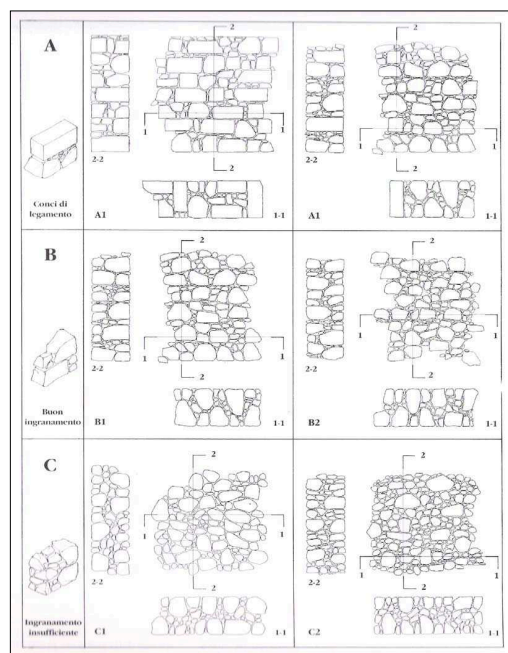
La mancanza di collegamenti trasversali e la presenza di elementi minuti riducono la monoliticità del muro e quindi la resistenza al di fuori del proprio piano

25/83



Dettagli di
tessiture murarie
di muri ad una
testa e di cantonali
(Palermo)

26/83



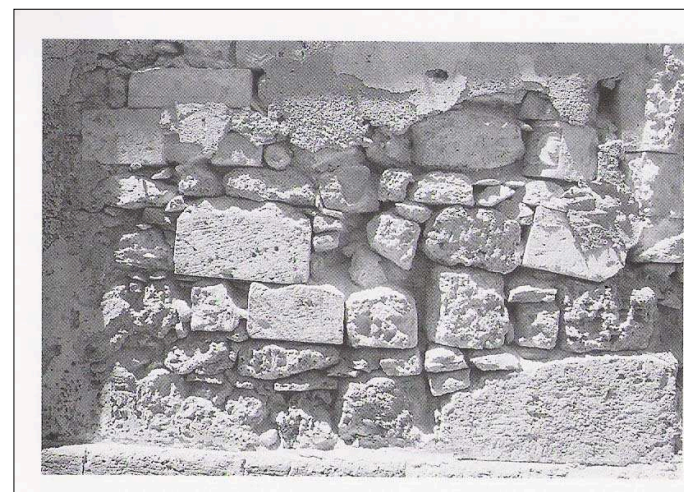
TIPI DI MURATURA

Classificazione in sei tipologie
delle murature storiche in
calcare duro di Ortigia
(Giuffrè-Carocci 1993)

Passando dal tipo A al
tipo C peggiora il
collegamento
trasversale, la
sbozzatura delle pietre e
l'organizzazione in filari
e quindi il
comportamento
meccanico

27/83

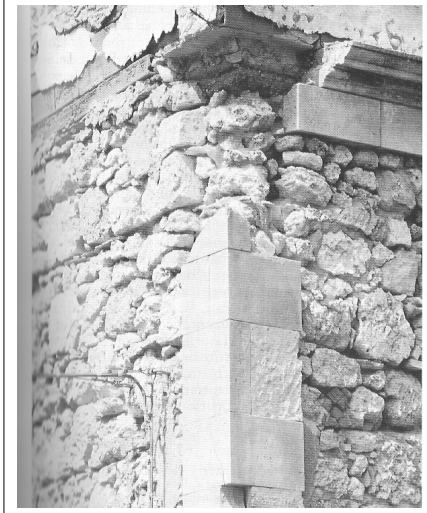
Muratura Tipo A1-A2 (Ortigia)



Presenza di pietre sbozzate di forma parallelepipedica

28/83

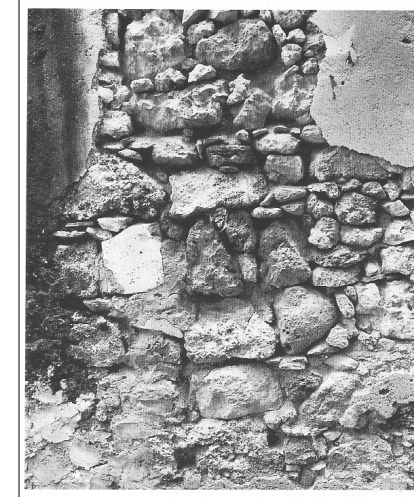
Muratura Tipo B1-B2 (Ortigia)



Filari meno regolari e pietre rustiche

29/83

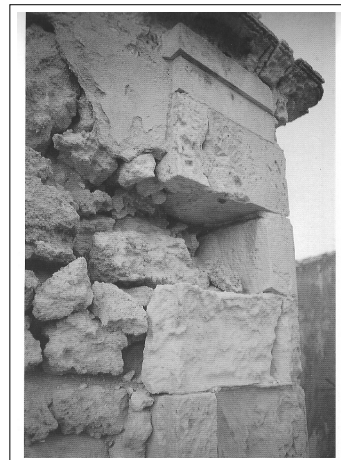
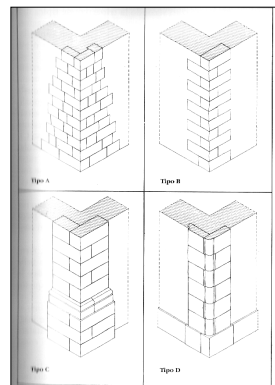
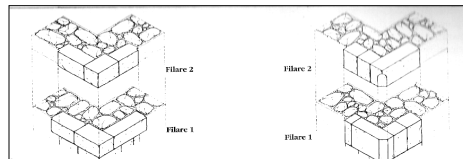
Muratura Tipo C2 (Ortigia)



Molte pietre rustiche piccole - carenza di malta

30/83

Organizzazioni murarie nei cantonali (Ortigia)



31/83

TIPI DI MURATURA Classificazione riportata nell'OPCM 3431(GNDT-SSN 2000)

murature antiche

A	Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)
B	Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno
C	Muratura in pietre a spacco con buona tessitura
D	Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)
E	Muratura a blocchi lapidei squadrati
F	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
G	Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)
H	Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)
I	Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)
L	Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)
M	Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni

in pietrame non lavorato

in pietra sbozzata

in pietra a spacco

in pietra da taglio

in mattoni pieni

murature moderne

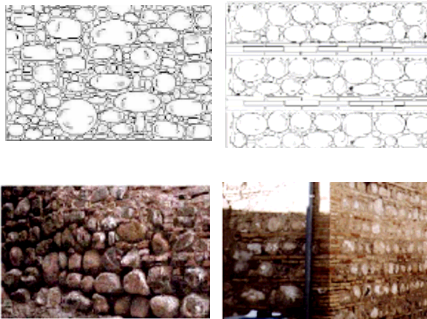
Passando dal tipo A al tipo B, C, D... migliora la qualità della muratura e quindi il suo comportamento meccanico

32/83

TIPI DI MURATURA
ULTERIORE SUDDIVISIONE PER LE MURATURE ANTICHE

A - pietrame irregolare, a sacco, male intessuta...

A1 - pietra arrotondata o ciottoli di fiume di piccole o medie dimensioni con o senza listature o ricorsi



A2 - pietra grezza o pietrame (scaglie e pietre di pezzatura varia) con o senza listature o ricorsi

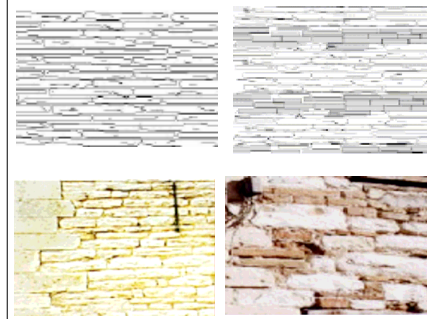


33/83

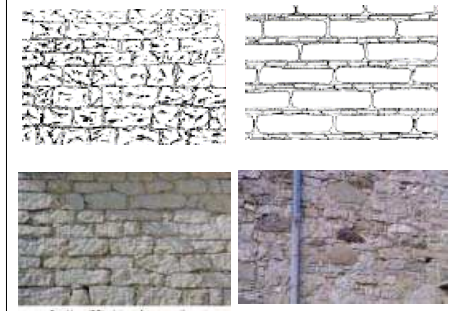
TIPI DI MURATURA
ULTERIORE SUDDIVISIONE PER LE MURATURE ANTICHE

B - conci sbazzati semi-regolare, a sacco, bene intessuta..

B1 - elementi lastriformi semilavorati con tessitura ordinata con o senza listature o ricorsi



B2 - elementi semilavorati quasi regolari di dimensioni maggiori con tessitura ordinata con o senza listatura o ricorsi

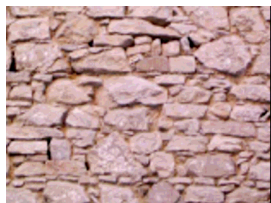


34/83

TIPI DI MURATURA
ULTERIORE SUDDIVISIONE PER LE MURATURE ANTICHE

C - pietre a spacco con buona tessitura (muratura regolare)

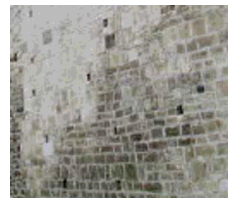
C1 - con apparecchiatura a corsi irregolari anche con zeppe in pietra



C2 - con apparecchiatura più regolare



C3 - con apparecchiatura a corsi orizzontali



35/83

IL MATERIALE MURATURA
(definizione strutturale)

" Materiale con resistenza a compressione molto maggiore di quella a trazione (e a taglio) "



IL MATERIALE MURATURA È STATO IMPIEGATO, NELLA TRADIZIONE COSTRUTTIVA, IN MODO DA SFRUTTARE OPPORTUNAMENTE LE SUE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA MECCANICA:

tipologie strutturali specifiche (di tipo scatolare) con elementi portanti estesi (pareti murarie o pannelli murari), soggetti prevalentemente a compressione.



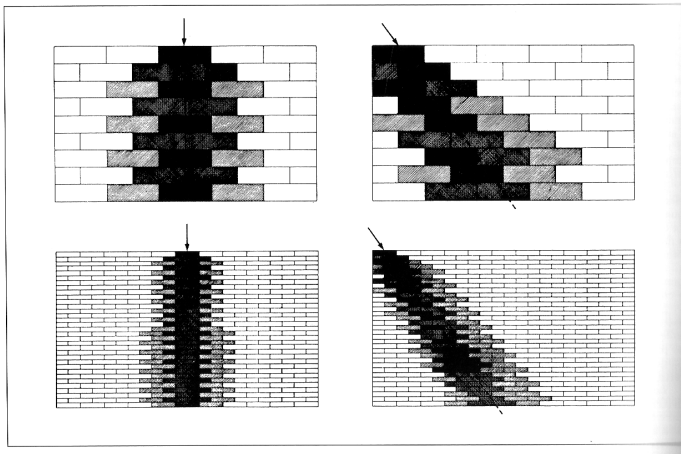
ELEMENTI PORTANTI (MURI MAESTRI)



ELEMENTI PORTATI

36/83

La diffusione di carichi concentrati all'interno della parete



da: Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici - Giuffè

37/83

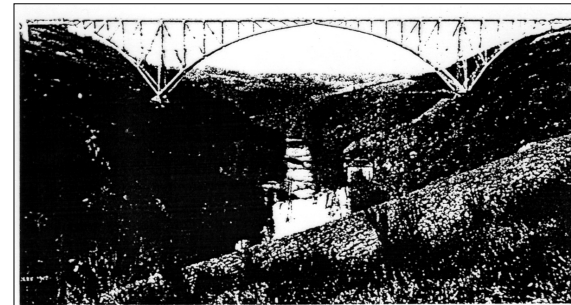


Fig. XIV-11. Viadotto di Viar, Soc. Const. des Batignolles.
Da « Arch. of Bridges », E. Mock.

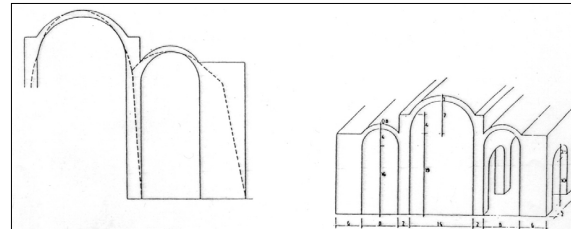


fig. 20

La curva delle pressioni nelle volte e nei contrafforti nella condizione di collasso

La sagoma delle strutture moderne non deve contenere necessariamente la curva delle pressioni

La sagoma delle strutture murarie deve contenere sempre la curva delle pressioni

38/83

Resistenza a compressione degli elementi
(pietre naturali o mattoni artificiali)

INITIAL TESTS FOR BRICK/BLOCK

A) FOR NATURAL STONE BLOCK :

- THE STONE BLOCKS OF EACH QUARRY HAVE TO BE PERIODICALLY TESTED FOR ENSURING THE MAINTENANCE OF THE RESISTANCE PROPERTIES.
- EACH TIME 30 ELEMENTS SHALL BE BROKEN IN COMPRESSION FOR EVALUATING THE CHARACTERISTIC COMPRESSIVE STRENGTH (f_{bk}):

$$f_{bk} = 0.75 f_{bm}$$

↳ mean value of the 30 results

- FOR TUFF BLOCK, IN PARTICULAR, IT NEEDS THAT
 $f_{bm} \geq 2.0 \text{ N/mm}^2$
 $f_{bkmin} > 1.5 \text{ "}$

B) FOR ARTIFICIAL CLAY BRICK :

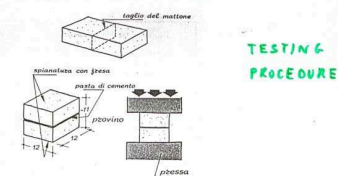
(WITH OR WITHOUT HOLLOW)

THE PRODUCTION HAS TO BE CERTIFIED (AS WELL AS STEEL AND CEMENT) BY MEANS OF OFFICIAL CONTROLS PERFORMED ONCE IN A YEAR. COMPRESSIVE TESTS ARE CARRIED OUT BY LOADING THE BRICK ALONG TWO DIFFERENT DIRECTION :

- THE DIRECTION OF LOADS IN THE ACTUAL WALL
- THE DIRECTION ORTHOGONAL TO THE ONE OF LOADS IN THE WALL

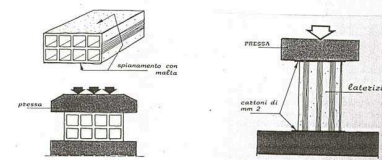
BRICK COMPRESSIVE TEST

BRICKS W/O HOLES



TESTING PROCEDURE

HOLLOW BRICKS



TESTING ALONG THE ACTUAL LOAD DIRECTION

TESTING ALONG THE DIRECTION ORTHOGONAL TO THE ACTUAL LOAD

Prove di rottura a compressione su elementi artificiali (mattoni e blocchi)

39/83

40/83

Prove di rottura a compressione su elementi artificiali (mattoni e blocchi)

EVALUATION OF CHARACTERISTIC VALUE (f_{bk})

- FOR COMPRESSION ALONG WALL LOADING DIRECTION:

$$f_{bk} = f_{cm} - 1.64 s \quad (f_{cm} = 0.75 f_{bm})$$
 where:
 - f_{bm} = mean value of compressive resistance obtained by at least 30 tests.
 - s = standard deviation
 - it must be verified:

$$\frac{s}{f_{bm}} \leq 0.2$$
- FOR COMPRESSION ORTHOGONAL TO THE WALL LOADING DIRECTION:

$$\bar{f}_{bk} = 0.7 \bar{f}_{bm}$$
 where:
 - \bar{f}_{bm} = mean value of compressive resistance obtained by at least 6 tests

41/83

Resistenza a compressione delle rocce più comuni

R O C C E	Carichi di rottura su cubetti in Kgcm ⁻²			
	scadenti di scarto	normali	ottimi	medie generali
GRANITI	572-1000 non rari	1000-2000 comuni	2000-4144 frequenti	1635
SIENITI	879			1478
DIORITI	1300			1840
PORFIDI	620-1000 non rari	1000-2500 comuni	2500 frequenti	1909
TRACHITI	149-800	1000-1800	2251	1500 *
R. cce LEUCITICHE	1189-1500 più freq.	1500-2000 comuni	2000-2357 non rari	1748
BASALTI	835-2000 non rari	2000-4000 molto com.	4000-5071 più freq.	3241
TUFI VULCANICI **	3-30 freq.	30-70 molto comun.	70-187 rari	71
CALCARI (cal. dol.)	45-500 rari	500-1500 comuniss.	1500-2200 non rari	845
DOLOMIE	390			1098
TUFI CALCAREI (arenar. conchig.)	7-56	9-455 più comuni	38-455	86
TRAVERTINI	38			458
ALABASTRI	531		1200	680
QUARZITI	2580		3200	2862
Congl. (breccie brecc. e. p. d. d.)	89-800 freq.	800-1500 comuni	1500 freq.	750
ARENARIE	70-400 non rari	400-1300 comuni	1300 non rari	790
MARMI	190-1000 rari	1000-1400 molto com.	1400 freq.	1113
CIPOLLINO	1150	1500	1500	1325
GNEISS	530	800-1900	1950	1104
ALTRI SCISTI	290		1500	700 ?
SERPENTINI	680		2654	1560

(*) Non tenendo conto dei valori troppo bassi.
 (**) Per murature correnti si potrà considerare un carico di rottura medio di 40 Kgcm⁻², avendo accertato che la malta ha consistenza non inferiore ai tufo e non esistono vuoti.

42/83

Resistenza a trazione delle rocce più comuni

R O C C E	SCADENTE E DI SCARTO	Carico di rottura a trazione in Kgcm ⁻²			f_t/f_c
		NORMALE	OTTIMO	MEDIA	
GRANITI	6,4 - 20 non rari	20-60 molto com.	60-81 non rari	37	1/40
PORFIDI		51	70	60	1/30
TRACHITI		25	45	35	1/40
TUFI VULCANICI				7,7	1/10
CALCARI	9 - 30 non rari	30-70 molto com.	70-103 più freq.	50	1/20
DOLOMIE	10	28		21	1/50
ARENARIE	4,2-10 non rari	10-40 comuniss.	40-101 rari	19	1/40
MARMI	30		90	40	1/30
SERPENTINO	56	104		80	1/20
BASALTI					

Per le murature di tufo eseguite prima del 1950 con la tecnologia corrispondente all'impiego di pietre sbazzate, accertata una efficiente tessitura nell'ambito dei filoni, si può adottare una resistenza ultima a trazione pari a 4 kgcm⁻².

43/83

Resistenza delle malte

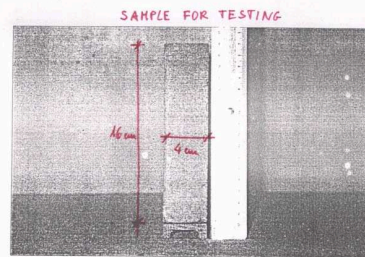
- WITH REFERENCE TO COMPOSITION, RESISTANCE PROPERTIES OF MORTAR HAVE TO BE OBTAINED BY TESTING:
 - FLEXURAL TENSILE STRENGTH
 - ULTIMATE COMPRESSIVE STRENGTH
- THE TESTING PROCEDURE ARE THE SAME USED FOR CEMENT: (D.M. 3/6/68)
 - AT LEAST 3 SPECIMENS (4x4x16 cm SIZED) HAVE TO BE TESTED, FIRSTLY IN BENDING AND THEN IN COMPRESSION (ON THE OBTAINED 6 PARTS).
- THE MORTARS ARE CLASSIFIED DEPENDING ON THE COMPRESSIVE RESISTANCE:

GROUP	RESISTANCE (N/mm ²)
M1	> 12
M2	> 8
M3	> 5
M4	> 2.5
- OR ACCORDING THEIR COMPOSITION (BY VOLUME)

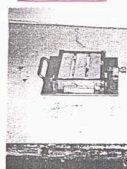
	CEMENTO	CAVITÀ	CAVITÀ	SABBIA	PIZZOLAN
M1 - CEMENTIZIA	1	—	—	3	—
M2 - CEMENTIZIA	1	—	0.5	4	—
M3 - GASTARDA	1	—	1	5	—
M4 - GASTARDA	1	—	2	9	—
M4 - PIZZOLANICA	—	1	—	—	3
M4 - IDRAULICA	—	—	1	3	—

44/83

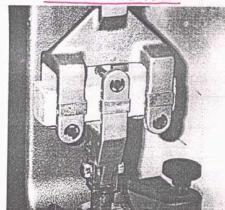
CEMENT RESISTANCE TEST



PREPARATION OF SAMPLES



TENSILE RESISTANCE FOR BENDING TEST



THE TWO PARTS OBTAINED FROM BENDING TEST ARE USED FOR COMPRESSIVE RESISTANCE TEST.

Prove di resistenza sulle malte

45/83

Prove su malte e mattoni durante la costruzione

THE "DIRECTOR OF WORKS" HAS TO CHECK BEFORE AND DURING CONSTRUCTION THE RESISTANCE PROPERTIES OF:

- MORTAR
- BRICK
- MASONRY

A) TESTS ON MORTAR

PERIODICALLY COMPRESSIVE TEST ON THREE SPECIMENS HAS TO BE CARRIED OUT FOR CHECKING THE UNIFORMITY OF THE MORTAR PRODUCTION.

B) TESTS ON BRICK/BLOCK

EACH SUPPLY OF BRICKS CAN BE CHECKED BY COLLECTING AT LEAST THREE ELEMENTS TO TEST IN COMPRESSION.

BEFORE ACCEPTING THE SUPPLY IT MUST BE HAPPEN:

$$f_{bm} \geq 1.20 f_{bk}$$

$$f_{bmin} \geq 0.90 f_{bk}$$

where:

f_{bm} = mean value of compressive resistance obtained by the 3 tests

f_{bmin} = minimum obtained value

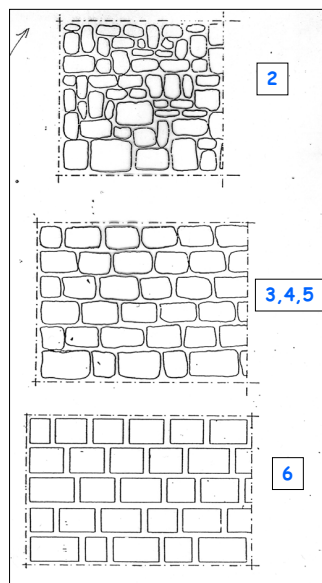
f_{bk} = compressive characteristic resistance provided in design.

46/83

Resistenza della muratura

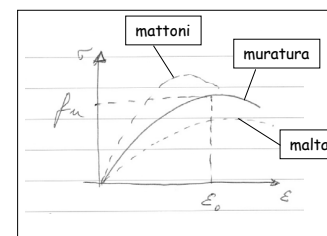
TIPI DI MURATURA (Classificazione statica - CESUN 1983)

	TIPO DI MURATURA	σ_{amm} [kg/cm ²]
1	Muratura a secco (senza malta).	1
2	Muratura con pietre alla rinfusa poco lavorate.	2
3	Muratura a strati con pietre lavorate.	3
4	Muratura non regolare a strati o corsi.	4
5	Muratura regolare a strati (es. normale muratura di tufo).	5
6	Muratura a conci di pietra.	6
7	Muratura a conci di pietra con rinforzi in mattoni di laterizio nelle spalle dei vani, negli spigoli, o listata.	7
8	Muratura in pietra da taglio, con blocchi squadrati con cura (quasi senza malta) ma con grappe metalliche.	8
9	Muratura in mattoni di laterizio pieni.	6-10



47/83

Resistenza a compressione della muratura (normale ai letti di malta)



Fattori influenzanti:

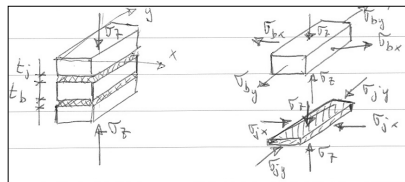
- ELEMENTI (resistenza, geometria, deformabilità)
- MALTA (resistenza, deformabilità, spessore giunti)
- ACQUA (assorbimento mattoni, ritenzione malta)
- GEOMETRIA (tessitura, sistema costruttivo)

Crisi per compressione:

- Sviluppo progressivo di **fessure verticali** negli elementi (per **trazione ortogonale** alla compressione)
- La trazione è dovuta alla **coazione tra malta ed elementi** a causa del diverso comportamento deformativo
- La malta è confinata dagli elementi e quindi nasce uno stato di **compressione triassiale**
- Per questo motivo la muratura (e quindi anche la malta) può resistere a sforzi di compressione **maggiori della resistenza monoassiale della malta**

48/83

Resistenza a compressione della muratura: modello teorico elastico (Haller, Francis, Tassios...)



Ipotesi:

- MATTONI
- MALTA

Omogenei ed isotropi a comportamento elastico lineare

$$\varepsilon_{bx} = \frac{1}{E_b} [\sigma_{bx} + \nu_b (\sigma_z - \sigma_{by})]$$

$$\varepsilon_{by} = \frac{1}{E_b} [\sigma_{by} + \nu_b (\sigma_z - \sigma_{bx})]$$

$$\varepsilon_{jx} = \frac{1}{E_j} [-\sigma_{jx} + \nu_j (\sigma_z + \sigma_{jy})]$$

$$\varepsilon_{jy} = \frac{1}{E_j} [-\sigma_{jy} + \nu_j (\sigma_z + \sigma_{jx})]$$

$$\sigma_{bx} \cdot t_b = \sigma_{jx} \cdot t_j \rightarrow \sigma_{bx} = \alpha \sigma_{jx}$$

$$\sigma_{by} \cdot t_b = \sigma_{jy} \cdot t_j \rightarrow \sigma_{by} = \alpha \sigma_{jy}$$

Equilibrio

$$\varepsilon_{bx} = \varepsilon_{jx} \quad \varepsilon_{by} = \varepsilon_{jy}$$

Congruenza

Tensione di trazione sui mattoni:

$$\sigma_{bx} = \sigma_{by} = \frac{\alpha (\nu_j - \beta \nu_b)}{1 + \alpha \beta - \nu_j - \alpha \beta \nu_b} \cdot \sigma_z$$

dove: $\beta = E_j / E_b$

49/83

Resistenza a compressione della muratura: modello teorico elastico (Haller, Francis, Tassios...) (cont.)

Ipotesi sulla rottura della muratura

La crisi del mattone per trazione (σ_t) corrisponde alla rottura della muratura

Tensione di trazione nel mattone

$$\sigma_z = \sigma_{bx} = \sigma_{by}$$

Resistenza a compressione monoassiale del mattone

$$f_{bc}$$

Resistenza a trazione monoassiale del mattone

$$f_{bt} = \lambda f_{bc}$$

Criterio di rottura del mattone (in condizioni triassiali)

$$\frac{\sigma_z}{f_{bc}} + \frac{\sigma_z}{\lambda f_{bc}} = 1$$

Resistenza della muratura

$$f_m = \frac{1}{1 + \alpha (\nu_j - \beta \nu_b)} \cdot \frac{f_{bc}}{\lambda (1 + \alpha \beta - \nu_j - \alpha \beta \nu_b)}$$

Aspetti positivi:

- La rottura a compressione deriva dalle coazioni fra i materiali
- Corretta influenza dello spessore dei giunti

Aspetti negativi:

- Necessaria conoscenza quantitativa delle costanti elastiche (ν ed E)
- Comportamento elastico lineare fino a rottura

50/83

Resistenza a compressione della muratura: modello teorico elastico (Hilsdorf)

Stesse ipotesi sul comportamento elastico dei materiali

Diversa ipotesi sulla rottura della muratura

La rottura della muratura si ha quando contemporaneamente si perviene alla crisi per comp.-trazione dei mattoni e per compressione triassiale della malta

Criterio di rottura del mattone (in condizioni triassiali)

$$\frac{\sigma_z}{f_{bc}} + \frac{\sigma_z}{\lambda f_{bc}} = 1$$

Criterio di rottura della malta (in condizioni triassiali)

$$\sigma_z = f_j + 4,1 \cdot \sigma_{jx}$$

Resistenza a compressione monoassiale della malta

Resistenza della muratura

$$f_m = \frac{f_{bc} (f_{bc} + \alpha' f_j)}{\mu_m (f_{bt} + \alpha' f_{bc})}$$

dove: $\alpha' = t_j / (4,1 \cdot t_b)$

$$\mu_m = 1,1 \div 2,5$$

coeff. di non uniformità degli sforzi nei mattoni e nei giunti (diminuisce all'aumentare della resistenza della malta)

51/83

Resistenza a compressione della muratura: conclusioni sui modelli teorici

- La resistenza **aumenta** all'aumentare di quella dei componenti, ma in modo **non proporzionale**
- Se la **malta** è molto **buona**, l'aumento della **resistenza** degli **elementi** fa aumentare **velocemente** la resistenza della muratura (se invece la **malta** è **scadente** più lentamente)
- La resistenza della muratura **aumenta** molto più **lentamente** all'aumentare della **resistenza della malta**
- La resistenza **diminuisce** all'aumentare dello **spessore dei giunti** (tanto più quanto più la malta è scadente)

Influenzano la resistenza anche:

- i giunti verticali
- la tessitura degli elementi
- l'esecuzione della malta
- la qualità dei giunti

(FATTORI EMPIRICI)

FORMULAZIONI SEMI-EMPIRICHE

EC6

$$f_k = k \cdot f_b^{\alpha} \cdot f_m^{\beta}$$

Coef. per il tipo di elementi (0,4-0,6)

Resistenza elementi

Resistenza malta

D.M.87

N.T.C.08

Valori tabellati $F(f_b, f_m)$

52/83

• LA RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE (f_k) SI PUO' DETERMINARE ANCHE IN BASE ALLE CARATTERISTICHE DEI COMPONENTI (f_{bk} - TIPO DI MALTA) SEMPRECHE:

- I GIUNTI ORIZZONTALI E VERTICALI SIANO RIPIETI
- COMPLETAMENTE DI MALTA CON SPESORE
- $5 \text{ mm} \leq s_j \leq 15 \text{ mm}$

TIPO DI MALTA	M4	M3	M2	M1
1.5	1.0	1.0	1.0	1.0
2.0	1.2	1.2	1.2	1.2
3.0	2.0	2.2	2.2	2.2
5.0	3.0	3.3	3.4	3.5
7.5	3.5	4.1	4.5	5.0
10.0	4.1	4.7	5.3	6.2
15.0	5.1	6.0	6.7	8.2

$f_{bk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$

• RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \cdot b_{v0} < f_{vklim} = 1.4 \cdot f_{vk}$$

considera f_{vko} a taglio in presenza di carichi verticali
considera f_{vklim} a compressione in direzione di compressione (carichi elementi orizzontali)

	$f_{vk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	TIPO DI MALTA	$f_{vko} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
MURATURE CON ELEMENTI ARTIFICIALI IN LATERIZIO	≤ 15	M4-M2-M3-M4	0.2
	> 15	M4-M2-M3-M4	0.3
MURATURE CON ELEMENTI ARTIFICIALI IN CALCESTRUZZO	≤ 3	M4-M2-M3	0.1
	> 3	M4	0.1

Resistenza della muratura secondo D.M. 20/11/87

Valori tabellari

Sostanzialmente confermati dalle N.T.C. 08

53/83

COMPRESSIVE TEST ON WALL

SAMPLE DIMENSION

$2A < H < 5S$

DIAGONAL COMPRESSIVE TEST ON WALL

SAMPLE AFTER FAILURE

$P = 390 \text{ kN}$
 $f_v = \frac{P}{2A}$
 $L = 5$
 $H = 2$

Resistenza della muratura secondo D.M. 20/11/87

Prove su muretti

55/83

C) TEST FOR MASONRY

- CHARACTERISTIC COMPRESSIVE STRENGTH (f_k)
- IT IS OBTAINED BY TESTING ENTIRE "LITTLE WALLS" BUILT UP IN THE SAME WAY OF THE ACTUAL WALL;
- AT LEAST 6 WALLS ARE TO BE TESTED IN COMPRESSION
- THE CHARACTERISTIC VALUE IS GIVEN BY:

$$f_k = f_m - K \cdot s$$

where:

f_m = mean value
 s = standard deviation
 K = coefficient depending on number of specimens

n	K
6	2.53
8	2.19
10	2.00
20	1.73

- CHARACTERISTIC SHEAR STRENGTH (f_{vk})
- IT IS OBTAINED BY MEAN OF DIAGONAL COMPRESSIVE TESTS ON "LITTLE WALLS"
- AT LEAST 6 WALLS ARE TO BE TESTED
- THE CHARACTERISTIC VALUE IS GIVEN BY:

$$f_{vk} = 0.7 \cdot f_{vm}$$

f_{vm} = mean value

- THE CHARACTERISTIC OBTAINED VALUES HAVE TO COMPLY WITH THE ONES PRESCRIBED BY DESIGNER

54/83

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	$\tau_k \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$\sigma_{k2} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
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 squadato e ben organizzato c) a sacco in buone condizioni	2 7 4	50 200 150
MURATURE NUOVE	Blocchi di tufo di buona qualità	10	250
	Mattoni «pieni» con fori circolari Malta cementizia $R_m \geq 1450 \text{ N/mm}^2$	20	500
MURATURE CONSOLIDATE	Forati doppio UNI rapp. vuoto/pieno = 40% Malta cementizia $R_m \geq 1450 \text{ N/mm}^2$	24	500
	Mattoni pieni, pietrame squadato, consolidate con 2 lastre in calcestruzzo armato da cm 3 (minimo)	18	500
	Pietrame iniettato Murature in pietra a sacco consolidate con due lastre in cls armato da cm 3 (minimo)	11 11	300 300

56/83

Resistenza della muratura OPCM 3431/2005 per gli 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), parametri semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata.

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	60 90	2,0 3,2	690 1050	115 175	19
Muratura a conci sbazzati, 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

57/83

Resistenza della muratura OPCM 3431/2005 per gli edifici esistenti COEFFICIENTI INCREMENTATIVI

Tabella 11.D.2 Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella 11.D.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; presenza di ricorsi o listature; presenza sistematica di connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

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 sbazzati, 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

58/83

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Resistenza della muratura
Istruzioni N.T.C. 08 per gli edifici esistenti

59/83

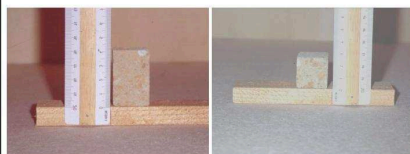
Resistenza della muratura Istruzioni N.T.C. 08 per gli edifici esistenti COEFFICIENTI INCREMENTATIVI E RIDUTTIVI

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscela leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

60/83

Mattoncini di tufo giallo napoletano scala 1/10



$$f_{km}^1 = 31.4 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{km}^2 = 40.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bk} = 0.75 \times 40.2 = 30.0 \text{ kg/cm}^2$$

Malte

- A) - cementizia (M1)
- B) - pozzolanica di calce (<M4)
- C) - premiscelata ad alta resistenza (>M1)



Resistenza a compressione delle malte

Malta	A	B	C
f (MPa)	12.5	1.56	42.5

Muratura di tufo "moderna"

Prove di resistenza
sui componenti
per provini di
muratura in scala
ridotta (1/10)

Resistenza a compressione della muratura



Risultati delle prove di schiacciamento su muretti a filari orizzontali

Malta	Valori di f_t ottenuti nelle singole prove (MPa)								f_t (MPa)	f_t (MPa)
A	2.47	2.77	2.71	3.69	2.92	3.51	-	-	3.01	1.99
B	1.69	1.97	1.63	1.82	1.79	2.21	-	-	1.85	1.36
C	2.34	2.25	2.52	2.28	2.49	2.86	3.17	3.02	2.62	1.85

Muratura con filari inclinati



Risultati delle prove di schiacciamento su muretti a filari inclinati

Malta	Inclinazione	Valori di f_t ottenuti nelle singole prove (MPa)								f_t (MPa)
A	10°	3.84	2.92	2.61	-	-	-	-	-	3.12
A	20°	3.14	2.34	2.80	-	-	-	-	-	2.76
A	30°	2.92	3.23	2.77	3.60	2.92	3.21	3.21	3.21	3.13
A	40°	4.09	2.92	2.89	2.92	2.92	2.92	2.92	2.92	3.21
B	10°	2.25	2.15	-	-	-	-	-	-	2.20
B	20°	2.28	2.55	1.75	-	-	-	-	-	2.19
B	30°	2.62	2.00	2.03	2.09	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18

La variazione della
resistenza non è
proporzionale alla
resistenza della malta

I risultati migliori si
ottengono con la malta
di qualità media

L'inclinazione dei filari
non influenza la
resistenza a
compressione

61/83

62/83

Pilastrini in muratura



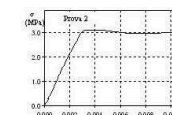
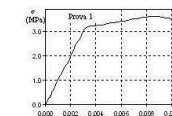
$$f_b = 64 - 72 \text{ kg/cm}^2$$



$$f_{bm} \approx 70 \text{ kg/cm}^2$$

La resistenza è molto influenzata dalla
tessitura muraria e dalla forma del provino

Modulo elastico (prova a deformazione controllata)



$$E_m \approx 10000 \text{ kg/cm}^2$$

Resistenza a trazione della muratura



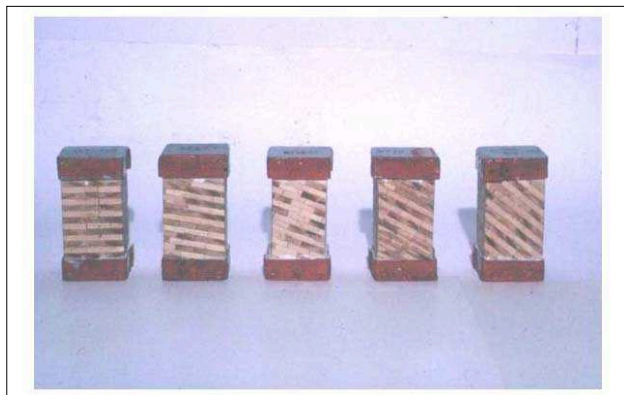
$$f_{tm} \approx 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{solidità: } \rho = f_{tm}/f_{cm} \approx 0.10$$

63/83

64/83

Prove di resistenza a compressione su muratura "di legno"



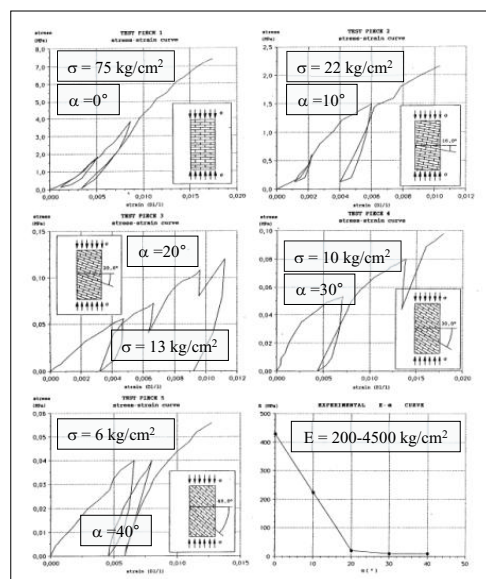
65/83

Prove a compressione



66/83

L'inclinazione dei filari influenza notevolmente la resistenza e la rigidezza

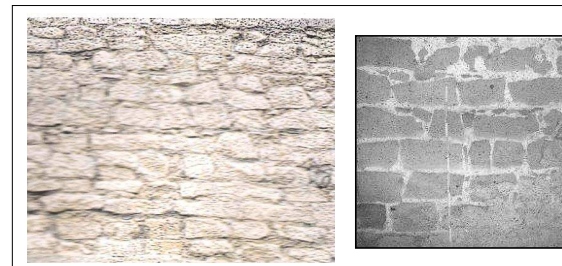


Il comportamento è analogo a quello della muratura di mattoni pieni (blocchi molto più resistenti della malta)

Sia la resistenza (σ) che il modulo elastico (E) si riducono fortemente con l'inclinazione dei filari rispetto alla direzione del carico

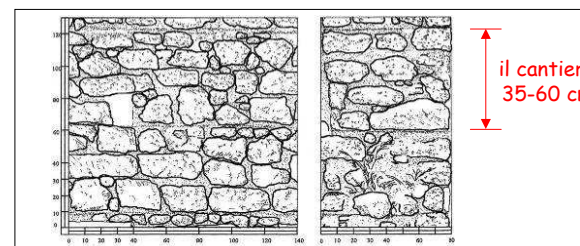
67/83

Le murature storiche napoletane in tufo giallo



Le murature a "cantiere" XVI-XVII secolo

Pietre a spacco unite con strati di malta grossolani

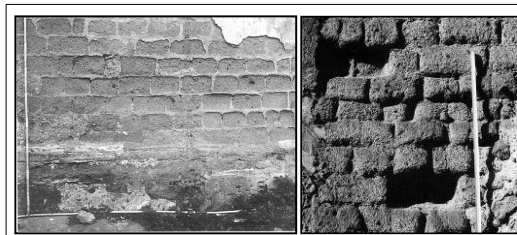


La malta di calce è realizzata con inerti grossi (scaglie di pietra)

Buona connessione trasversale

68/83

Le murature storiche napoletane in tufo giallo



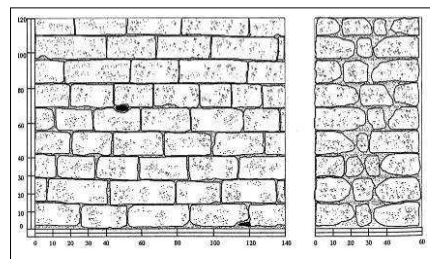
Le murature a filari di "bozzette" XVIII secolo

Pietre lavorate su tre facce disposte in filari regolari (h=13-15cm)

Malta povera in calce

Nucleo interno con elementi poco lavorati

Discreta connessione trasversale



69/83

Le murature storiche napoletane in tufo giallo



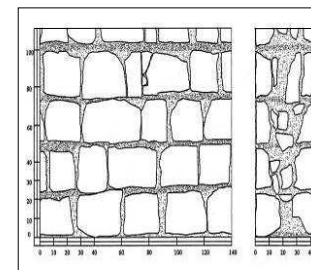
Le murature a filari di "blochetti a sacco" XIX-XX secolo

Pietre lavorate solo sulla faccia esterna disposte in filari regolari (h=20-25cm)

Malta povera in calce

Masso interno con elementi di pietrame a spacco, asche e malta

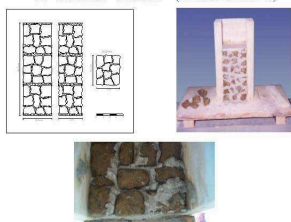
Scarsa connessione trasversale



70/83

Prove di murature storiche napoletane in tufo giallo su provini in scala ridotta (1/10)

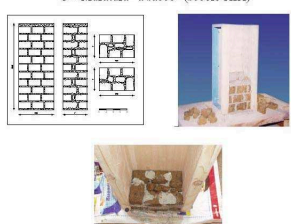
A – Muratura "a cantieri" (secoli XVI e XVII)



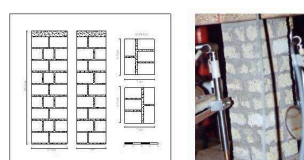
B – Muratura "a bozzette" (secolo XVIII)



C – Muratura "a sacco" (secolo XIX)



D – Muratura ordinaria (secolo XX)



71/83

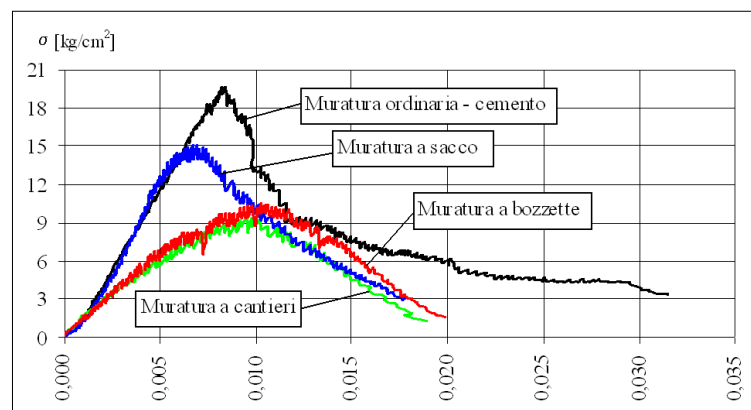
Prove di compressione a controllo di spostamento



provino	tipologia di muratura	f_{co} [kg/cm ²]	ε_{co}	ε_{mu}
1	a cantieri	9.45	0.0098	0.0189
2	a cantieri	5.83	0.0083	0.0183
3	a cantieri	8.57	0.0090	0.0204
4	a sacco	15.01	0.0067	0.0178
5	a sacco	14.89	0.0100	0.0205
6	a sacco	13.97	0.0102	0.0153
7	a bozzette	11.03	0.0062	0.0131
8	a bozzette	15.51	0.0081	0.0143
9	a bozzette	10.90	0.0104	0.0198
10	a bozzette con diaconi	13.38	0.0131	0.0206
11	a sacco	9.61	0.0077	0.0169
12	a cantieri	7.05	0.0045	0.0148
13	a cantieri	8.04	0.0074	0.0181
16	a sacco	6.85	0.0090	0.0210
21	ordinaria	12.97	0.0061	0.0288
22	ordinaria	19.70	0.0084	0.0314
23	ordinaria	13.32	0.0061	0.0225
24	ordinaria	17.22	0.0067	0.0400

72/83

Confronto tra le diverse tipologie di murature storiche Diagrammi σ - ε per i provini in scala ridotta



73/83

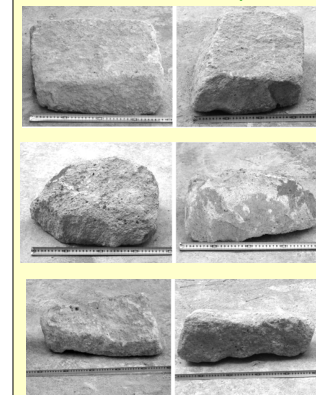
Prove in scala reale su murature storiche napoletane in tufo giallo

I campioni sono stati preparati con pietre di tufo estratte da cave originarie (XVII-XVIII secolo) o prelevate da costruzioni dell'epoca (XIX secolo)

Le pietre "di Vanvitelli"



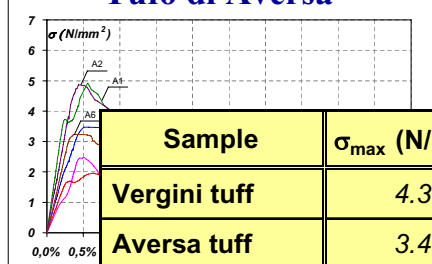
Le forme delle pietre



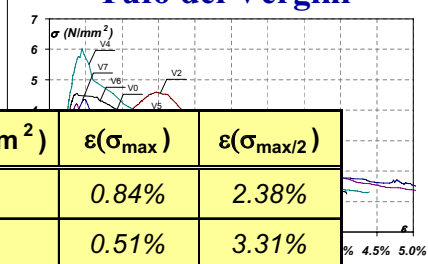
74/83

I risultati delle prove su pietre e malte

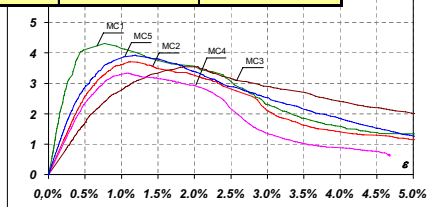
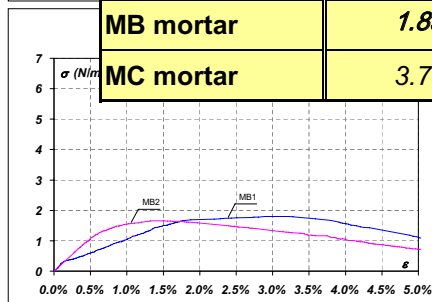
Tufo di Aversa



Tufo dei Vergini



Sample	σ_{\max} (N/mm ²)	$\varepsilon(\sigma_{\max})$	$\varepsilon(\sigma_{\max}/2)$
Vergini tuff	4.30	0.84%	2.38%
Aversa tuff	3.49	0.51%	3.31%
MB mortar	1.85	2.90%	5.00%
MC mortar	3.76	1.24%	3.86%



75/83

La costruzione dei provini in muratura "a cantiere"



76/83

La costruzione dei provini in muratura "a filari di bozzette"



La costruzione dei provini in muratura "a filari di blocchetti a sacco"



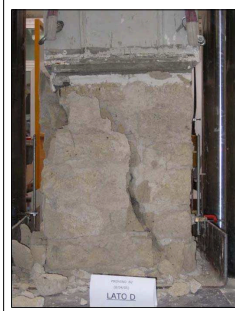
Prove di compressione a controllo di spostamento



Muratura a "cantieri"



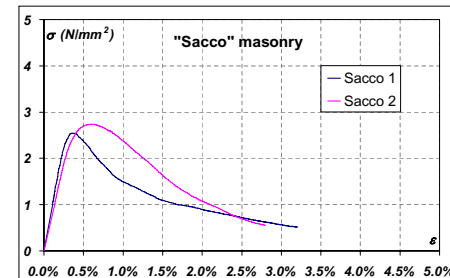
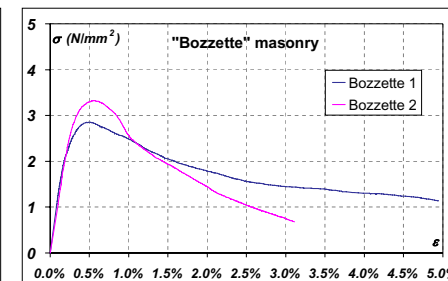
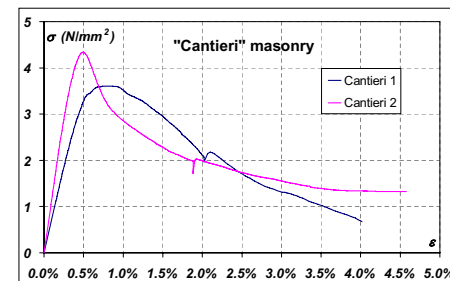
Muratura a "bozzette"



Muratura a "sacco"



Diagrammi σ - ϵ per i campioni in scala reale



Resistenza massima
 $2.55 \div 4.34 \text{ N/mm}^2$

$\epsilon(\sigma_{\max}) = 0.35 \% \div 0.88 \%$

Modulo elastico
 $(240 \div 380) \times \sigma_{\max}$

Deformazione massima ($\sigma = \sigma_{\max}/2$)
 $1.26 \% \div 3.10 \%$

Formulazione teorica dei diagrammi σ - ε

Si basa sui parametri meccanici sperimentali: σ_{max} - ε_p - σ_u - ε_u

Per $0 < \eta < 1.2$ si utilizza il modello valido per il cls (EC2)

$$\sigma = \left[\frac{(K \cdot \eta - \eta^2)}{1 + (K - 2) \cdot \eta} \right] \cdot \sigma_{max} \quad K = 1.35 \cdot \frac{E_o \cdot \varepsilon_p}{\sigma_{max}} \quad \eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \quad [1]$$

E_o modulo secante all'origine
 ε_p deformazione di picco
 σ_{max} resistenza di picco
 ε_u deformazione ultima

Per $\eta > 1.2$ (ramo decrescente)

$$\sigma = \sigma_{max} [a \cdot \ln(\eta) + b] \quad a = \frac{1}{\sigma_{max}} \left[\frac{\sigma_u - \sigma_s}{\ln \eta_u - \ln(1.4)} \right] \quad b = \frac{\sigma_s}{\sigma_{max}} - a \cdot \ln(1.2) \quad \eta_u = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_p}$$

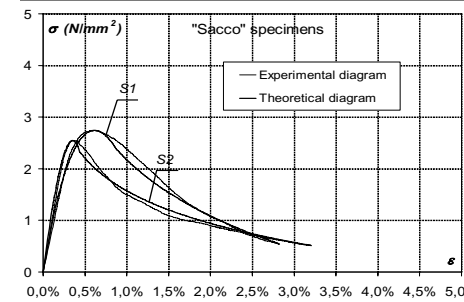
σ_s tensione ottenuta dalla [1] per $\eta = 1.2$
 σ_u tensione corrispondente alla deformazione ultima

81/83

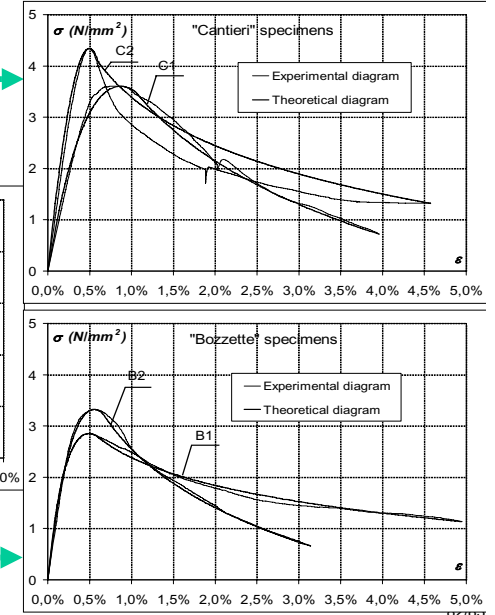
Diagrammi σ - ε teorici e sperimentali - confronto

Muratura a "cantiere"

Muratura a "sacco"

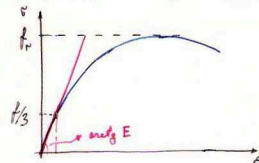


Muratura a "bozzette"



CARATTERISTICHE DI DEFORMAZIONE

• DIAGRAMMA σ - ε Sperimentale



- MODULO DI ELASTICITÀ E (a breve termine)

- DALLE PROVE Sperimentali:
 $E \rightarrow$ MODULO SECANTE AD UN TERZO DI f_r
- DA VALUTAZIONI EMPIRICHE:
 $E = 1000 f_k \quad G = 0.4 E \quad (\frac{E}{G} = 2.5)$

• DIAGRAMMA σ - ε DI PROGETTO

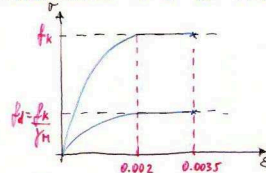


Diagramma σ - ε
secondo EC6

Da utilizzarsi per
la muratura
armata

83/83

Corso di aggiornamento professionale:

PROGETTAZIONE STRUTTURALE E NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2008

Spoletto - 14-16 giugno 2012

VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

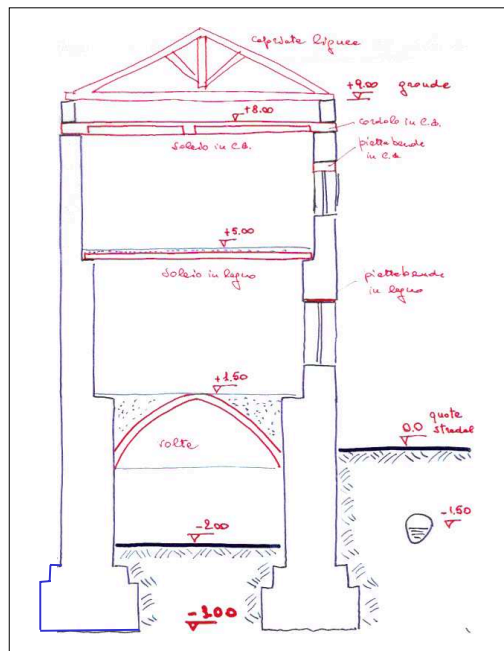
Parte 2 (1/2):

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



Prof. Ing. Bruno Calderoni - D.I.ST. - Università di Napoli Federico II

1/44



Tipologia
strutturale
degli edifici
esistenti

2/44

CLASSIFICAZIONE STRUTTURALE

• CESUN •

TIPOLOGIE DI BASE

- integralmente in muratura



- viti in muratura
• orizzontamenti in legno o acciaio



- viti in muratura
• orizzontamenti in cemento armato
- ossatura in cemento armato



- ossatura in acciaio



- ossatura mista
acciaio + c.a.



- strutture sperimentali
industrializzate - n.d.e.



- resistenti - non consentite
- nuove costruzioni - consentite
- in corso di sperimentazione



1.2.6

3/44

CLASSE 1 • EDIFICI INTEGRALMENTE IN MURATURA



PROSPETTO



PIANTA



FISIOLOGIA

SEZ.

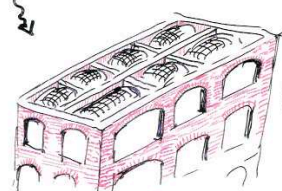


MODELLO
DI COMPORTAMENTO

PATOLOGIA



VOLTE + ARCHI



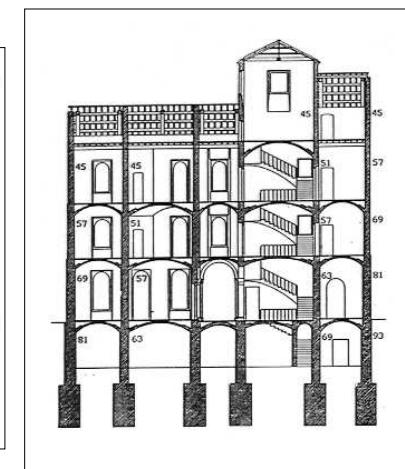
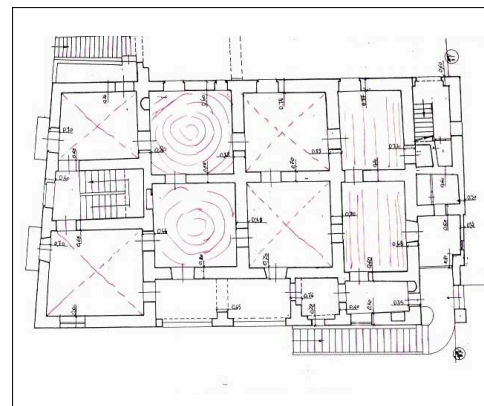
schizzo
illustrativo

Edifici della I classe

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

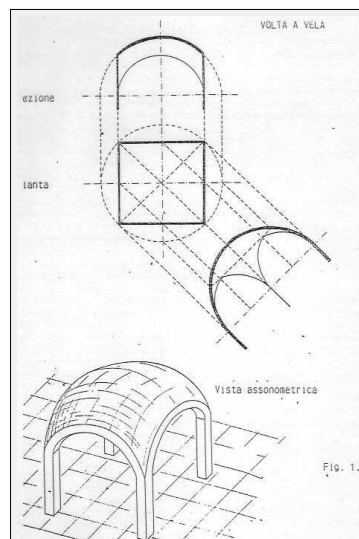
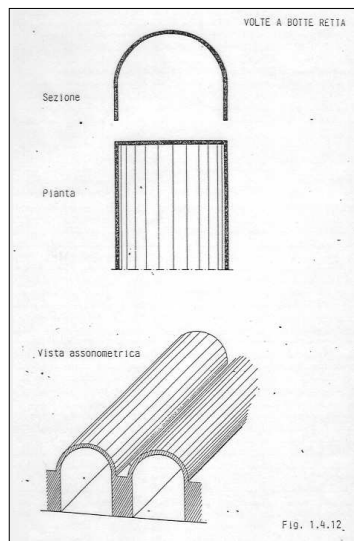
4/44

Edifici della I classe



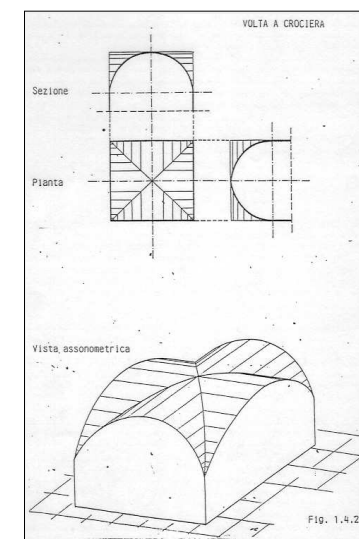
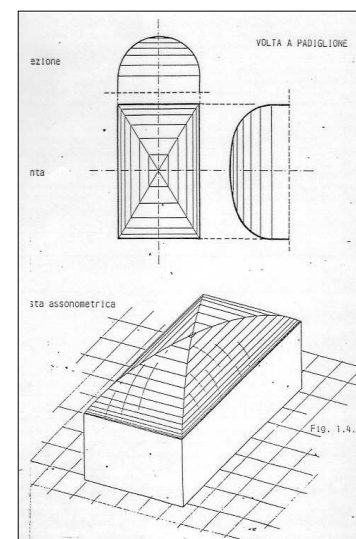
5/44

Diversi tipi di volte



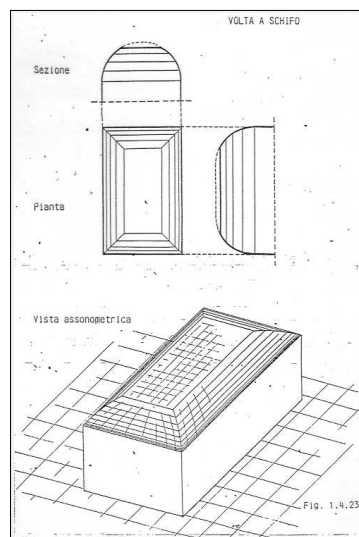
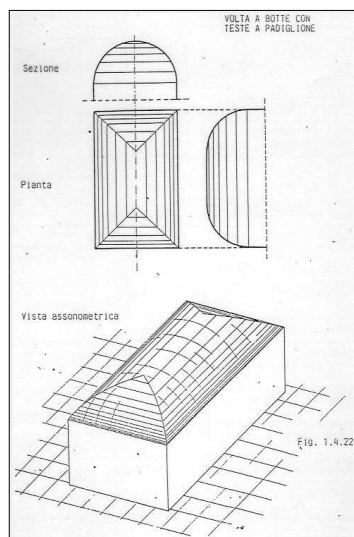
6/44

Altri tipi di volte - 1



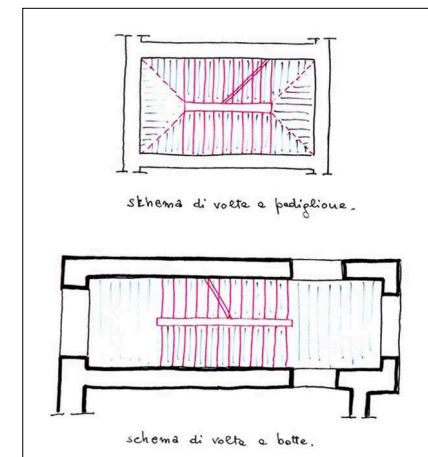
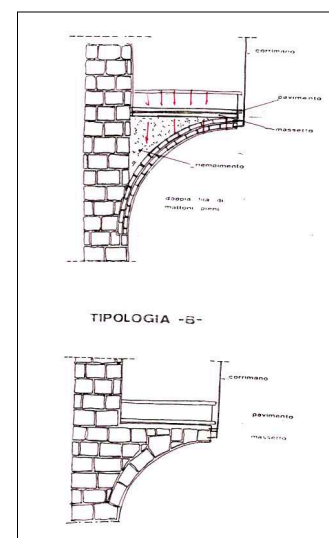
7/44

Altri tipi di volte - 2

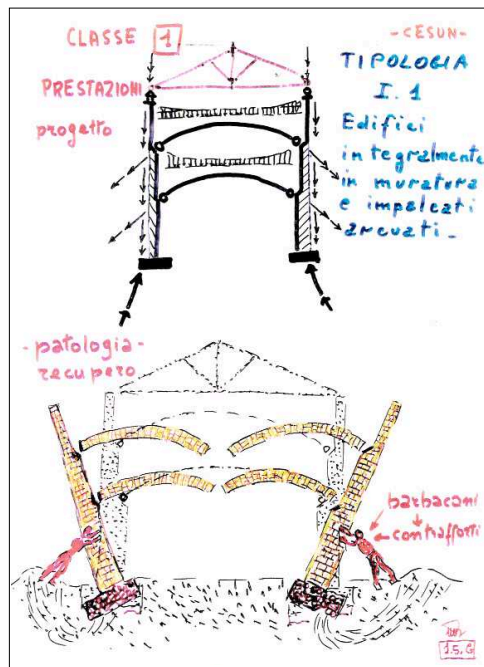


8/44

Scale con voltine a sbalzo



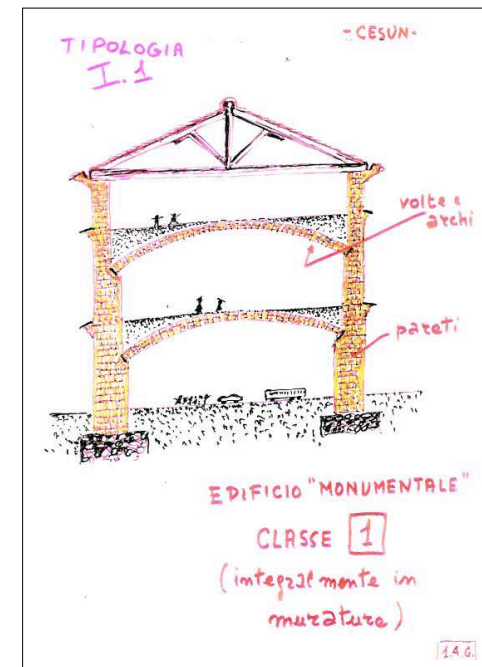
9/44



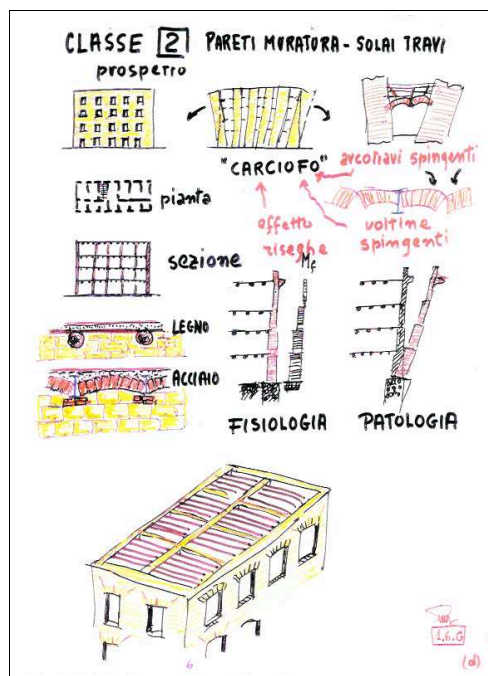
Edifici della I classe

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

10/44



11/44



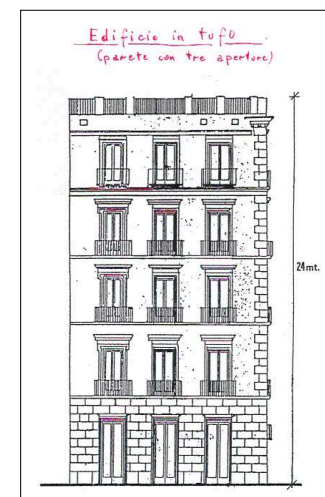
Edifici della II classe

- 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

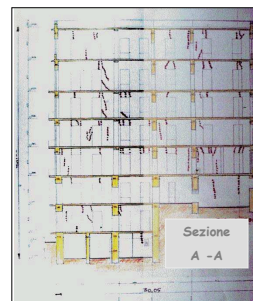
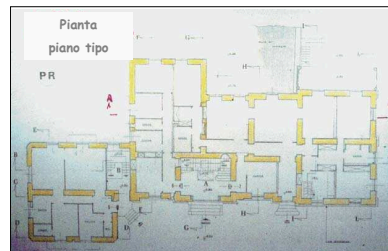
12/44

Edifici della II classe



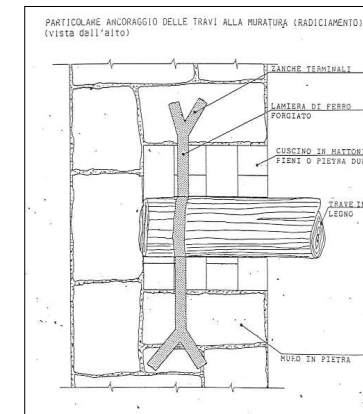
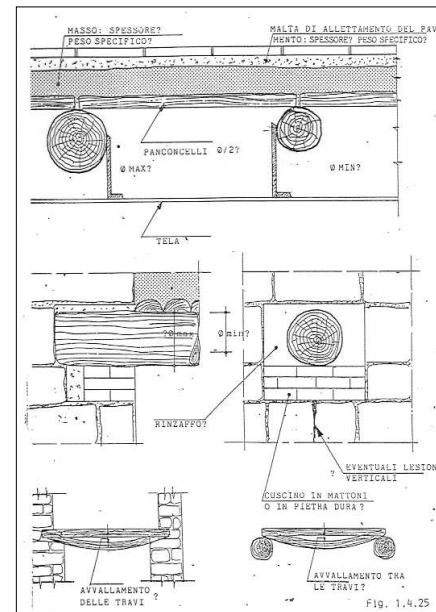
13/44

Edifici della II classe



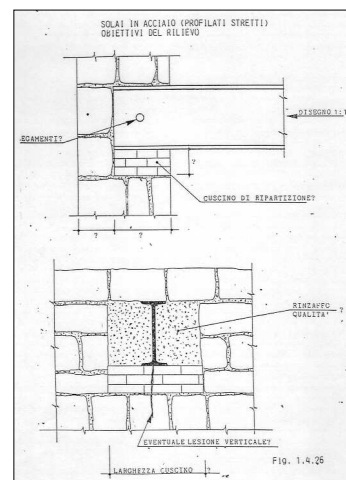
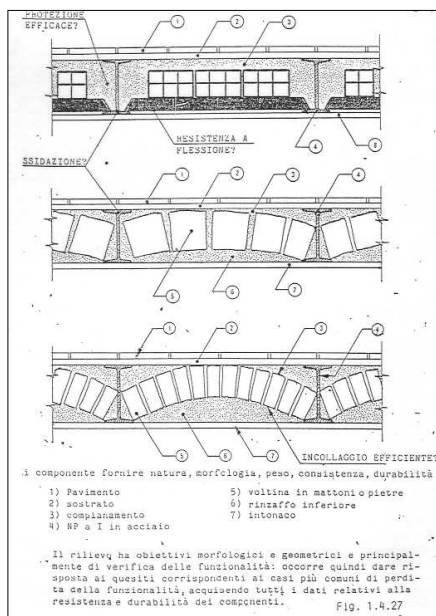
14/44

Solai in legno



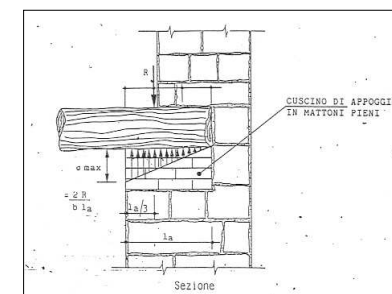
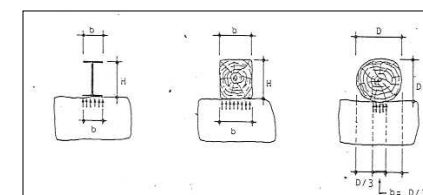
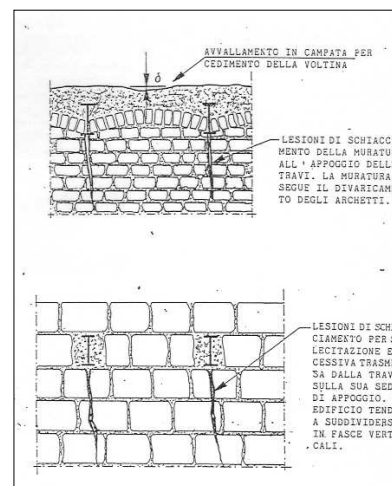
15/44

Solai in ferro



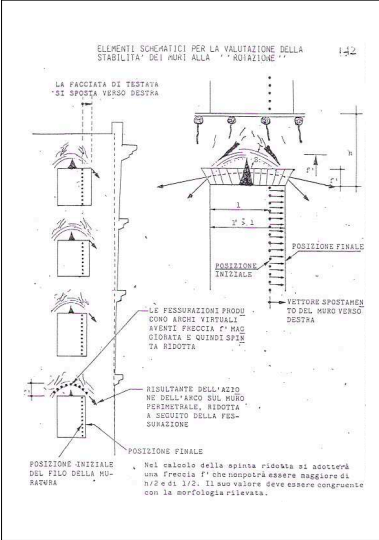
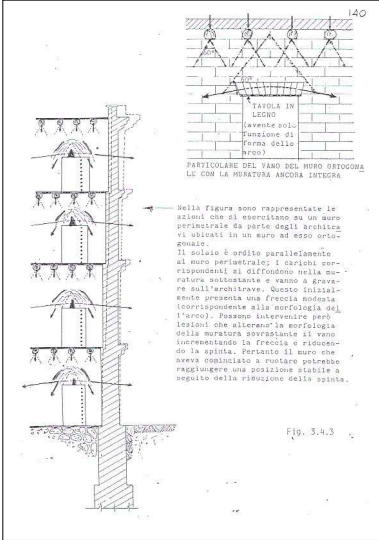
16/44

Le travi "tagliano" la muratura



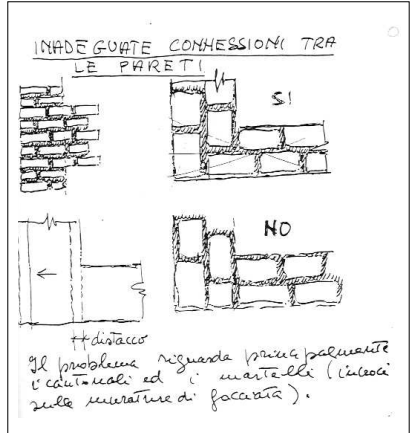
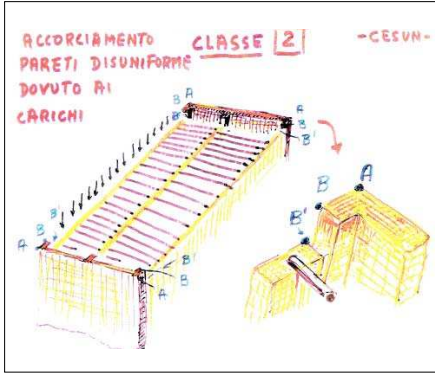
17/44

Le arcotravi sui vani spingono sulle murature ortogonali e lesionano le fasce di piano

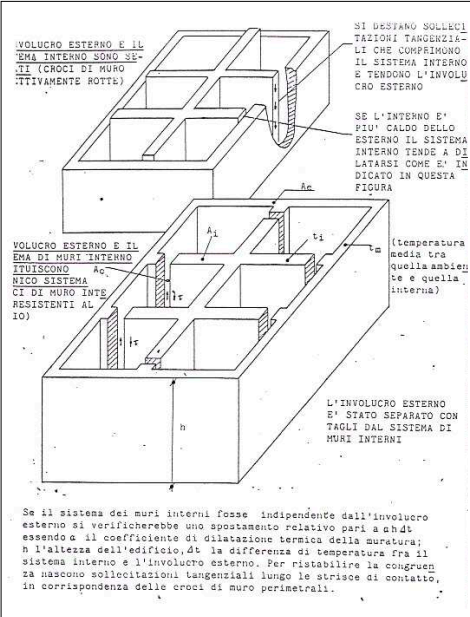


18/44

Le croci di muro tendono a lesionarsi



9/44



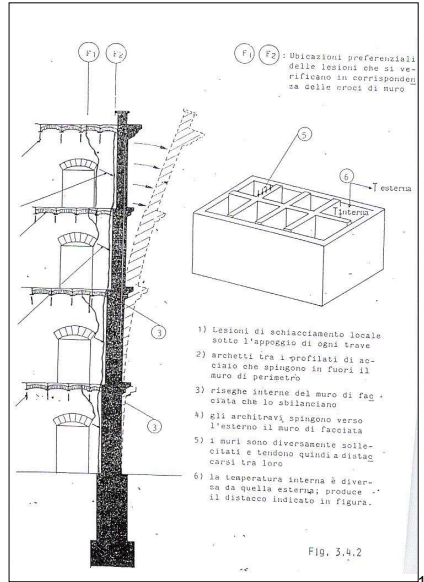
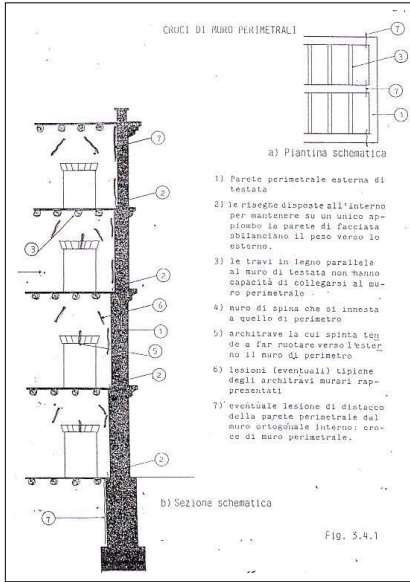
Le variazioni termiche sollecitano le croci di muro

Effetto degli impianti di riscaldamento

Le vibrazioni del traffico accelerano il degrado delle malte, riducendo la resistenza a trazione della muratura

20/44

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

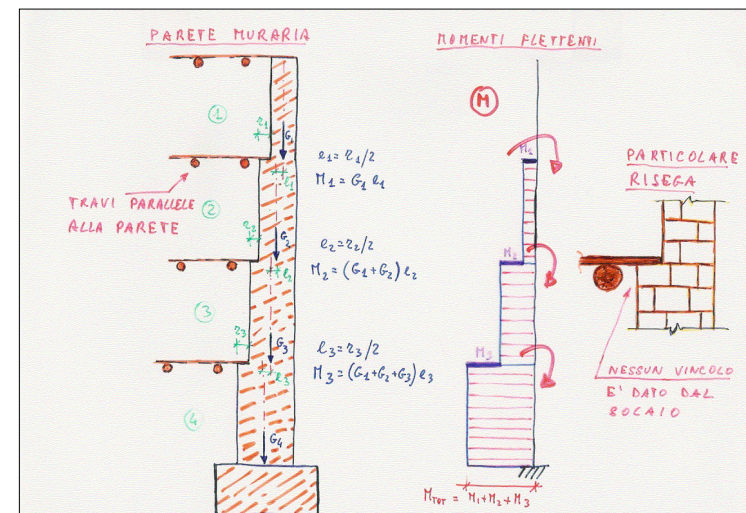


1/44

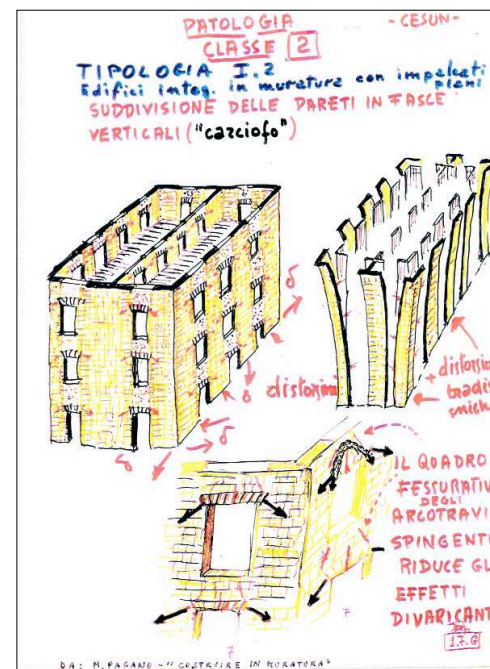
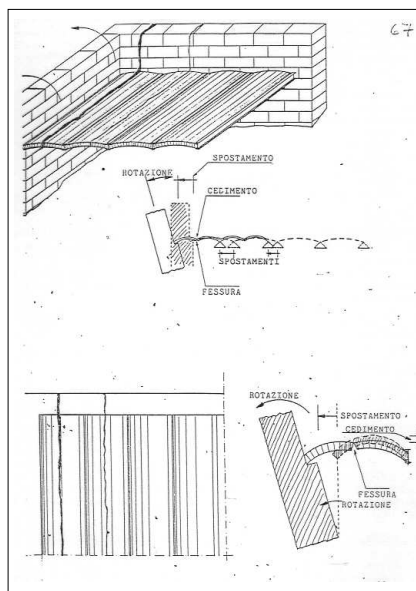
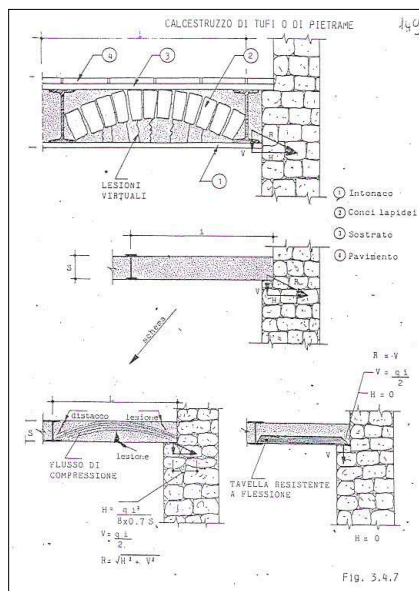


La sezione trasversale "vera" di un'edificio della II classe

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



Altri effetti spingenti dei solai a voltine

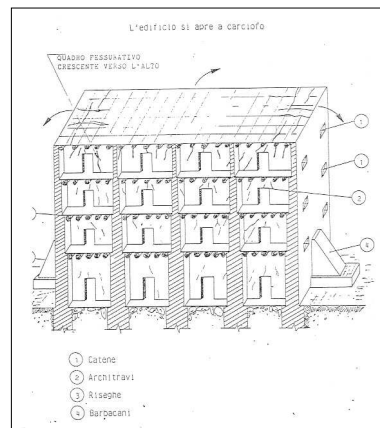
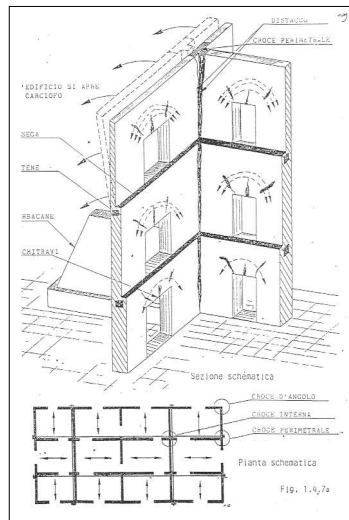


I difetti degli edifici della II classe:

- 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

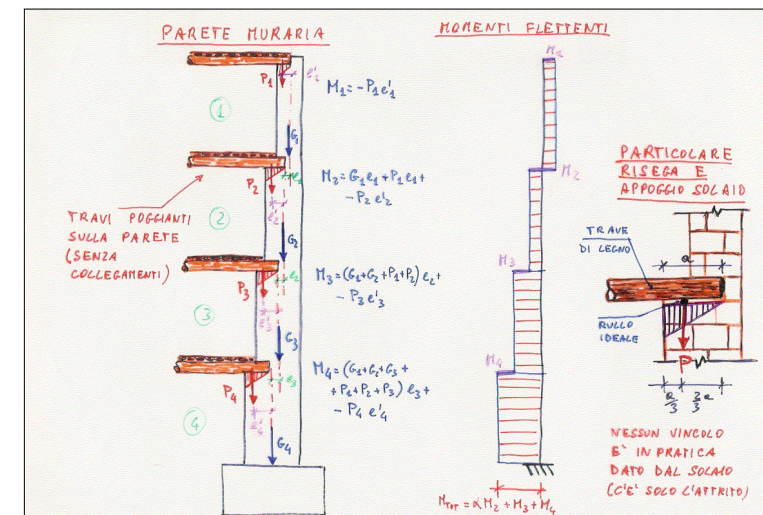
L'edificio tende ad aprirsi a "carciofo"

Gli interventi del passato



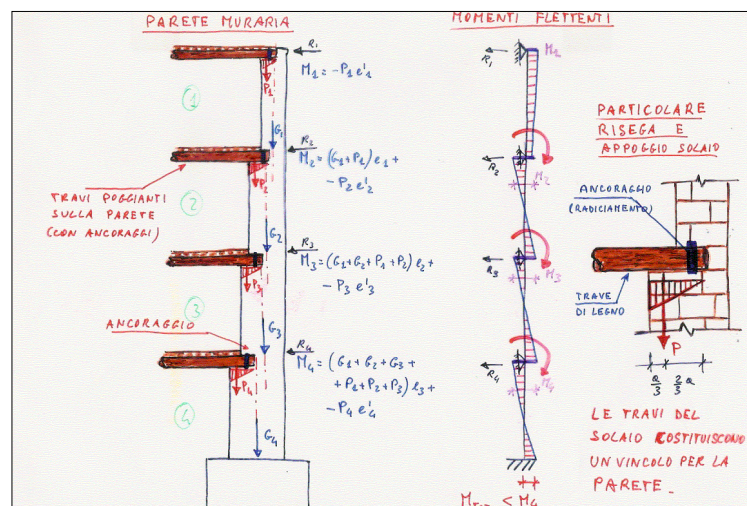
26/44

L'effetto benefico dei solai portati dalle pareti di facciata

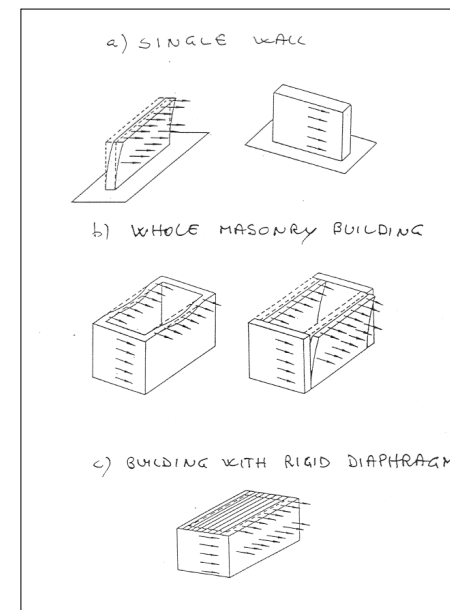


27/44

L'effetto molto favorevole dei collegamenti delle travi alla muratura



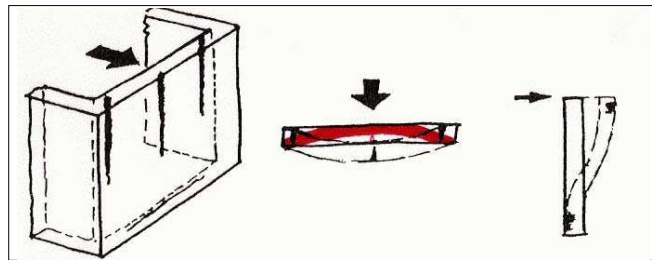
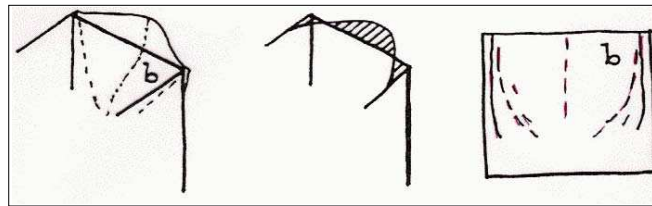
28/44



Comportamento delle strutture murarie sotto azioni sismiche

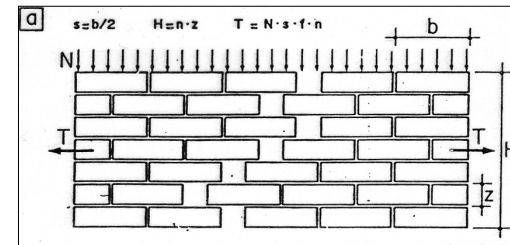
29/44

Comportamento delle pareti al di fuori del piano

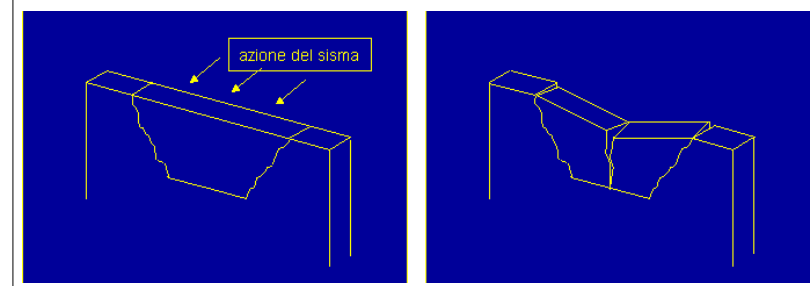


30/44

Il crollo parziale delle pareti di facciata



Si supera la resistenza a trazione della muratura nel paramento murario



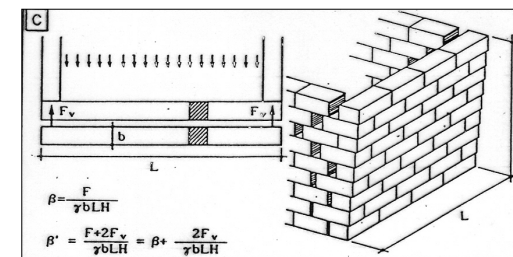
31/44

Crollo di muri ben ammassati

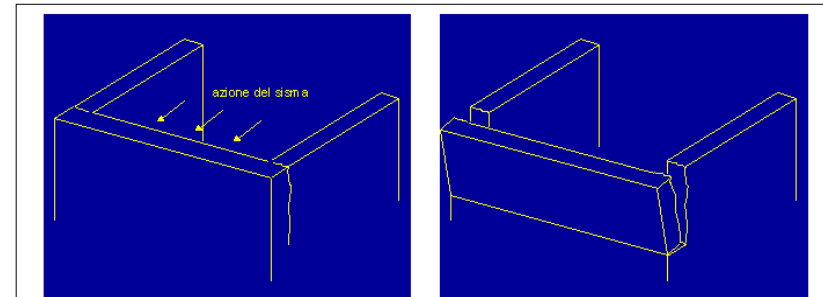


32/44

Il distacco delle pareti di facciata da quelle ortogonali



Si supera la resistenza a trazione della muratura nelle connessioni



33/44



Crollo di muri di facciata per insufficiente ammassamento



34/44



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

Solai in legno

Volte murarie



35/44



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

Solaio in c.a.

Solaio in ferro



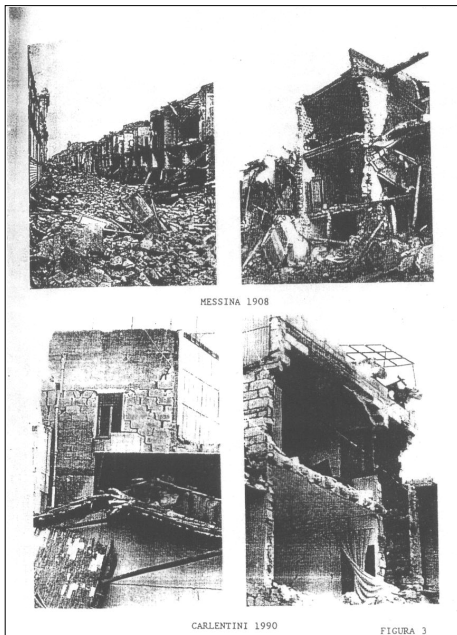
36/44

Messina dopo il terremoto del 1908



Si sono distaccati prevalentemente i muri perimetrali non "portanti" con conseguenti crolli parziali o globali per meccanismi fuori dal piano

37/44



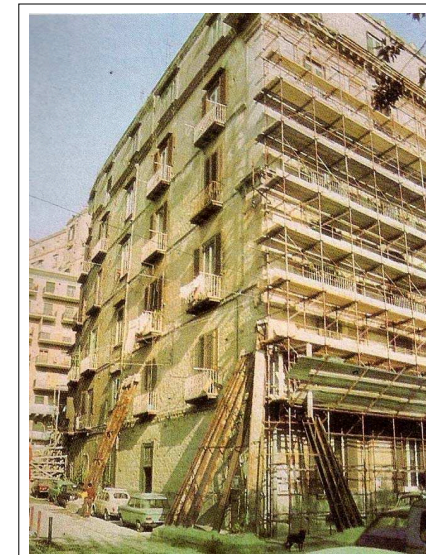
In 100 anni non è cambiato quasi niente

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

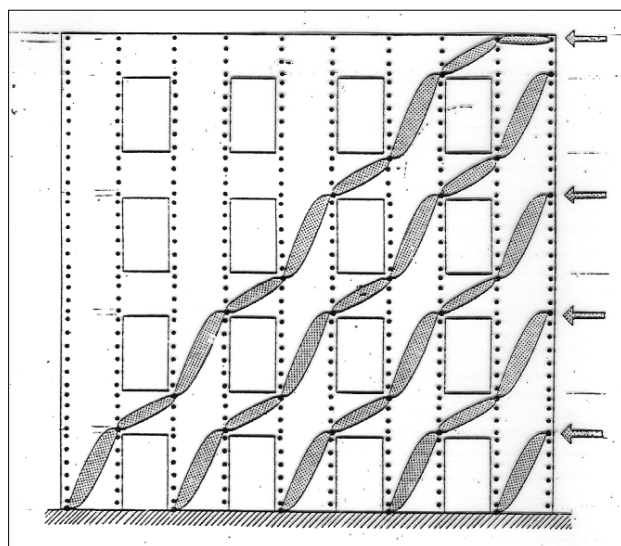
38/44

Comportamento delle pareti nel proprio piano



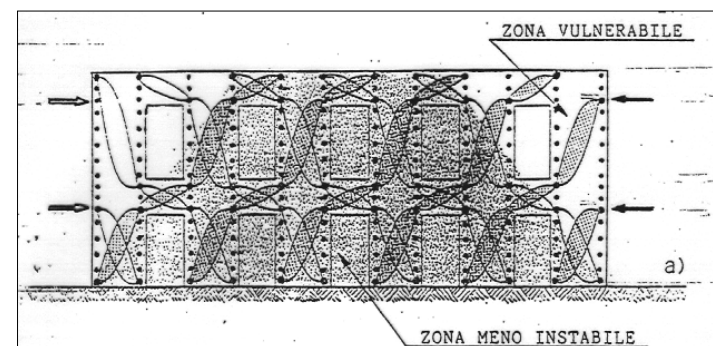
39/44

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



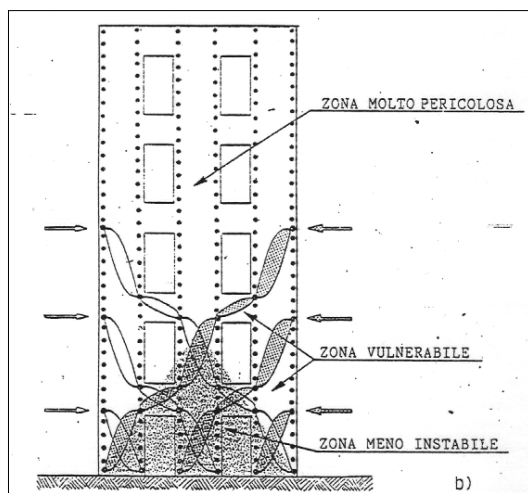
40/44

Le pareti basse sono meno vulnerabili.....



41/44

..... di quelle alte



42/44

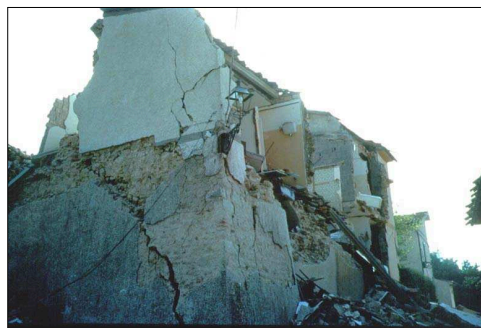


Se le facciate non si staccano si può attivare il comportamento nel piano della parete

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



43/44



Si è attivato sia il comportamento nel piano che quello fuori dal piano della parete (con risultati disastrosi)

La parete sollecitata nel proprio piano è al limite del crollo



44/44

Corso di aggiornamento professionale:
PROGETTAZIONE STRUTTURALE E NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2008
Spoleto – 14÷16 giugno 2012

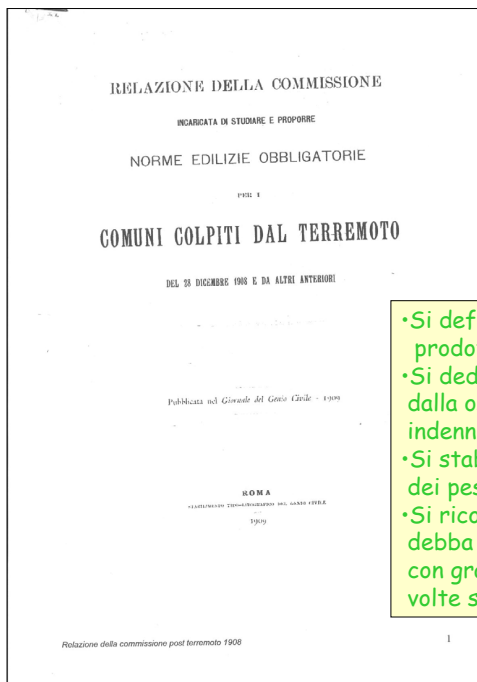
VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Parte 2 (2/2):
LE TIPOLOGIE DEGLI EDIFICI IN MURATURA ESISTENTI
E LA CONCEZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO MODERNO



Prof. Ing. Bruno Calderoni - D.I.ST. – Università di Napoli Federico II

1/57

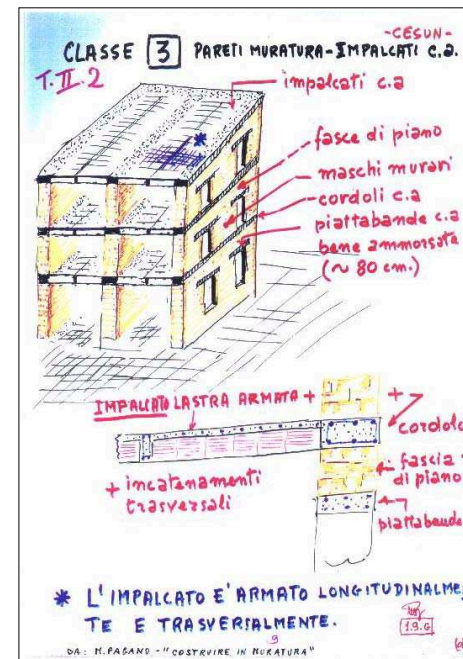


I primi esempi di Normativa Sismica

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.

2/57



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

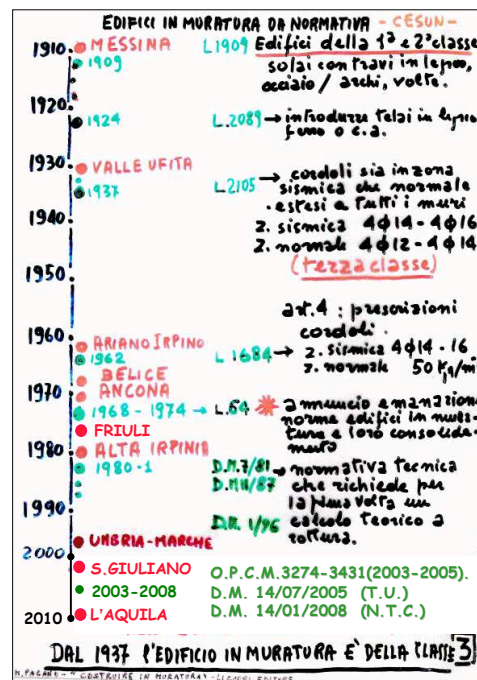
Nasce una nuova tipologia:

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"

3/57

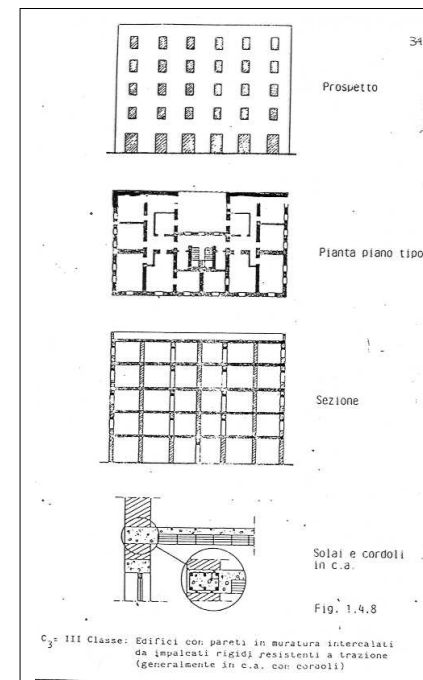


L'evoluzione della normativa sismica in Italia

La normativa sismica si evolve in maniera "contrappuntistica" con i terremoti storici.

La Legge del 1937 fa da "spartiacque" tra la vecchia e la nuova edilizia: nascita ufficiale dell'edificio della III classe

4/57



Edifici della III classe

Edifici in muratura ordinaria



5/57

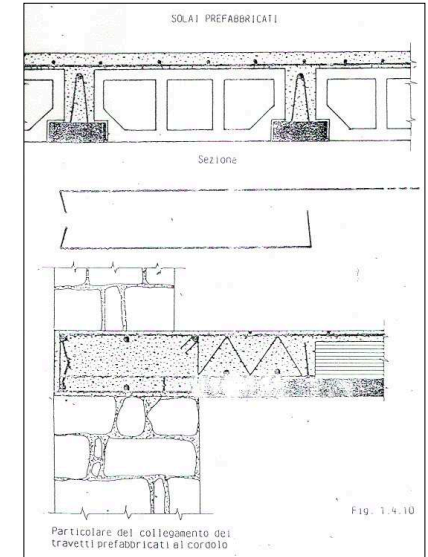
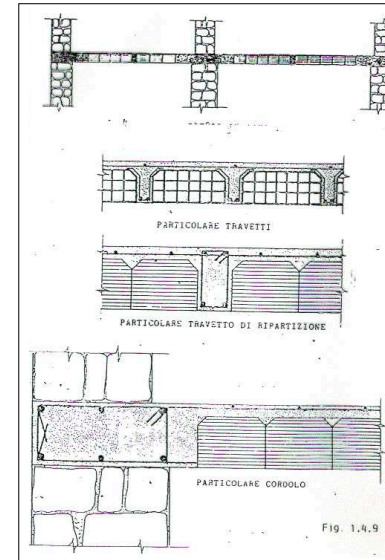
I primi edifici con le pareti murarie interrotte da cordoli in c.a.

Edificio scolastico degli anni '20
Solai con travi in acciaio e tavelloni

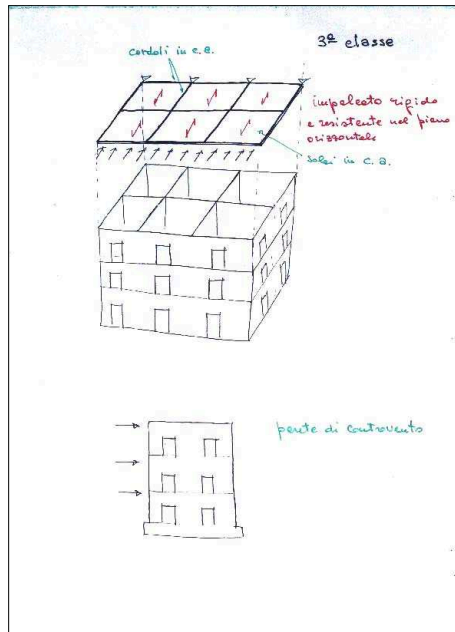


6/57

I solai in cemento armato



7/57



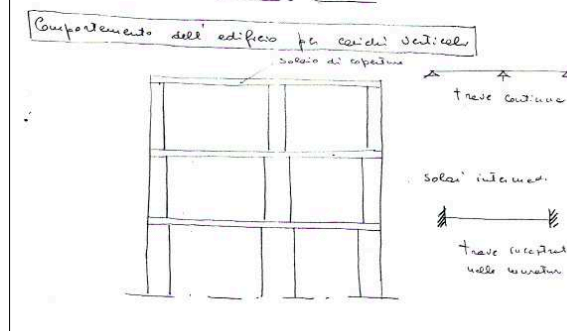
L'impalcato rigido
costituisce uno degli
elementi
caratterizzanti
dell'edificio in
muratura
ordinaria

L'impalcato rigido collega
tutte le pareti:

- inibisce i meccanismi fuori piano
- riporta le forze orizzontali alle pareti di controvento

8/57

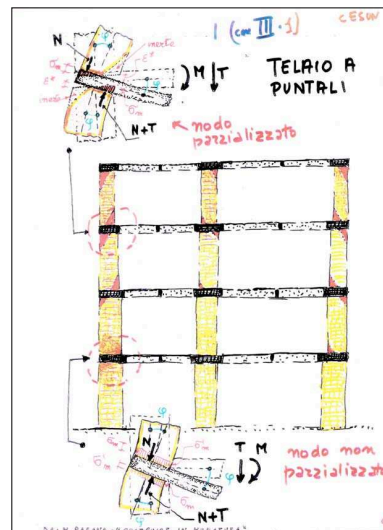
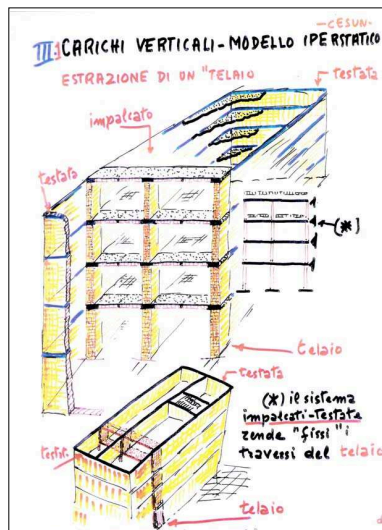
- L'edificio in muratura della 3ª classe elimina i problemi delle due classi precedenti:
- 1) gli impalcati in c.a. costituiscono una calce bidimensionale che impedisce ai muri perimetrali di ruotare verso l'esterno.
 - 2) le pareti bandi eliminano le spinte degli architravi.
 - 3) i cordoli ripartiscono le cariche verticali su tutte le murature.
 - 4) le strutture dei cordoli riducono le croci di legno.
 - 5) non vi sono strutture spingenti.



I vantaggi
dell'edificio della
III classe

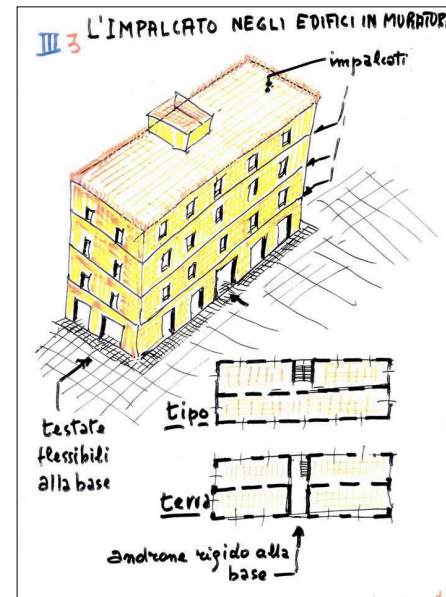
9/57

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



10/57

Le situazioni gravose per l'impalcato

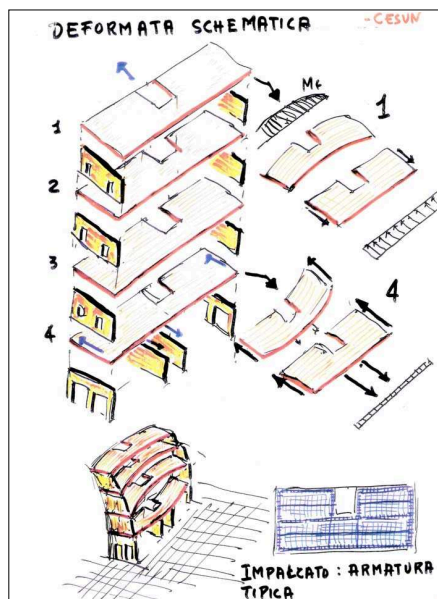


Edificio con piano terra diverso dai piani superiori:

- Aperture più ampie dei vani.
- Androne delle scale più rigido.

11/57

Le situazioni gravose per l'impalcato



La "sofferenza" dell'impalcato del primo livello

12/57

• CONCEZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO

- L'EDIFICIO DEVE ESSERE UNA STRUTTURA TRIDIMENSIONALE SPAZIALE (SCATOLARE) COSTITUITA DA SINGOLI SISTEMI RESISTENTI (PIANI), COLLEGATI TRA LORO E CON LE FONDAMENTI.

- IN BASE ALLA FUNZIONE STATICA SVOLTA SI DISTINGUONO TRE SISTEMI:

- PARETI CHE SOPPORTANO I CARICHI VERTICALI
- PARETI CHE SOPPORTANO LE AZIONI ORIZZONTALI
- IMPALCATI PIANI (RIGIDI E RESISTENTI).

- I TRE SISTEMI PIANI DEVONO ESSERE OPPORTUNAMENTE COLLEGATI TRA LORO:

- CORDOLI ORIZZONTALI (A LIVELLO DI SOCCO)
- INCATENAMENTI TRASVERSALI (ARMATURA DI RIPARTIZIONE - TRAVETTI DI RIP.)
- ANCORATURE VERTICALI TRA LE PARETI (CROCI DI MURO EFFICIENTI).

↓
EDIFICIO DELLA 3^a CLASSE

L'edificio nuovo previsto dalle norme sugli edifici in muratura ordinaria (D.M. 20/11/87) (N.T.C. 08 - par. 4.5.4)

Tutte le pareti devono assolvere, per quanto possibile:
-sia la funzione portante (per i carichi verticali)
-sia la funzione di controvento (per le azioni orizzontali)

Gli impalcato piani (e/o la copertura a falde inclinate) ripartiscono le azioni orizzontali tra i muri di controvento

13/57

Comportamento delle pareti nel proprio piano

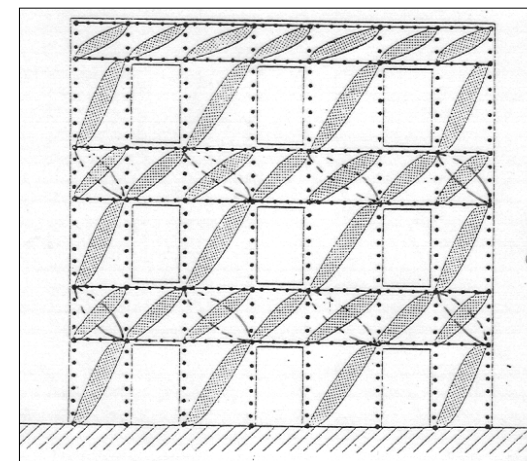


Le pareti sono dotate di elementi orizzontali resistenti a trazione

Edificio della III classe fortemente danneggiato dal sisma del 1980

14/57

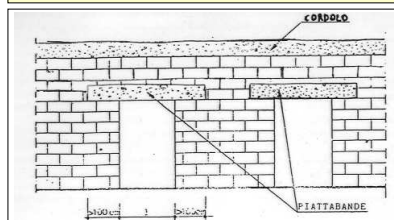
La parete muraria dotata di elementi orizzontali resistenti a trazione (III classe)



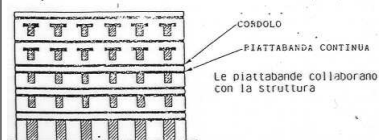
I puntoni resistenti si possono attivare in tutti i pannelli murari

15/57

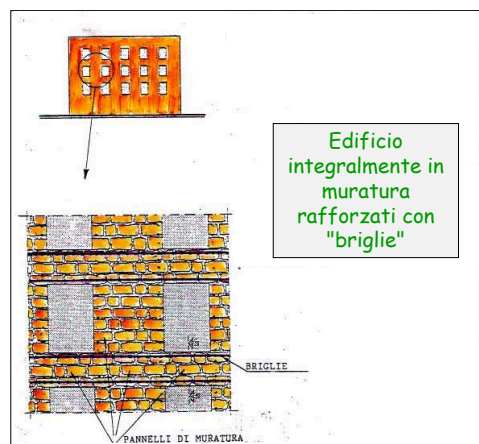
La parete muraria di un edificio moderno



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



Edificio integralmente in muratura rafforzato con "briglie"

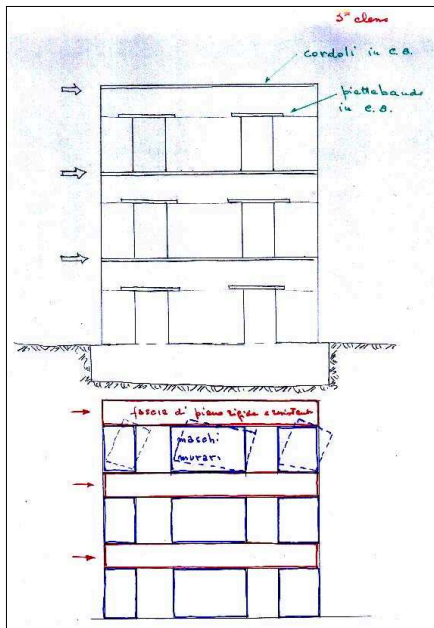
16/57

Edificio della II classe rinforzato con briglie, poco danneggiato dal sisma del 1980



I profilati d'acciaio disposti in facciata dopo il terremoto del 1930 hanno sicuramente contribuito al buon comportamento sismico dell'edificio, che non ha subito danni irreversibili.

17/57



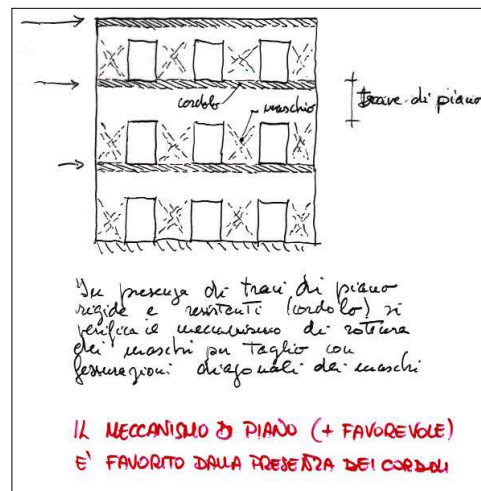
La funzione dei cordoli e delle piattabande

La rigidità 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

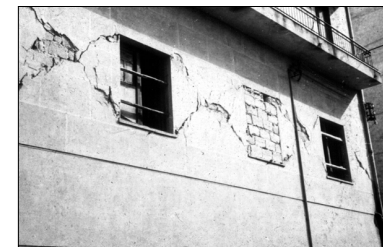
Se la fascia è molto rigida e resistente si può arrivare al meccanismo di piano

18/57

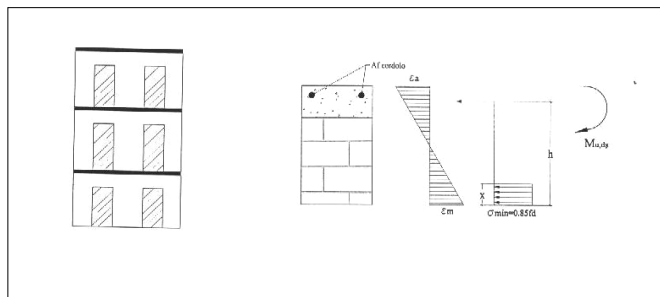
Il meccanismo di piano



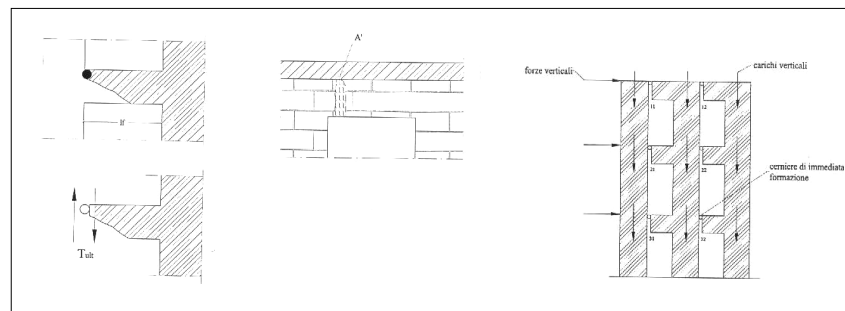
La rottura a taglio dei maschi murari



19/57

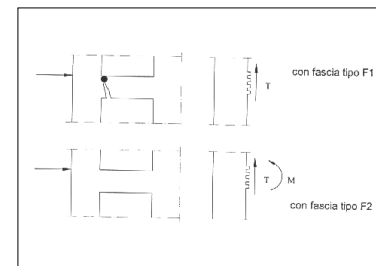
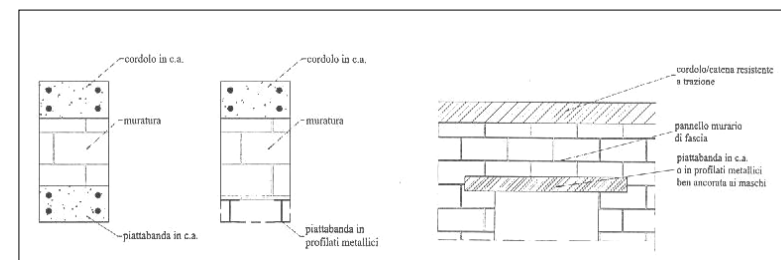


Le pareti con cordoli di piano e piattabande inefficienti



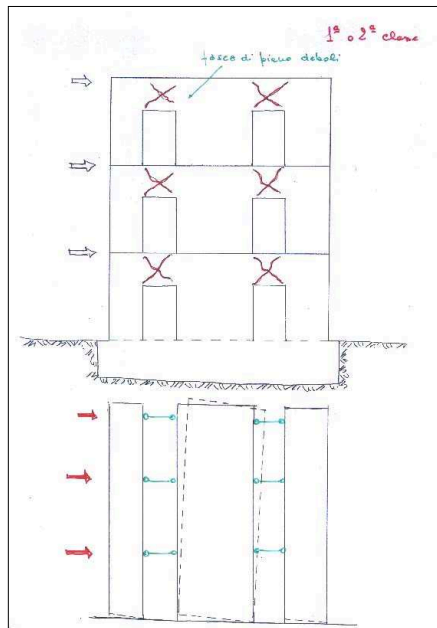
20/57

La fascia di piano con cordoli di piano e piattabande efficienti



Peggior comportamento della fascia con piattabande inefficienti

21/57



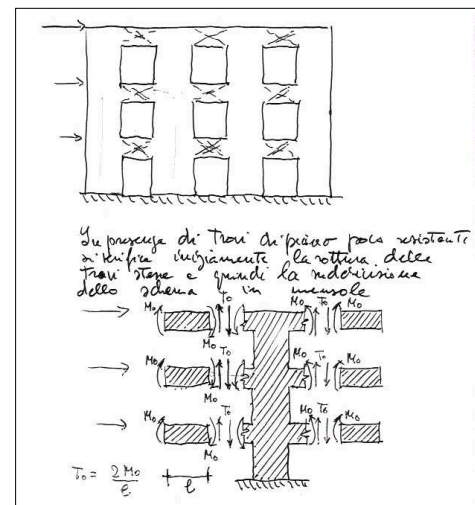
La rottura delle fasce di piano determina uno schema resistente molto più vulnerabile

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

22/57

Il meccanismo di trave

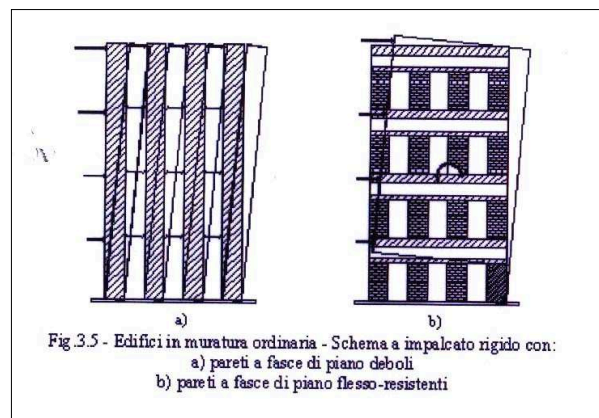


La rottura a taglio e flessione delle fasce di piano



23/57

La funzione delle "fasce di piano"



24/57

Terremoto dell'Aquila del 2009



Il crollo rovinoso per ribaltamento dei muri di facciata della Prefettura, favorito dallo scarso ammassamento e dall'azione della copertura

25/57

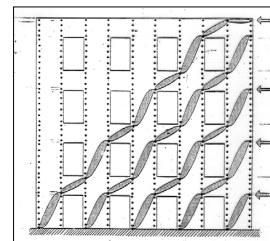


Edificio della I classe in apparenti buone condizioni

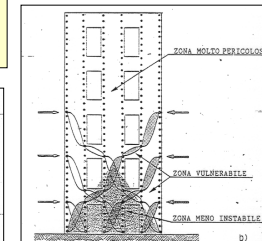
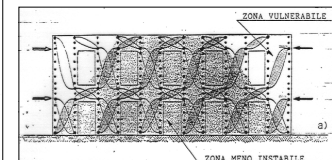


La scadente qualità della muratura di pietrame, caotica e mal legata, non ha consentito un comportamento monolitico dei muri

Edifici della I e II classe: comportamento nel piano delle pareti (prive di elementi orizzontali tenso-resistenti)



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



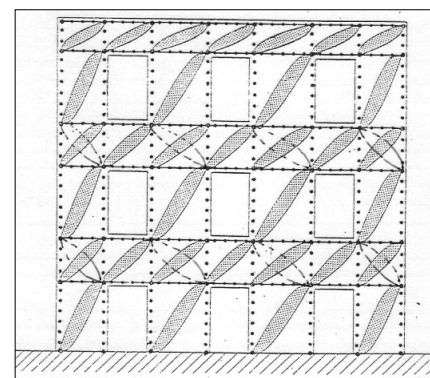
Terremoto dell'Aquila del 2009



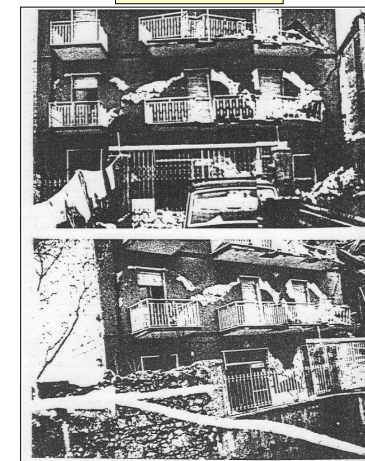
In città non abbiamo rilevato nessun caso evidente di crollo parziale delle pareti (nelle zone alte triangolari) riconducibile al comportamento nel piano

Edifici della III classe: comportamento nel piano delle pareti (dotate di elementi orizzontali tenso-resistenti)

I puntoni resistenti si possono attivare in tutti i pannelli murari



Irpinia 1980



Edifici della III classe a L'Aquila - 1



Quasi nessun edificio della III classe è crollato !!

30/57

Edifici della III classe a L'Aquila - 2



Quasi nessun edificio della III classe è crollato !!

31/57

Edifici della III classe a L'Aquila - 3



Quasi nessun edificio della III classe è crollato !!

32/57

Edifici della III classe a L'Aquila - 4



Un edificio della III classe crollato (forse l'unico!!)

33/57

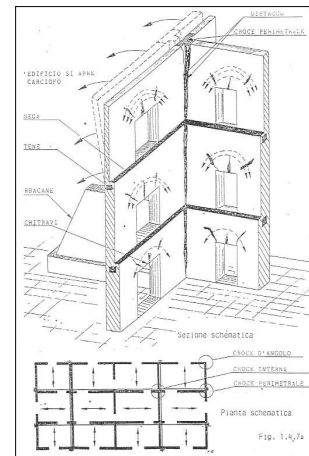
Edificio della III classe crollato



Era un vero edificio della III classe ?

34/57

Edifici della I e II classe: gli interventi del passato



Provvisori: contrafforti o barbacani
Definitivi: catene scorrevoli

Le catene collegano le pareti di facciata con quelle trasversali:

- contrastano i distacchi e le rotture delle croci di muro impedendo l'attivazione di meccanismi fuori piano
- consentono l'attivazione del comportamento della parete nel proprio piano
- incrementano la resistenza delle pareti nel proprio piano

Il comportamento sismico degli edifici antichi "migliorati" è eccezionalmente più efficiente di quelli originari

35/57

Al centro dell'Aquila pochi altri crolli (in genere parziali) per comportamento fuori piano delle pareti



Muratura con cordoli di piano e pilastri d'angolo in c.a. La debole armatura e la mancanza di ancoraggio non impediscono il crolla fuori piano favorito dalla tipologia della copertura

36/57



Il crolla parziale delle pareti dell'ultimo piano è stato causato dal collasso totale del tetto



Le catene ai piani hanno contrastato il ribaltamento globale delle pareti

37/57



Crollo parziale della parte superiore della parete per mancanza di efficace collegamento alla copertura, favorito forse da effetti spingenti del tetto

La presenza di catene ha evitato il ribaltamento globale

La cattiva qualità della muratura impedisce il comportamento monolitico della parete



38/57

Collassi parziali fuori piano per situazioni particolari

Il crollo locale fuori piano è dovuto dall'azione orizzontale concentrata di una trave in legno del solaio di sottotetto



Il buon collegamento con la copertura e la presenza di catene hanno evitato il ribaltamento globale della parete

39/57

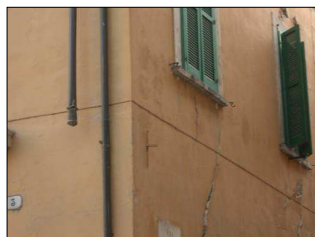
Crollo parziale di facciata di un ampliamento dell'ultimo piano: le nuove murature non sono state ben collegate alle altre né alla copertura, priva di solaio di sottotetto in quella zona



Nel resto dell'edificio il solaio di sottotetto è in c.a.



Le catene in ferro (originarie) agli altri piani hanno impedito il ribaltamento e attivato il comportamento nel piano



40/57

Aggregati edilizi con cortine murarie continue

Limitati crolli locali nelle zone superiori delle pareti murarie, causati dall'azione fuori piano dei tetti di legno.



Gli scenari di crollo abituali per gli aggregati edilizi dei centri storici



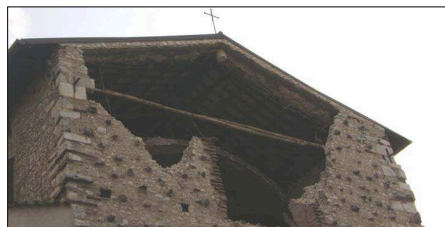
Sono sempre presenti numerose catene a tutti i piani

41/57

I comportamenti fuori piano sono invece tipici e molto frequenti nelle chiese



Rotazioni rigide delle facciate per rottura delle croci di muro



Crolli parziale delle facciate per inefficace collegamento alle coperture ed alle volte

Il ribaltamento totale è a volte impedito dalle catene disposte nei muri ortogonali

42/57

Una nuova classe di edifici (in chiave sismica):
Edifici della I e II classe "migliorati"

Gli edifici "migliorati" hanno mostrato quasi sempre ottime prestazioni con danni limitati

Le antiche catene di ferro sono diffuse lungo tutta la facciata



Si segnalano solo piccole lesioni diagonali sulle fasce di piano

La tipologia dei capochiave delle catene indica il diverso periodo della messa in opera



Non è visibile alcun danno significativo sulle pareti esterne

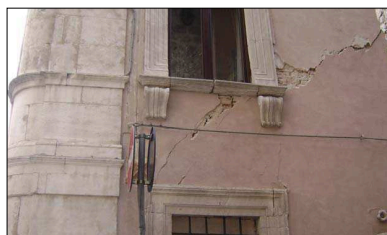
43/57

Edifici della I e II classe "migliorati"

Le prestazioni sismiche sono correlate al comportamento delle pareti nel proprio piano



Le catene a tutti i livelli in corrispondenza dei muri ortogonali hanno impedito i crolli fuori piano



Le lesioni diagonali nei maschi murari e nelle fasce di piano dimostrano l'impegno della parete nel proprio piano

44/57

Edifici della I e II classe "migliorati"

L'epoca di costruzione non ha influenzato il buon comportamento sismico, che dipende dalla tipologia strutturale



45/57

Edifici della I e II classe "migliorati"

Le pareti murarie sono state spesso sollecitate fin quasi ai limiti della loro resistenza nel piano



Nonostante il notevole danneggiamento non si sono verificati quasi mai crolli (globali o parziali) o attivati comportamenti fuori piano

46/57

Edifici della I e II classe "migliorati"

Le catene ai piani consentono l'impegno statico delle fasce di piano



Le fasce sono fortemente sollecitate con formazione di puntoni diagonali



Nelle pareti murarie si può attivare il comportamento "a telaio"



47/57

Le eccezioni: crolli globali di edifici "migliorati" (o peggiorati?)



Solaio in c.a.



Catene



Catena



Solaio in c.a.

In entrambi i casi ci sono stati interventi moderni (forse inappropriati) con realizzazione di pesanti coperture in c.a.

48/57

Gli aspetti critici: la muratura



- pietrame non squadrato con ciottoli arrotondati;
- disposizione caotica senza filari regolari e senza collegamenti trasversali;
- malta povera di calce quasi priva di capacità legante



- Qualità bassa della muratura:**
- non consente il comportamento monolitico dei muri (per le azioni fuori piano)
 - ridotta resistenza a taglio dei pannelli murari (per le azioni nel piano)
 - notevole danneggiamento
 - recupero molto difficile

La listatura in mattoni pieni, quando presente, migliora la situazione

49/57

Gli aspetti critici: le voltine di mattoni in foglio

Le voltine in singolo strato di mattoni pieni sono state aggiunte in rifacimenti ottocenteschi, in genere come controsoffittature ma a volte come orizzontamenti portanti, anche ai piani alti



Presentano ottima resistenza ai carichi verticali, ma lo spessore sottile le rende troppo sensibili a spostamenti dei muri anche molto piccoli

In presenza di leggeri "allentamenti" dei muri, sono crollate quasi ovunque in modo rovinoso, causando molte delle vittime del centro storico, anche in presenza di un buon comportamento globale dell'edificio

50/57

Gli aspetti critici: le coperture e i solai

I solai in ferro di tipologia anomala, con "voltine" in mattoni sottili disposti in piano, non possono sopportare neanche piccoli "allentamenti" delle pareti e crollano con facilità



I tetti in legno, incapaci di sopportare le scosse sussultorie e/o di tipologia spingente, sono spesso crollati, causando vittime e danni alle pareti fuori piano



51/57

Gli aspetti critici: piattabande e cornicioni

Le piattabande ad arco con grosse parti riportate sono risultate molto vulnerabili producendo pericolosi crolli locali



La tipologia costruttiva dei cornicioni, con mattoni pieni disposti in piano semplicemente "incollati", è del tutto inadatta in situazioni sismiche



52/57

CONCLUSIONI (1)

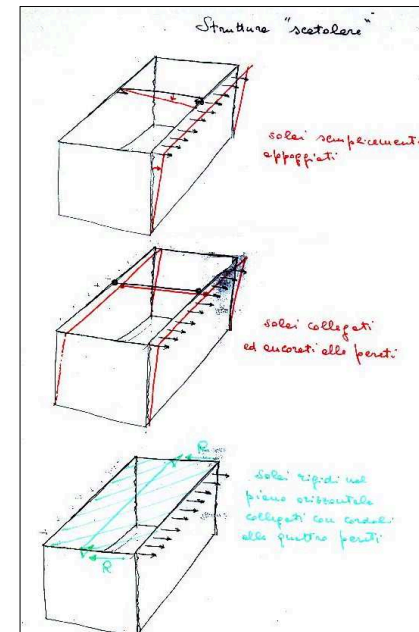
1. Lo scenario di danno per gli edifici in muratura dopo un terremoto è in genere caratterizzato da crolli degli edifici della I o della II classe o di costruzioni pesantemente manomesse da interventi moderni
2. Si è praticamente sempre verificato che gli edifici della III classe non sono interessati da crolli
3. Contrariamente a quanto successo nei terremoti del passato (Messina, Irpinia, Friuli...) al centro della città di L'Aquila si sono verificati solo pochi crolli globali di edifici non incatenati
4. Gli edifici dotati di catene (I e II classe "migliorati") mostrano comportamenti simili agli edifici più moderni, impegnando le pareti nel proprio piano, con prestazioni sicuramente accettabili e senza ribaltamenti fuori piano o collassi globali

53/57

CONCLUSIONI (2)

5. Il notevole danneggiamento, che a volte è mostrato dalle pareti murarie, dipende in genere dalle tipologie inadeguate delle murature, che rendono anche problematico il recupero
6. La tipologia degli orizzontamenti, portanti e non, e di altri elementi costruttivi, molto sensibili anche a piccoli spostamenti orizzontali, può vanificare le buone prestazioni delle scatole murarie, causando numerosi crolli all'interno degli edifici
7. L'insieme degli interventi da attuare sugli edifici esistenti vulnerabili deve essere teso a trasformarli da edifici antichi (I e II classe) ad edifici aventi comportamento simile a quelli moderni (III classe)

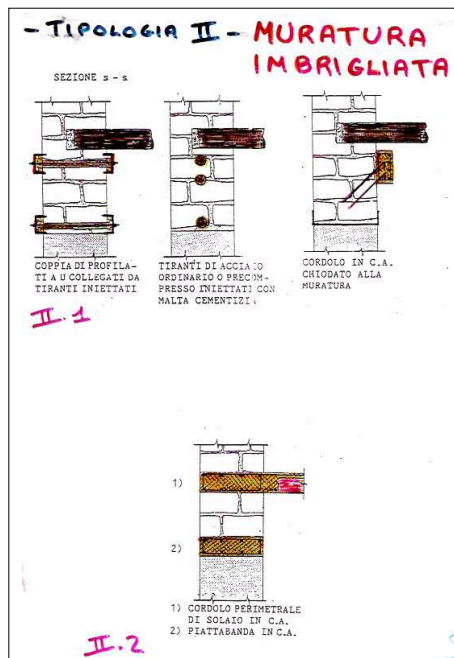
54/57



La strategia di recupero

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

55/57



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

56/57

Ma gli edifici della III classe non si devono "trasformare" in edifici della I e II classe migliorati !!!



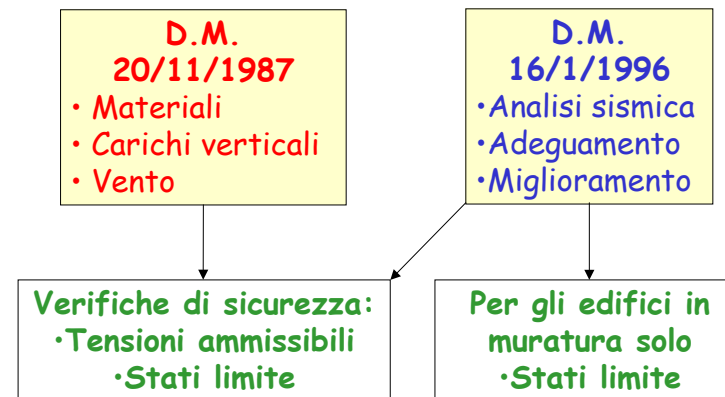
57/57

VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Parte 3: LE PRESCRIZIONI GENERALI DELLE NORME ATTUALI



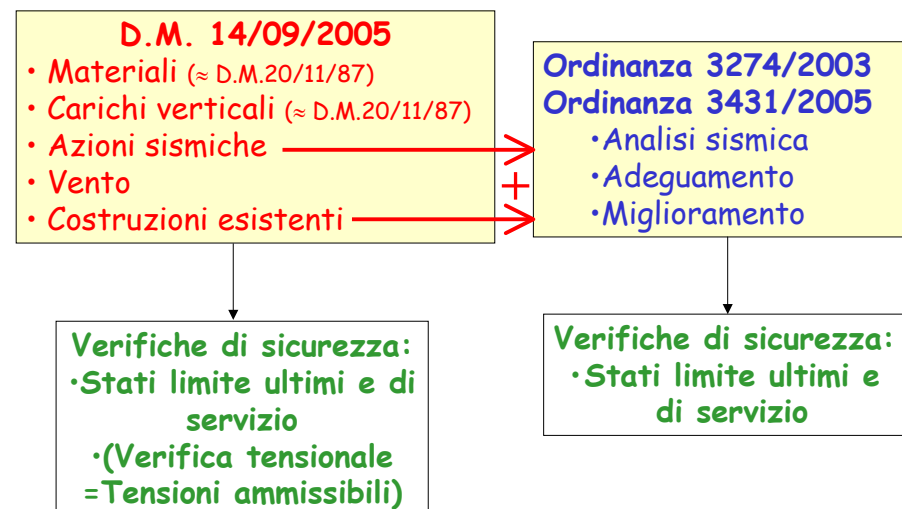
La normativa di riferimento prima del 2003



La normativa di riferimento dopo il maggio del 2003



La normativa di riferimento dopo il settembre del 2005



La normativa di riferimento dopo il febbraio del 2008

D.M. 14/01/2008 - N.T.C.

- Materiali (cap. 11.10 ≈ D.M.20/11/87)
- Carichi verticali (cap. 4.5.6 ≈ D.M.20/11/87 - verifiche fuori piano)
- Vento (? - mancano le verifiche per azioni orizzontali non sismiche)
- Azioni sismiche (nuovi spettri e accelerazioni)
- Costruzioni esistenti

Verifiche di sicurezza:

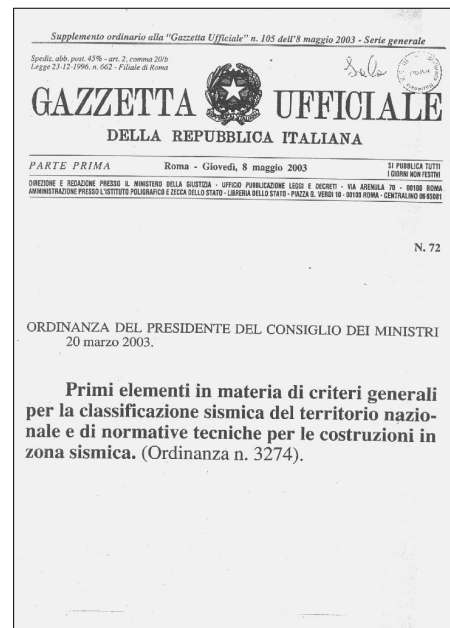
- Stati limite ultimi e di servizio
- Tensioni ammissibili (solo edifici semplici)

- Analisi sismica
- Adeguamento
- Miglioramento
- Intervento locale

E' riproposta l'OPCM 3274-3431 con piccole variazioni e qualche eliminazione. Da solo non è sufficiente (soprattutto per edifici esistenti)

- **ORDINANZA:** non è più richiamata
- **ISTRUZIONI:** Circolare 619 del 02/02/09

5/24



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

Elementi innovativi:

- Estensione delle zone sismiche
- Esclusione delle "tensioni ammissibili"
- Recepimento dei criteri della norma Europea (EC8)

Confermati nelle N.T.C. 08

6/24

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; intelaio controventato.
7	Edifici con struttura mista in acciaio e calcestruzzo	a telaio, a telaio con controventi concentrici; a telaio con controventi eccentrici; a mensola; intelaio 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	

Confermati nelle N.T.C. 08

7/24

I REQUISITI GEOMETRICI GLOBALI (1/2)

ALTEZZA MASSIMA DEI NUOVI EDIFICI (par.7.2.2)

Per le tipologie strutturali: costruzioni di legno e di muratura non armata che non accedono alle riserve anelastiche delle strutture, ricadenti in zona 1 è fissata una altezza massima pari a due piani dal piano di campagna, ovvero dal ciglio della strada. Il solaio di copertura del secondo piano non può essere calpestio di volume abitabile.

Per le altre zone l'altezza massima degli edifici deve essere opportunamente limitata, in funzione delle loro capacità deformative e dissipative e della classificazione sismica del territorio.

Per le altre tipologie strutturali (cemento armato, acciaio, etc) l'altezza massima è determinata unicamente dalle capacità resistenti e deformative della struttura.

Max 2 piani in zona 1

Limitata (?) nelle altre zone

**Nelle N.T.C. le ZONE SISMICHE non esistono più
Occorre riferirsi all'OPCM o al D.M.'96 ???**

Le altezze massime previste dalla OPCM 3274/3431

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			
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 in zona 2

8/24

I REQUISITI GEOMETRICI GLOBALI (2/2)

DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE (par.7.2.2)

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo *SZV*, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare); in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g S / 0.5g \leq 1$. Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in 1/100 dell'altezza della costruzione moltiplicata per $a_g S / 0.5g$.

Distanza minima:
1/100 H

Fattore correttivo:
($a_g S / 0.5g$)
 ≤ 1

Per le costruzioni nuove è sempre obbligatorio il calcolo degli spostamenti orizzontali per verificare l'adeguatezza della distanza

Il valore 1/100 H x ($a_g S / 0.5g$) vale solo come stima dello spostamento orizzontale per le costruzioni esistenti

LIMITI DI ALTEZZA PER LA LARGHEZZA STRADALE (par.7.2.2)

I regolamenti e le norme di attuazione degli strumenti urbanistici possono introdurre limitazioni all'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale.

Per ciascun fronte dell'edificio verso strada, i regolamenti e le norme definiranno la distanza minima tra la proiezione in pianta del fronte stesso ed il ciglio opposto della strada. Si intende per strada l'area di uso pubblico aperta alla circolazione dei pedoni e dei veicoli, nonché lo spazio inedificabile non cintato aperto alla circolazione pedonale.

E' UN PROBLEMA URBANISTICO

9/24

I CRITERI DI PROGETTO SISMICO

par. 7.8.1.4
par. 7.8.1.8
par. 7.8.2.1

- a) Pianta quanto più possibile compatta e simmetrica rispetto ai due assi ortogonali
b) Interpiano max 5 m

Generali

- c) Fondazioni in c.a. continue senza interruzioni
d) Piano cantinato o seminterrato con pareti in c.a.

Fondazioni

- e) Pareti strutturali continue in elevazione fino alla fondazione
f) Nessuna parete in falso
g) Aperture nelle pareti allineate in verticale

Pareti

- h) Solai ben collegati ai muri con adeguato comportamento a diaframma per ripartire le azioni orizzontali tra le pareti strutturali

- i) Strutture degli impalcati non spingenti
l) Coperture non spingenti
m) Eventuali spinte orizzontali assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali

Impalcati

24

I LIMITI DIMENSIONALI PER I MURI

par. 4.5.4 e par. 7.8.1.4

Muro resistente alle azioni orizzontali solo se: $I > 0.3 H_i$

I = lunghezza del muro
 H_i = altezza interpiano
 h' = altezza massima delle aperture adiacenti

PARETI RESISTENTI AL SISMA (par.7.8.1.4)

Tipologie costruttive	t_{min}	$(\lambda = h_p/t)_{max}$	$(l/h')_{min}$
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 siti ricadenti in zona 3 e 4	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti ricadenti in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti ricadenti in zona 4	150 mm	20	0,3

Muratura ordinaria realizzata con pietra listata

400 mm

Muratura ordinaria realizzata con pietra non squadrata

500 mm

Solo in zona 4

Maschi murari non troppo snelli (in dir. Trasversale)
e non troppo piccoli (in dir. Longitudinale) rispetto all'altezza delle aperture

11/24

LE REGOLE DI DETTAGLIO

par. 7.8.5.1

I CORDOLI

- continui a tutti i piani in corrispondenza dei solai
- h_{min} = altezza del solaio; b_{min} = larghezza del muro (-max 6 cm)
- $Af_{min} = 8 \text{ cm}^2$ $\phi_{staffe_{min}} = 6 \text{ mm}$ $\Delta_{staffe_{min}} = 25 \text{ cm}$

TRAVETTI PREFABBRICATI o TRAVI METALLICHE

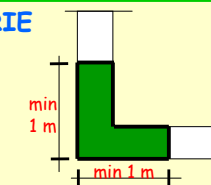
- L_{min} travi nel cordolo = $\frac{1}{2} b_{cordolo} \geq 12 \text{ cm}$
- idoneo ancoraggio delle travi nel cordolo

PIATTABANDE SULLE APERTURE

- resistenti a flessione (travi in acciaio o in c.a.)
- efficacemente ammortate alle murature d'ambito (min. 60 cm)

INCROCI D'ANGOLO DI PARETI MURARIE

- lunghezza pareti negli angoli prima di un vano $\geq 1,0 \text{ m}$ (compreso lo spessore del muro)



12/24

PRESCRIZIONI PER I MATERIALI

par. 7.8.1.1

Le costruzioni in muratura devono essere realizzate nel rispetto di quanto contenuto nelle presenti Norme Tecniche ai §§ 4.5 e 11.10.

In particolare ai predetti paragrafi 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.

Il presente paragrafo divide le strutture di muratura in due tipi fondamentali: muratura ordinaria e muratura armata. Al riguardo si precisa che, per quanto attiene all'acciaio d'armatura, vale tutto quanto specificato dalle presenti Norme Tecniche relativamente alle costruzioni in calcestruzzo armato.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del "metodo semiprobabilistico agli stati limite" salvo quanto previsto al § 2.7 e al § 7.8.1.9.

Il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è pari a 2.

Si richiamano i par. 4.5 e 11.10

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

Per i soli carichi verticali (incrementati)
 $\gamma_m = 2-3$
(par. 4.5.6.1)

13/24

PRESCRIZIONI PER I MATERIALI

par. 7.8.1.2

I valori minimi di resistenza accettabili per gli elementi e la malta in zona sismica

Gli elementi da utilizzare per costruzioni in muratura portante debbono essere tali da evitare rotture eccessivamente fragili. A tal fine gli elementi debbono possedere i requisiti indicati nel § 4.5.2 con le seguenti ulteriori indicazioni:

- percentuale volumetrica degli eventuali vuoti non superiore al 45% del volume totale del blocco;
- eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (f_{bk}), calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 5 MPa;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante ossia nel piano di sviluppo della parete (f_{bk}), calcolata nello stesso modo, non inferiore a 1,5 MPa.

La malta di allettamento per la muratura ordinaria deve avere resistenza media non inferiore a 5 MPa e i giunti verticali debbono essere riempiti con malta. L'utilizzo di materiali o tipologie murarie aventi caratteristiche diverse rispetto a quanto sopra specificato deve essere autorizzato preventivamente dal Servizio Tecnico Centrale, su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Sono ammesse murature realizzate con elementi artificiali o elementi in pietra squadrata.

È consentito utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata solo nei siti ricadenti in zona 4.

Max foratura 45%

Non vale per le pietre naturali

Zona 4 ???

14/24

I metodi di calcolo consentiti dalla OPCM, confermati dalla N.T.C (per la verifica sismica delle pareti nel proprio piano)

1) **Analisi statica lineare** → $q = 2,0 \alpha_u / \alpha_1$ (regolare in elev.)
 $\alpha_u / \alpha_1 = 1,8$ (>=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.)
 $\alpha_u / \alpha_1 = 1,8$ (>=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)

15/24

Le prescrizioni dell'Ordinanza per i fattori di struttura (riduzione delle forze sismiche) da utilizzare nel caso di analisi lineari - Confermate dalla N.T.C 2008

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 $2,0\alpha_u/\alpha_1$ 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.

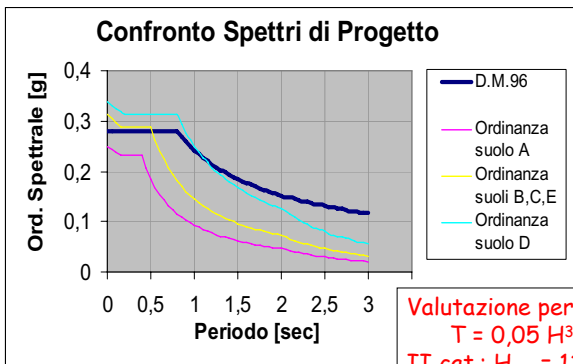
Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati per la valutazione di α_u/α_1 i seguenti valori:

- 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 $\alpha_u / \alpha_1 = 1,5$??

16/24

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



COEFFICIENTI SISMICI

DM 96:
 $\beta \times 0,07 = 4 \times 0,07 = 0,28$
 Ordinanza:
 $2,5 \times 0,25 \times 1,25 / 2,7 = 0,289$

suolo tipo B fatt. di strut.
 $q = 1,5 \times 1,8 = 2,7$

Valutazione periodo:
 $T = 0,05 H^{3/4}$
 II cat.: $H_{max} = 11 \text{ m}$
 $T_{max} = 0,3 \text{ sec}$

q può essere maggiore
 fino a $q = 2 \times 1,8 = 3,6$
 per edifici a più piani
 regolari in altezza

VALUTAZIONE DEI PESI SISMICI:

D.M. 96 $W = G_k + 0,33Q_k$
 Ordinanza $W = G_k + 0,15Q_k$
 N.T.C. 2008 $W = G_k + 0,30Q_k$

RIDUZIONE DEL TAGLIANTE ALLA BASE PER ANALISI STATICA:

D.M. 96 nessuna riduzione
 Ordinanza 0,85 (ed. regolari in altezza)

L'EDIFICIO SEMPLICE

par. 4.5.6.4

- le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità;
- nessuna altezza interpiano sia superiore a 3,5;
- il numero di piani non sia superiore a 3 (entro e fuori terra) per costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata;
- la planimetria dell'edificio sia inscritta in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3;
- la snellezza della muratura, secondo l'espressione (4.5.1), non sia in nessun caso superiore a 12;
- il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m².

par. 7.8.1.9 - solo in zona 2, 3, 4

- Edifici regolari in pianta ed in elevazione (v. par. 7.2.2)

Le condizioni integrative richieste alle costruzioni semplici sono:

- 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 della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tab. 7.8.II. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non inferiore al 75 % della dimensione della costruzione 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 costruzioni in muratura armata;

È implicitamente inteso che per le costruzioni semplici il numero di piani non può essere superiore a 3 per le costruzioni in muratura ordinaria e a 4 per costruzioni in muratura armata.

18/24

L'EDIFICIO SEMPLICE

par. 4.5.6.4 e par. 7.8.1.9

- Edificio non troppo alto con interpiani di altezza limitata
 3 piani al massimo $H_{i,max} = 3,5 \text{ m}$
- Edificio regolare in pianta (quasi simmetrica e non troppo allungata)
 pianta inscritta in un rettangolo di lati a e b con $a/b \geq 1/3$
- Edificio regolare in altezza
 pareti verticali continue dalla fondazione alla sommità
- Pareti verticali (almeno 2) in entrambe le direzioni non troppo corte nè troppo lontane nè troppo vicine
 $L_{pareti}(\text{esclusi i vuoti}) > 50\% L_{edificio}$ $d_{max} = 7 \text{ m}$ $d_{min} = 75\% L_{ort.edificio}$
- Setti murari non troppo snelli trasversalmente
 snellezza muri $h/t \leq 10-12$
- Area delle pareti non troppo ridotta in entrambe le direzioni ortogonali
 $A_x \geq 3,5 - 7\% A_{tot}$ $A_y \geq 3,5 - 7\% A_{tot}$ [f (zona sismica e n.piani)]

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

19/24

La verifica semplificata per l'edificio "semplice" (1/2)

Tensioni ammissibili

Non applicabile in zona 1 (? !)

Tabella 7.8.III - Area pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per costruzioni semplici.

Tipo di struttura	Numero piani	Accelerazione di picco del terreno $a_g S$									
		$\leq 0,07 \text{ g}$	$\leq 0,1 \text{ g}$	$\leq 0,15 \text{ g}$	$\leq 0,20 \text{ g}$	$\leq 0,25 \text{ g}$	$\leq 0,30 \text{ g}$	$\leq 0,35 \text{ g}$	$\leq 0,40 \text{ g}$	$\leq 0,45 \text{ g}$	$\leq 0,4725 \text{ g}$
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 di Classe d'uso III e IV (v. § 2.4.2)

Deve inoltre risultare, per ogni piano:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_M}$$

$$\sigma \leq f_k / 8$$

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

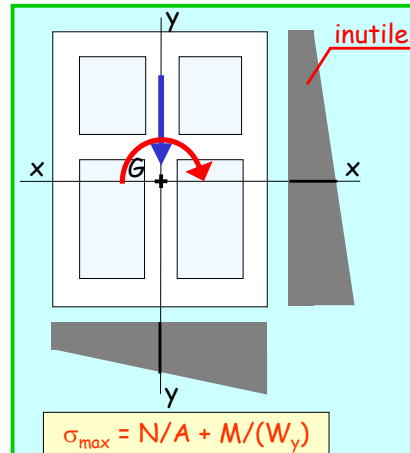
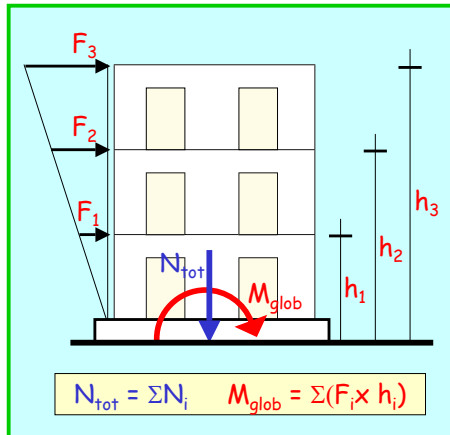
in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma_G = \gamma_Q = 1$), A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano e f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura.

20/24

La verifica semplificata per l'edificio "semplice" (2/2)

La verifica delle fondazioni

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.



21/24

8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;
- interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme;
- riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Gli interventi di adeguamento e miglioramento devono essere sottoposti a collaudo statico.

Per i beni di interesse culturale in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi dell'art. 29 del D. lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

8.4.1 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

È fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:

- sopraelevare la costruzione;
- ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;
- apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Una variazione dell'altezza dell'edificio, per la realizzazione di cordoli sismotattili, sempre che resti invariato il numero di piani, non è considerata sopraelevazione o ampliamento, ai sensi dei punti a) e b). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano le condizioni di cui ai precedenti punti c) o d).

8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

È possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate al paragrafo 8.4.1.

Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

8.4.3 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

In generale, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interverranno porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e documentate che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

EDIFICI ESISTENTI - RECUPERO - N.T.C. 2008

Vengono confermati
i due differenti
livelli di intervento

- 1) Adeguamento sismico
- 2) Miglioramento sismico

Si aggiunge un
ulteriore livello

- 3) Riparazione o intervento locale

22/24

LA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO OPCM 3431 e Istruzioni N.T.C. - Edifici esistenti

Riguarda i seguenti aspetti:

- 1) - Geometria: {
- morfologia (forma e dimensioni)
 - quadro fessurativo
 - quadro deformativo

- 2) - I dettagli costruttivi: {
- tipologia della muratura
 - qualità dei collegamenti
 - esistenza ed efficienza di specifici elementi strutturali
 - presenza di elementi vulnerabili

- 3) - Le proprietà dei materiali

23/24

I LIVELLI DI CONOSCENZA

Il livello di conoscenza influenza: :

- il coefficiente (fattore di confidenza FC) che riduce il valore medio della resistenza determinata
- il modo in cui si determina la resistenza sulla base delle prove svolte e della tabella di norma (11.D.1.-OPCM; C.8.B.1-Istr. N.T.C.)

LC1 : Conoscenza LIMITATA **FC = 1.35**
 Geometria: RILIEVO strutturale completo
 Dettagli costruttivi: Verifiche in situ LIMITATE
 Proprietà dei materiali: Indagini in situ LIMITATE

LC2 : Conoscenza ADEGUATA **FC = 1.20**
 Geometria: RILIEVO strutturale completo
 Dettagli costruttivi: Verifiche in situ ESTESE ed ESAUSTIVE
 Proprietà dei materiali: Indagini in situ ESTESE

LC3 : Conoscenza ACCURATA **FC = 1.00**
 Geometria: RILIEVO strutturale completo
 Dettagli costruttivi: Verifiche in situ ESTESE ed ESAUSTIVE
 Proprietà dei materiali: Indagini in situ ESAUSTIVE

24/24

VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Parte 4a: I DISSESTI TIPICI DEGLI EDIFICI IN MURATURA



Prof. Ing. Bruno Calderoni - D.I.ST. – Università di Napoli Federico II

1/44

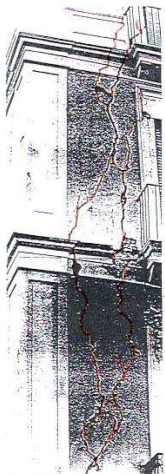
I DISSESTI NEGLI EDIFICI IN MURATURA

- **DISSESTI DI NATURA FISIOLOGICA:**
 dipendono dalla **tipologia della costruzione**,
 cioè dalla concezione e dalle modalità di
 costruzione dell'edificio.
- **DISSESTI DI NATURA PATOLOGICA:**
 - a) derivanti dalla **trasformazione dei dis-**
sesti fisiologici a causa di:
 - scarsa qualità dei materiali
 - insufficienza intrinseca della costru-
 zione
 - degrado connesso all'invecchiamento
 - b) causati da **eventi esterni accidentali**
 (o eccezionali) oppure da **interventi**
umani
 - c) causati da **eventi sismici**

2/44

Il dissesto da **SCHIACCIAMENTO**

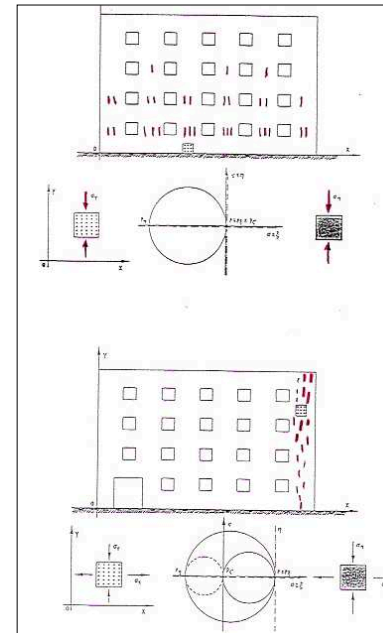
Lo schiacciamento di un muro



Lo schiacciamento alla base di un maschio murario



3/44



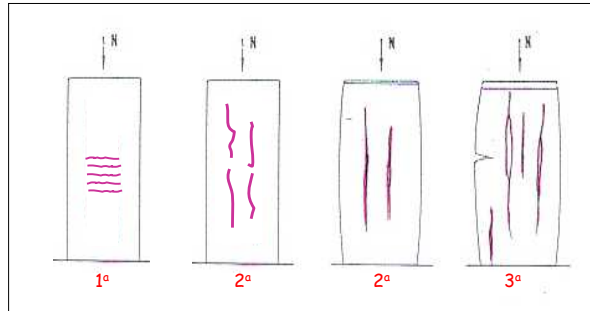
Nei fenomeni di
schiacciamento le lesioni
 si sviluppano in direzione
 prevalentemente
 verticale, parallela alle
 tensioni di compressione

La presenza di tensioni di
 trazione in orizzontale non
 modifica sostanzialmente
 la direzione delle lesioni

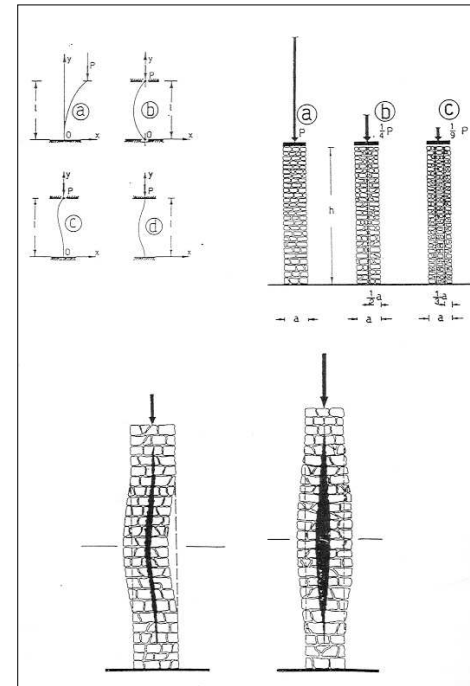
4/44

Lo schiacciamento, una volta innescato, è un fenomeno evolutivo molto pericoloso, caratterizzato da varie fasi

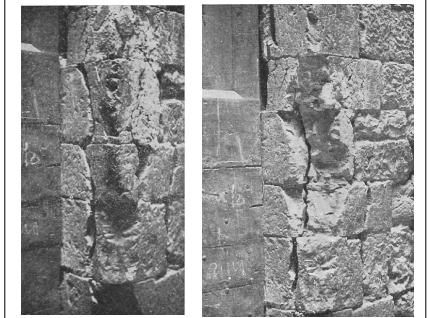
- 1^a fase: piccole increspature nell'intonaco con lesioni orizzontali dovute alla rottura della malta dei giunti
- 2^a fase: per la successiva rottura delle pietre che vanno in contatto tra loro nascono lesioni diffuse verticali a rami corti, che via via si intensificano e si uniscono
- 3^a fase: le lesioni si unificano in fratture di maggiore estensione che suddividono l'elemento murario (in direzione sia longitudinale che trasversale) in più elementi sottili separati tra loro e quindi di inerzia minore (fase molto pericolosa)



5/44



Lo schiacciamento porta al crollo per instabilità delle strisce di muratura che si sono separate tra loro con espulsione progressiva di materiale



6/44

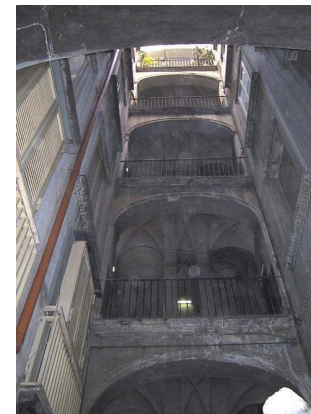
Le cause dello SCHIACCIAMENTO

- A - insufficienza o riduzione della sezione resistente (errore di costruzione, allargamento o apertura di nuovi vani, eliminazione di pareti, creazione di nicchie)
- B - aumento dei carichi (sopraelevazioni, soppalchi, cambio di destinazioni d'uso, modifiche dello schema strutturale)
- C - diminuzione delle capacità di resistenza del materiale (degrado della malta per vetustà, vibrazioni, agenti atmosferici etc; separazione dei paramenti murari per insufficienza delle connessioni o per rottura di esse)
- D - incremento delle sollecitazioni dovute ad eventi imprevisti o eccezionali (cedimenti fondali, sisma etc.)

7/44

Lo schiacciamento di pilastri o colonne in muratura è più grave di quello dei muri continui (non c'è collaborazione delle parti non ancora interessate dal dissesto)

Il dissesto di un pilastro di una scala



8/44

Il fenomeno di schiacciamento in un pilastro evolve in tempi molto rapidi

Fase iniziale



1 settimana dopo



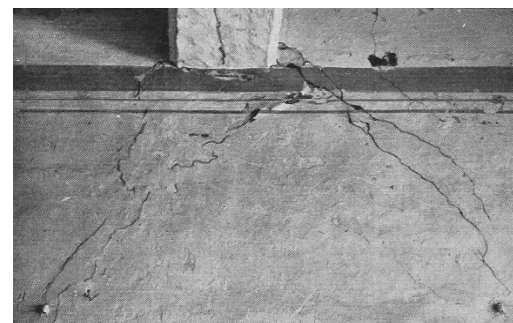
2 settimane dopo



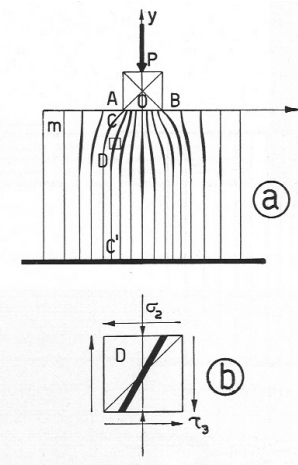
9/44

Lo schiacciamento localizzato per carichi concentrati

Le lesioni sub verticali che si dipartono dalle travi dei solai sono di schiacciamento (fenomeno locale di solito stabile)



Manca l'elemento di ripartizione del carico sotto la trave (cuscino in mattoni pieni)



10/44

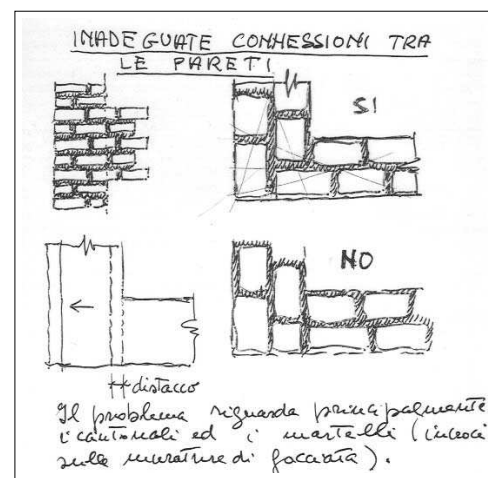
Dissesti dovuti a
SCARSO CONCATENAMENTO MURARIO

Lesioni a prevalente andamento verticale in
corrispondenza degli angoli e delle croci di muro



11/44

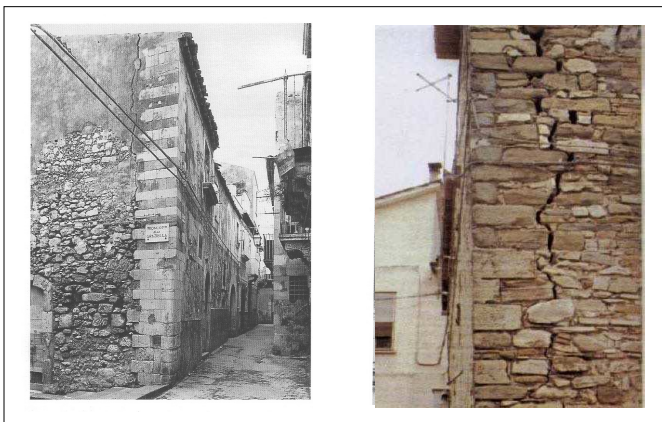
Le cause che favoriscono le
DISCONNESSIONI



- A - inadeguata tessitura della muratura negli incroci e negli angoli
- B - differenze di carichi verticali sulle pareti che si incrociano
- C - variazioni termiche
- D - effetti degradativi delle vibrazioni da traffico
- D - spinte delle arcotravi delle pareti ortogonali etc.

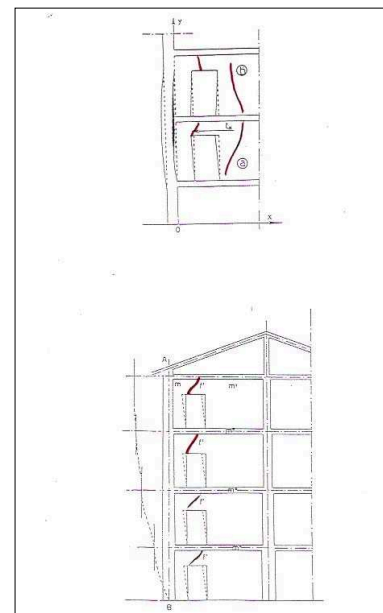
12/44

Le pareti di facciata tendono a separarsi da quelle interne ad esse trasversali, con rottura delle croci di muro e rotazioni rigide verso l'esterno



L'ampiezza delle lesioni aumenta dal basso verso l'alto (lungo l'altezza dell'edificio)

13/44



La distribuzione delle aperture nella parete ortogonale, o altro indebolimento, può favorire la formazione delle lesioni anche al di là della croce di muro

14/44

Anche parte del muro ortogonale viene interessato dal distacco e trascinato nella rotazione verso l'esterno



La muratura al di sopra della piattabanda è particolarmente vulnerabile costituendo la sezione più debole del muro ortogonale



15/44

Nei solai orditi parallelamente alla facciata, si evidenziano anche fessurazioni, nella direzione delle travi, da trascinamento o da caduta di spinta



I solai a voltine di laterizio contrastano sulle travi e quindi sulla parete di facciata

Le lesioni longitudinali possono provocare cadute di intonaco o crollo delle voltine o delle spaccatelle di tufo

16/44

Le discontinuità costruttive favoriscono i distacchi

Ripresa di parete muraria senza ammorsatura



Ripresa di parete muraria con insufficiente ammorsatura

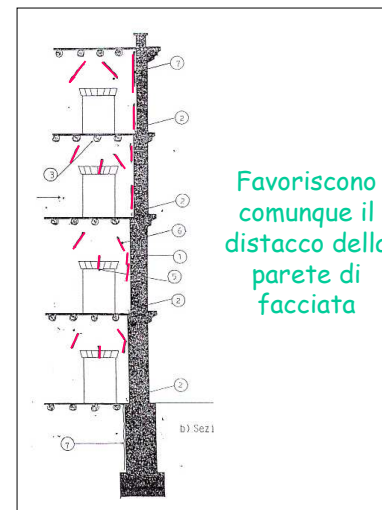
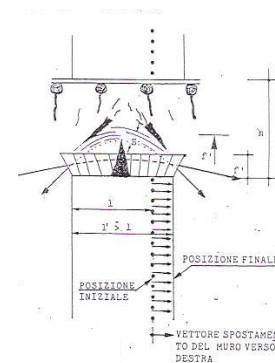


17/44

I DISSESTI LEGATI ALLE SPINTE

Le lesioni inclinate sulle piattabande ad arco delle aperture

Sono lesioni di tipo fisiologico che tendono a stabilizzarsi

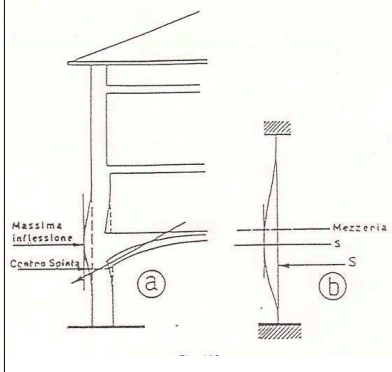


Favoriscono comunque il distacco della parete di facciata

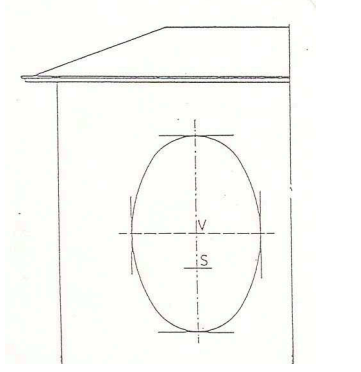
18/44

Gli spancamenti delle pareti di facciata per effetto della spinta di archi e volte

La massima inflessione si ha al disopra del centro di spinta



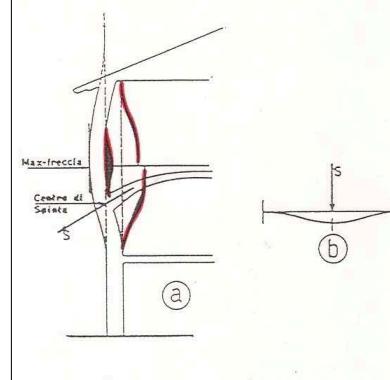
La zona di parete deformata è corrispondente ad una ellisse



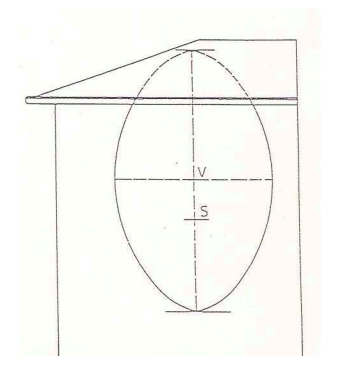
19/44

Il caso di scarsa solidarietà tra parete di facciata e muri ortogonali

Il muro di facciata si distacca da quello interno



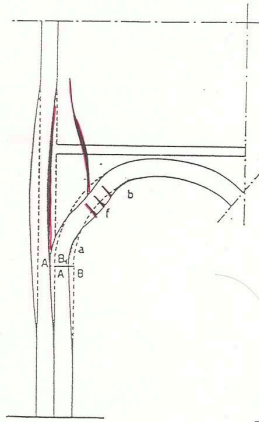
La zona di parete interessata dallo spancimento è più ampia



20/44

Le lesioni di distacco tra la struttura interna e la parete di facciata

Al distacco si associa spesso una depressione della volta



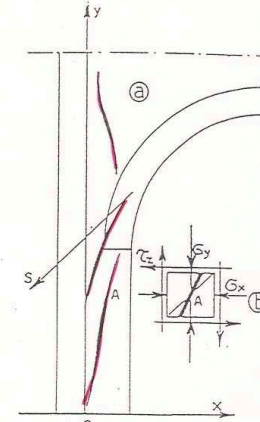
La lesione di distacco sopra le reni dell'arco



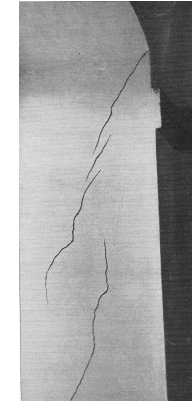
21/44

I dissesti, meno gravi, dovuti alle spinte di archi e volte agenti nel piano della parete muraria

La spinta è fronteggiata da una massa muraria maggiore



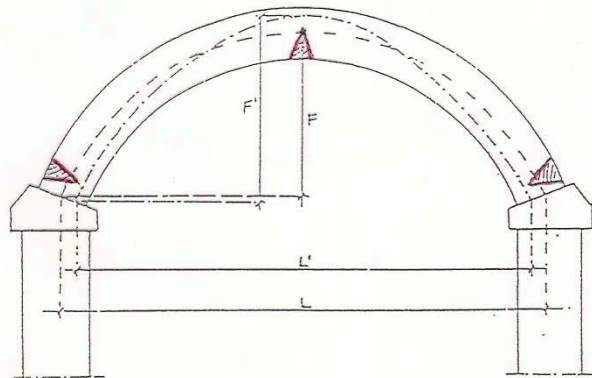
Le lesioni sono da schiacciamento inclinate come la risultante di spinta e peso



22/44

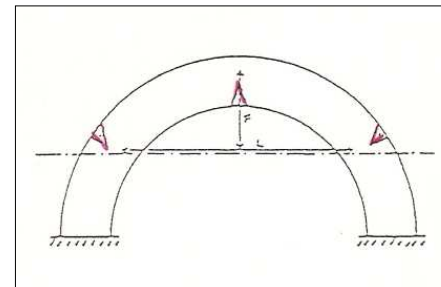
I DISSESTI TIPICI DI ARCHI E VOLTE

Le lesioni in chiave (inferiore) e alle reni (superiori)

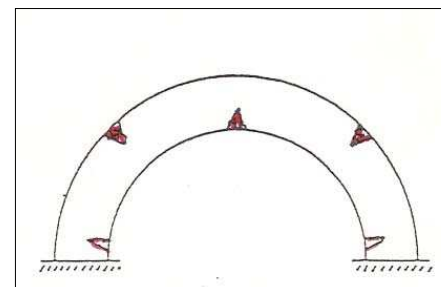


Queste lesioni sono (di norma) di tipo fisiologico: l'arco si configura in modo che il flusso delle tensioni segua il percorso più vantaggioso per resistere al meglio ai carichi esterni, aumentando la freccia

23/44



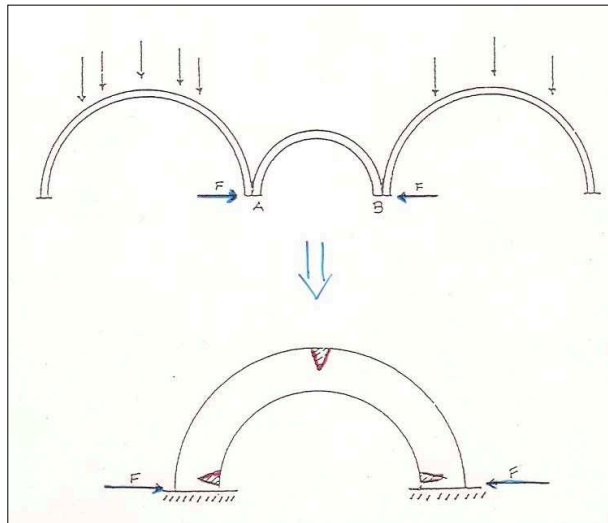
Nell'arco a tutto sesto le lesioni superiori non si verificano alle imposte ma comunque alle reni



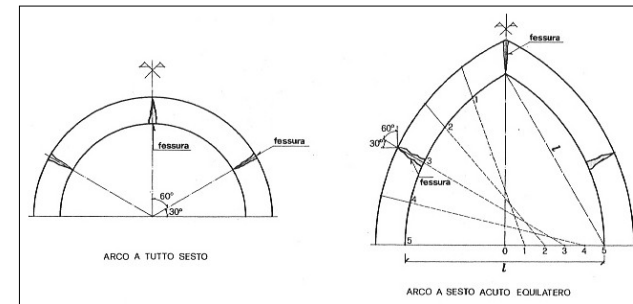
La formazione di altre cerniere rappresenta una situazione di incipiente collasso

24/44

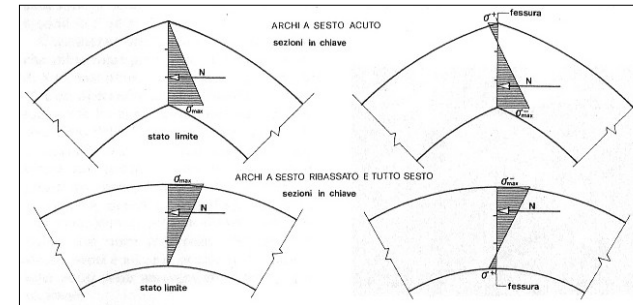
In situazioni particolari si possono avere lesioni in posizione invertita



25/44

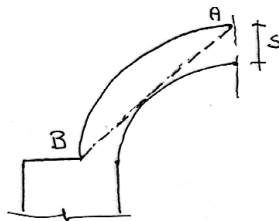


Anche nell'arco a sesto acuto le lesioni si manifestano in posizione invertita

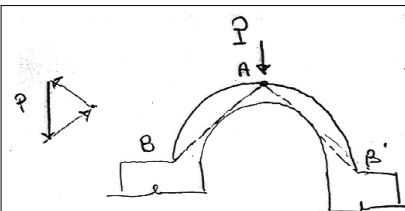


26/44

Il concetto strutturale dell'arco nella storia delle costruzioni



Le antiche regole dell'Arte: assegnata la curva di intradosso, lo spessore (s) dell'arco deve essere tale che la congiungente A-B sia contenuta in tale spessore

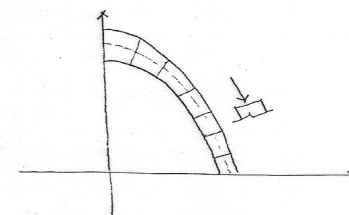


Ciò equivale a considerare la curva delle pressioni rettilinea, come se il carico totale P venisse equilibrato dai puntoni AB e AB'

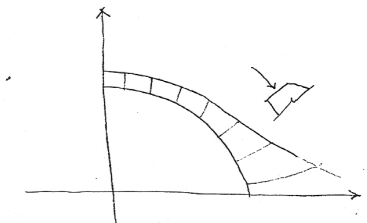
27/44

Il contributo di De La Hire (1695)

L'ipotesi di conci "lisci": la curva delle pressioni deve essere ortogonale e centrata sulla faccia di ogni concio



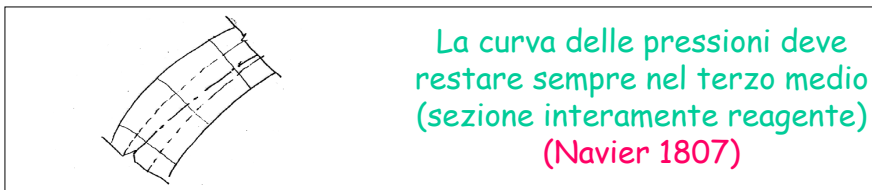
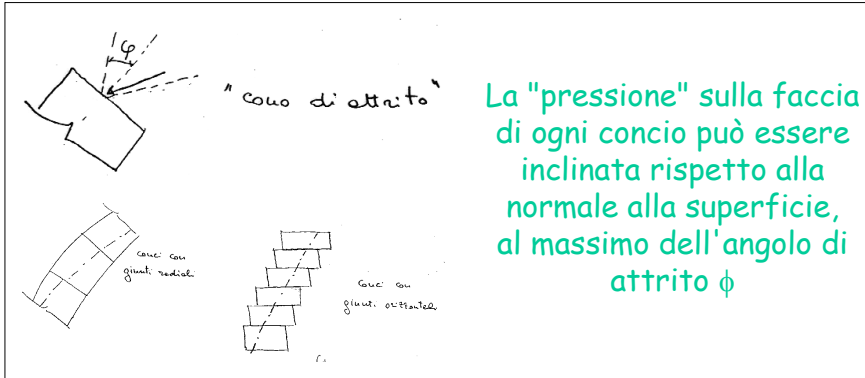
Per l'arco a sagoma parabolica (all'intradosso) lo spessore deve decrescere dalla chiave all'imposta



Per l'arco a sagoma ellittica (all'intradosso) lo spessore deve crescere dalla chiave all'imposta

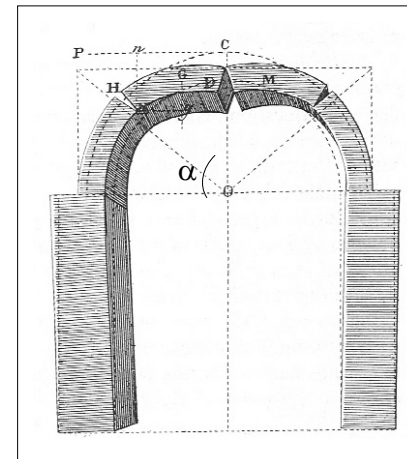
28/44

La teoria dei conci "scabri" di Coulomb (1773)



29/44

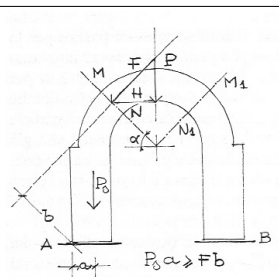
Il meccanismo di collasso dell'arco



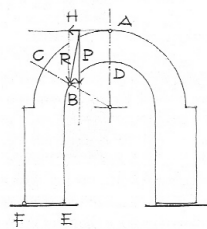
La posizione dei "giunti di rottura" (in chiave e alle reni) corrisponde alle sezioni riconosciute sperimentalmente come le più pericolose (De La Hire - Belidor $\alpha=45^\circ$)

30/44

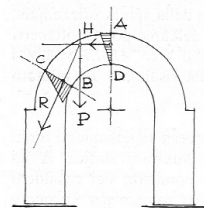
La ricerca della spinta per la verifica dell'arco



La forza F trasmessa dalla zona centrale è centrata ed ortogonale alla sezione del giunto di rottura MN. Quindi si può ricavare la spinta H (De La Hire)



La spinta H si fa passare per A. La risultante R deve passare per il punto B. La sezione CB si trova per tentativi massimizzando la spinta (Coulomb)

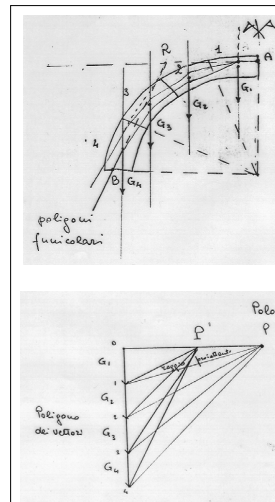


La spinta H passa per il terzo medio di AD. La risultante R deve passare per il terzo medio di CB. Si verifica la resistenza del materiale (Navier-Mery)

31/44

Il procedimento grafico di Mery (1840)

La curva delle pressioni si determina come poligono funicolare delle successive risultanti delle forze



Esistono ∞^3 poligoni funicolari che connettono un sistema piano di vettori (polo P e direzione del primo lato arbitrari)

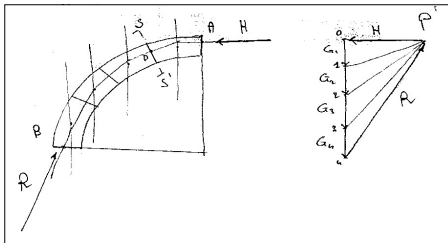
Per l'arco si impone il passaggio per A (in chiave) e B (all'imposta) nonché il primo lato orizzontale (spinta in chiave orizzontale)

La procedura operativa:

- si divide l'arco in conci di peso G_i ;
- si traccia il poligono dei vettori G_i e, scelto un polo P arbitrario sull'orizzontale per O, si ottiene un poligono che non passa per B;
- si prolunga l'ultimo lato sul primo (punto R);
- la congiungente R-B rappresenta l'ultimo lato del vero poligono e consente di trovare il polo P'

Il significato statico del poligono funicolare

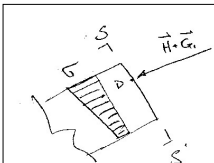
I vettori H ed R chiudono il poligono delle forze e quindi assicurano l'equilibrio globale dell'arco



H è lo sforzo di compressione in chiave, cioè la "spinta" dell'arco

R è l'azione globale sulla spalla.
 R_V = peso di mezzo arco
 R_0 = spinta dell'arco H

Il poligono funicolare per A e B è una delle possibili "curve delle pressioni" e consente di verificare l'arco

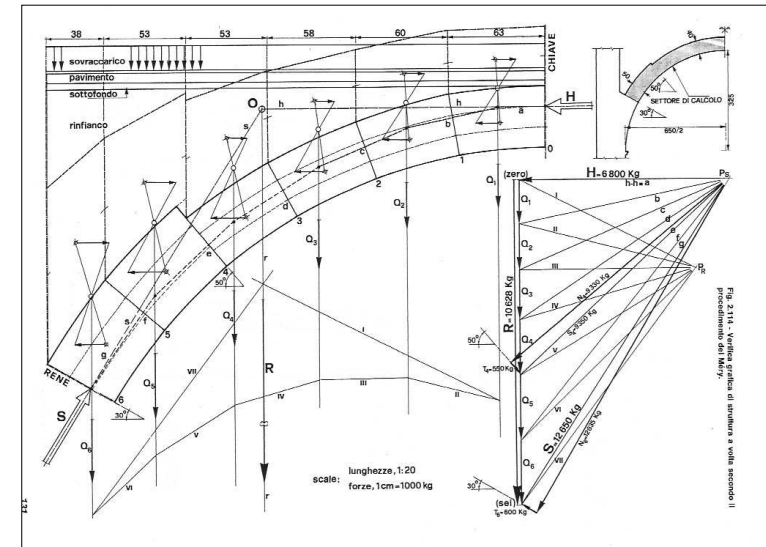


La curva deve essere contenuta nel terzo medio di tutte le sezioni e le tensioni di compressione devono essere inferiori alla resistenza del materiale

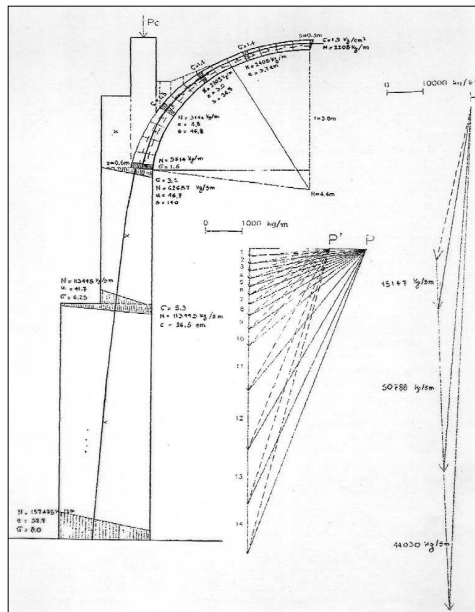
Es.: nella sezione S-S' agisce la risultante di H e G_1 , parallela a P'-1 e passante per il punto D

33/44

La verifica di un arco



34/44



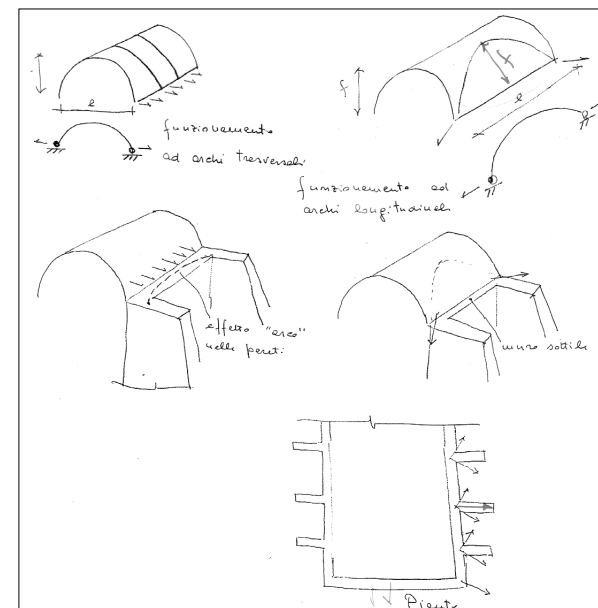
Con la determinazione della curva delle pressioni si può effettuare la verifica statica di macroelementi murari

Se la curva delle pressioni è ovunque interna alla sezione trasversale è assicurato l'equilibrio

Occorre poi svolgere le verifiche di resistenza sulle tensioni di compressione

35/44

Dall'arco alla volta: la volta cilindrica a botte

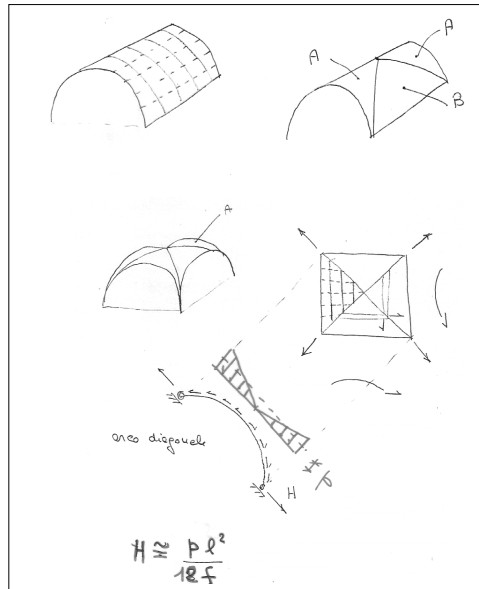


Il funzionamento principale è ad archi trasversali

Esiste anche un funzionamento secondario ad archi longitudinali

36/44

Dall'arco alla volta: la volta a crociera

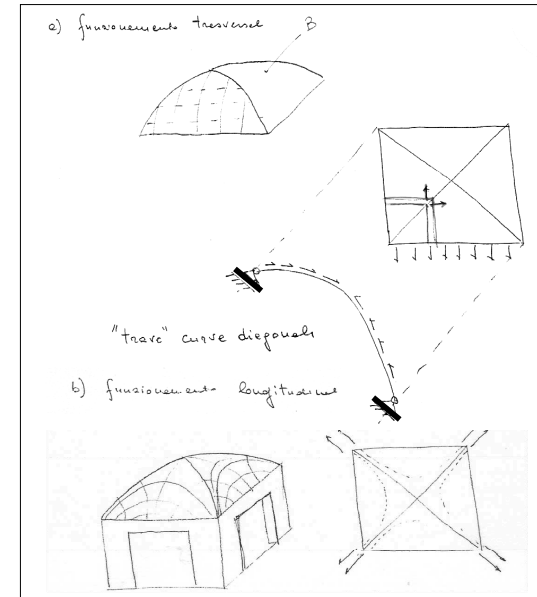


E' formata da quattro "unghie" (A) di una volta a botte

Il funzionamento è ad archi piani di luce variabile sostenuti da due archi diagonali

37/44

Dall'arco alla volta: la volta a padiglione



E' formata da quattro "spicchi" (B) di una volta a botte

Il funzionamento trasversale è a semi-archi sostenuti da "travi" curve diagonali

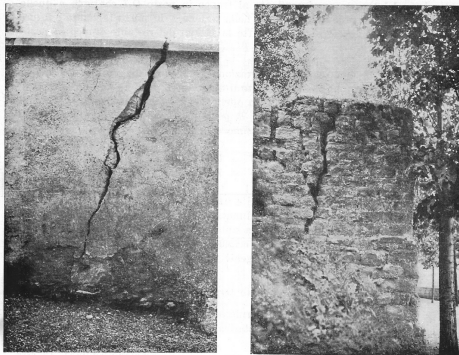
Esiste anche un funzionamento secondario ad archi longitudinali

38/44

DISSESTI CAUSATI DA CEDIMENTI IN FONDAZIONE

Gli abbassamenti differenziali del terreno provocano lesioni da distacco e/o rotazione nei muri

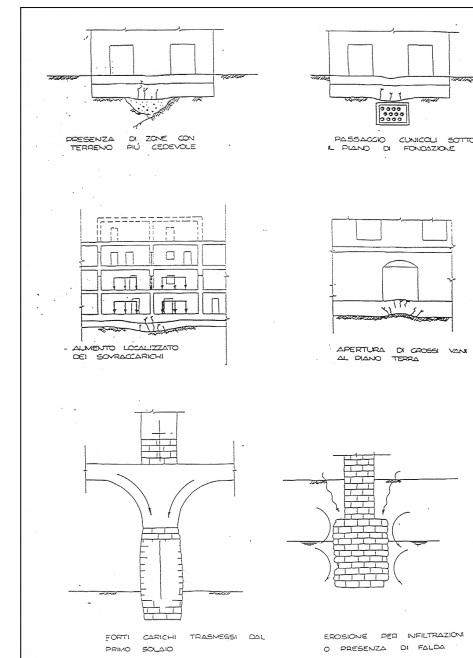
Traslazione verticale e rotazione di estremità in muri senza aperture



Cedimento d'angolo in pareti con tiranti



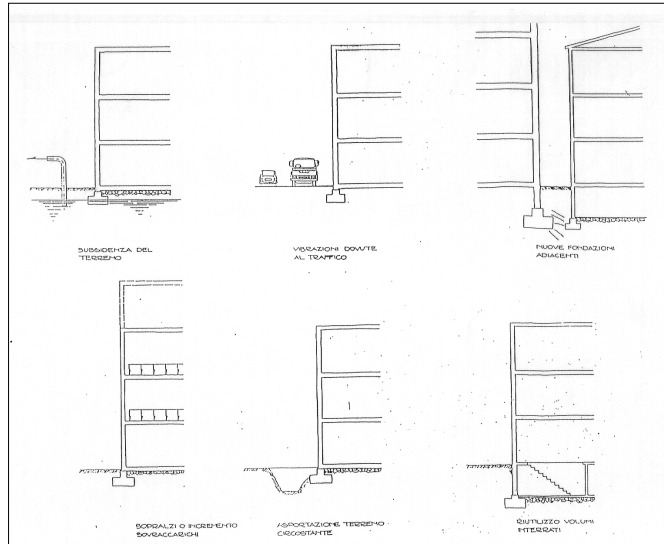
39/44



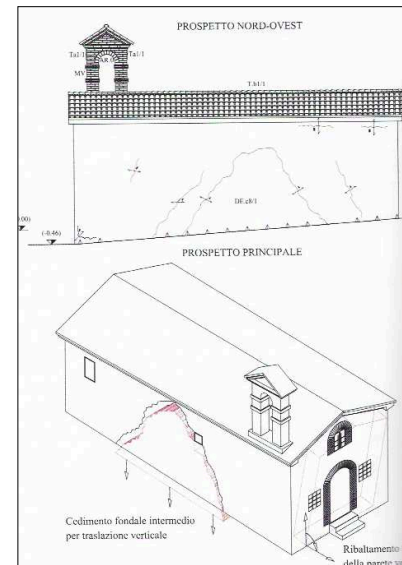
LE CAUSE DEI CEDIMENTI FONDALI

40/44

ALTRE CAUSE DI CEDIMENTI FONDALI

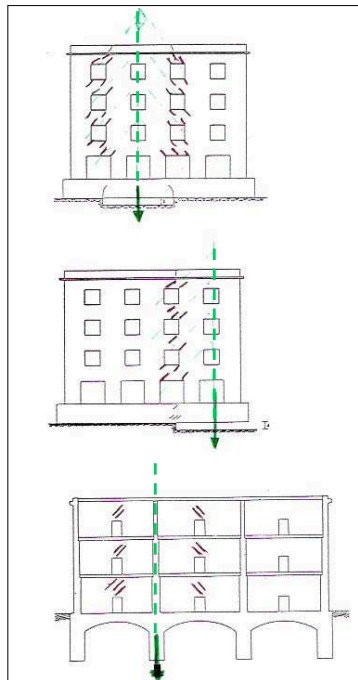


41/44



A seguito del cedimento alla base si forma un arco di scarico nella parete muraria piena, alla ricerca di una nuova possibile configurazione di equilibrio

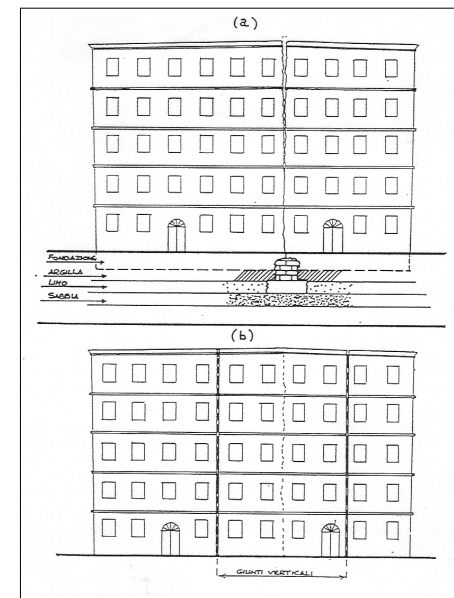
42/44



Nelle pareti con aperture il cedimento fondale produce in genere lesioni inclinate da taglio soprattutto nelle fasce di piano (elementi più deboli)

Seguendo la direzione delle lesioni si individua l'epicentro del cedimento

43/44



Differenze di deformabilità del terreno possono causare distacchi con lesioni verticali lungo tutta l'altezza dell'edificio

44/44

VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Parte 4b: I DANNI SISMICI NEGLI EDIFICI IN MURATURA

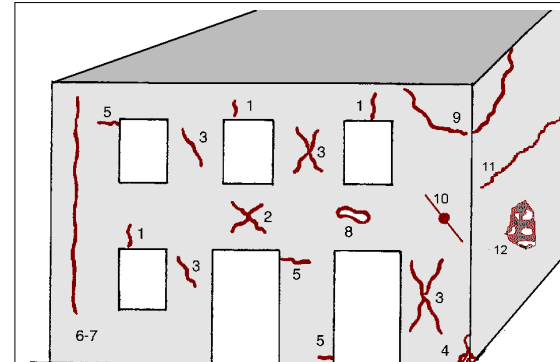


Prof. Ing. Bruno Calderoni - D.I.ST. – Università di Napoli Federico II

1/26

La catalogazione dei dissesti sismici

MEDEA - Zuccaro-Papa
Dip.Prot.Civ.



Schema di riferimento per le lesioni alle murature

- 1: Lesioni ad andamento pressoché verticale sulle architravi di aperture
- 2: lesioni ad andamento diagonale nelle fasce di piano (parapetti di finestre, architravi)
- 3: lesioni ad andamento diagonale in elementi verticali (maschi murari)
- 4: schiacciamento locale della muratura con o senza espulsione di materiale
- 5: lesioni ad andamento pressoché orizzontale in testa e/o al piede di maschi murari
- 6: lesioni ad andamento pressoché verticale in corrispondenza di incroci fra muri
- 7: come 6 ma passanti
- 8: espulsione di materiale in corrispondenza degli appoggi di travi dovuta a martellamento;
- 9: formazione di cuneo dislocato in corrispondenza della intersezione fra due pareti ad angolo
- 10: rottura di catene o sfilamento dell'ancoraggio
- 11: lesioni ad andamento orizzontale in corrispondenza dei solai o del sottotetto
- 12: distacco di uno dei paramenti di un muro a doppio paramento

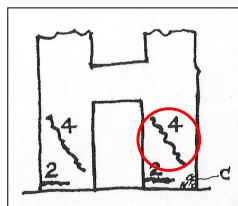
2/26

Le lesioni diagonali nei maschi murari

Comportamento della parete nel proprio piano



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC



Superamento della resistenza a taglio connessa alla formazione di puntoni diagonali, che si oppongono all'azione sismica grazie alla presenza di sforzo normale

3/26

Le lesioni diagonali nei maschi murari dell'ultimo piano

Comportamento della parete nel proprio piano



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC



I limitati carichi verticali agenti all'ultimo livello e la riduzione di spessore favoriscono a volte le rotture a taglio per trazione nei maschi murari dei piani alti

4/26

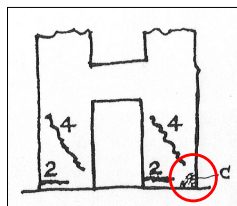
Lesioni verticali da schiacciamento nei maschi murari

Comportamento della parete nel proprio piano



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

Rottura a pressoflessione dei maschi murari per compressione. Si verifica meno frequentemente di quella a taglio, soprattutto in elementi snelli e/o soggetti ad elevati sforzi normali (o resi tali dall'effetto ribaltante del sisma)



5/26

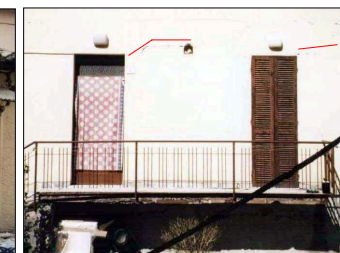
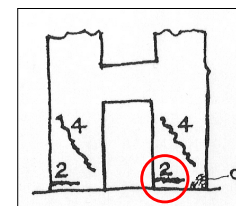
Le lesioni orizzontali da pressoflessione nei maschi murari

Comportamento della parete nel proprio piano



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

Rottura a pressoflessione dei maschi murari per trazione. Si verifica meno frequentemente di quella a taglio, soprattutto in elementi snelli e/o soggetti a limitati sforzi normali (o resi tali dall'effetto ribaltante del sisma)



6/26

Le lesioni diagonali nei cantonali con espulsione di muratura



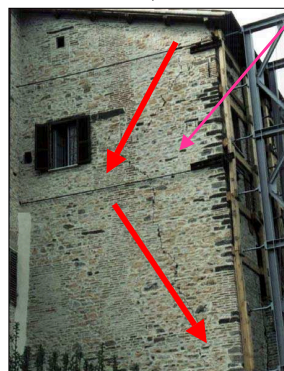
da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

Comportamento della parete fuori del piano e nel proprio piano

Rottura ad arco



Mancanza di efficaci collegamenti trasversali e di elementi orizzontali resistenti a trazione che possano "contenere" le componenti orizzontali dei puntoni diagonali



7/26

Le lesioni diagonali nello spigolo superiore

Comportamento della parete fuori del piano e nel proprio piano



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC



La parte triangolare alta della parete è molto vulnerabile in mancanza di efficaci tiranti orizzontali. L'eventuale azione spingente del tetto favorisce l'espulsione del cuneo murario

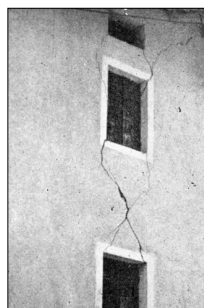
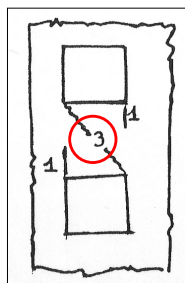
8/26

Le lesioni diagonali nelle fasce di piano



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

Comportamento della parete
nel proprio piano



Rottura a taglio delle fasce di piano. Tale resistenza è in genere molto bassa in assenza di catene o cordoli, perché correlata alla resistenza a trazione della muratura

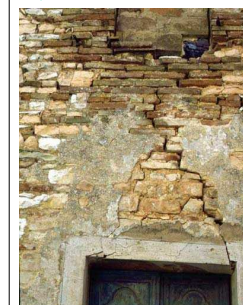
Le lesioni diagonali nelle fasce di piano

La tipologia della muratura e la morfologia della fascia influenzano la forma e l'andamento delle lesioni. Si evidenzia sempre il tentativo di formazione dei puntoni inclinati

La presenza di una piattabanda in acciaio è evidenziata dalla maggiore inclinazione del puntone



La cornice in pietra è stata lesionata dal puntone inclinato



La sagoma dell'arco "accompagna" il flusso delle compressioni



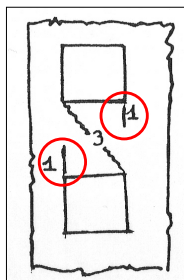
Lesioni verticali nelle fasce di piano



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

Comportamento della parete nel proprio piano

Rottura a flessione dei trasversi. Si verifica nelle zone tese per mancanza di elementi orizzontali resistenti a trazione e si può estendere all'intera altezza della fascia soprattutto se esse sono di minore spessore



11/26

Lesioni diagonali che interessano l'intera facciata



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

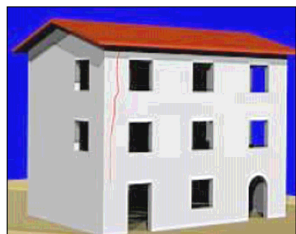
Comportamento della parete nel proprio piano

Le lesioni camminano dalla sommità fino a terra sviluppandosi sia nei maschi che nelle fasce. La mancanza di cordoli o tiranti esclude dal meccanismo resistente gli angoli alti della pareti



12/26

Le lesioni di distacco nelle croci di muro



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

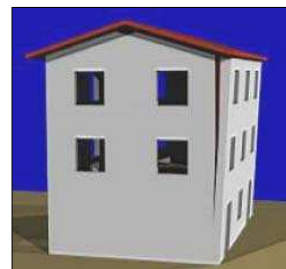
Comportamento della parete fuori dal piano

Il sisma ortogonale alla parete tende a ribaltare la facciata, sollecitando a trazione le croci di muro che la uniscono a quelle ortogonali. E' sintomo di mancanza di efficaci collegamenti con gli impalcati

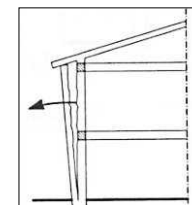


13/26

Le lesioni di distacco nelle croci di muro: fuori piombo delle pareti di facciata



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

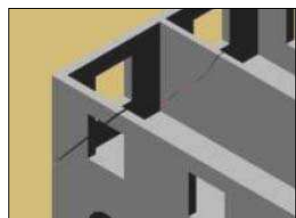


La rotazione della parete intorno alla base produce lesioni che si allargano andando dal basso verso l'alto. Se il muro non crolla può evidenziare significative perdite di verticalità (fuori piombo). E' favorito dalla presenza di volte o altre strutture spingenti in sommità

Può dipendere anche da errori costruttivi e/o da cedimenti fondali

14/26

Le lesioni diagonali nei muri di spina in corrispondenza degli angoli



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

Comportamento della parete nel proprio piano e fuori del piano



Il muro di facciata trascina con sé, nella rotazione, parte del muro ortogonale, che lo aiuta a rimanere stabile. L'ampiezza di muro interessata è governata dalla disposizione delle aperture o dalla presenza di zone più deboli. Le lesioni possono anche indicare cedimenti fondali o rotture per comportamento nel piano

15/26

Spanciamento delle pareti di facciata



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

Comportamento della parete fuori dal piano

Il sisma ortogonale alla parete può deformare i muri di facciata se sono inefficienti le connessioni con i solai intermedi e con le pareti ortogonali.

I muri a due paramenti non ben collegati sono più vulnerabili

I carichi verticali accentuano il fenomeno (per instabilità della parete)

La presenza di volte spingenti favorisce lo spanciamento



16/26

Le lesioni diagonali nei timpani

Comportamento della parete nel proprio piano



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

La parete del timpano partecipa al meccanismo resistente, trasferendo le forze di inerzia del tetto. Le lesioni indicano rotture a taglio per superamento della resistenza a trazione

Le lesioni in genere partono da sotto le travi della copertura



17/26

Lesioni orizzontali tra il timpano e il solaio

Comportamento della parete fuori del piano



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

La parete del timpano, se non è ben collegata alla copertura ed al solaio del sottotetto, tende a distaccarsi sotto il sisma ortogonale.

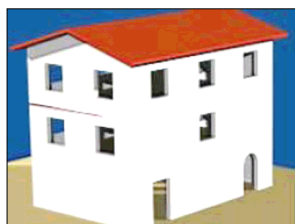
Si verifica in genere quando il timpano non porta le travi del tetto



18/26

Le lesioni orizzontali al livello dei solai

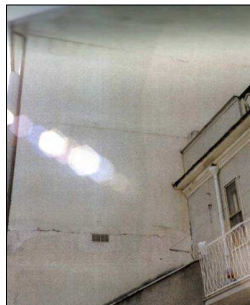
Comportamento della parete nel proprio piano



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

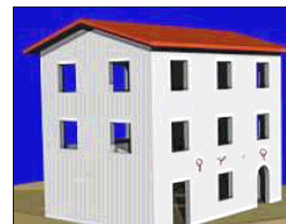
Il distacco della muratura dal solaio è causato dall'effetto ribaltante globale del sisma parallelo alla parete. Le lesioni orizzontali si evidenziano dove la resistenza a trazione è più bassa (soluzione di continuità nel muro)

Si verificano in genere in pareti poco caricate (parallele ai solai)



19/26

Danneggiamenti locali sotto le travi dei solai



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

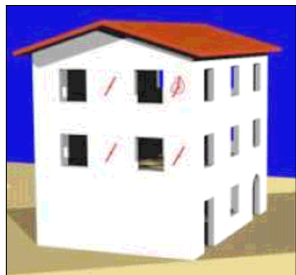
Le azioni sismiche sussultorie incrementano le pressioni al disotto delle travi attivando schiacciamenti locali. La mancanza di cuscini di appoggio favorisce il fenomeno

Le lesioni sotto le travi innescano la suddivisione delle pareti in fasce isolate, riducendo la resistenza dei muri



20/26

Danneggiamenti locali dovuti alle teste delle catene



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

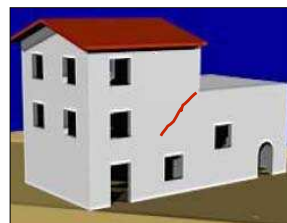
Schiacciamenti locali della muratura sotto le teste delle catene con espulsione di materiale o plasticizzazioni degli ancoraggi con deformazioni permanenti indicano che l'elemento metallico ha "lavorato" fino al limite della resistenza

Si possono avere anche rotture o sfilamenti delle catene con conseguenze quasi sempre più gravi



21/26

Danneggiamenti dovuti ad edifici contigui diversi



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

Il "martellamento" causato dall'edificio contiguo più basso sollecita con ulteriori azioni orizzontali la parete di facciata ad una quota intermedia

La lesione diagonale è indice di forte sollecitazione tagliante



22/26

Danneggiamenti dovuti ad edifici contigui diversi



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

Le diverse masse e rigidità degli edifici contigui, che oscillano in modo differente tra loro, può causare distacchi verticali, soprattutto in presenza di due pareti indipendenti o non bene ammassate



23/26

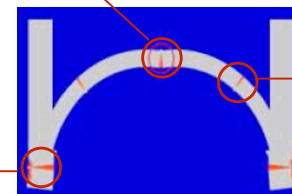
Lesioni nelle volte e negli archi

La lesione in chiave



Le azioni sismiche orizzontali modificano la curva delle pressioni, che può anche uscire dal nocciolo nelle sezioni critiche, causando lesioni per trazione (distacchi) o per compressione (schiacciamenti)

La lesione al piede



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

La lesione alle reni



24/26

Distacchi delle volte dalle pareti



I meccanismi di ribaltamento delle pareti fuori dal piano possono causare lesioni continue di separazione delle volte dai muri.

Le spinte delle volte, incrementate dal sisma, favoriscono il distacco



25/26

Danni sismici nei solai piani a travi parallele

Lesioni parallele all'orditura e distacchi dai muri di ambito



Cedimento degli appoggi



Sfilamento dalle sedi



26/26

Corso di aggiornamento professionale:
PROGETTAZIONE STRUTTURALE E NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2008
Spoleto – 14÷16 giugno 2012

VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Parte 5: LA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

LA NECESSITÀ DELLA CONOSCENZA PER GLI EDIFICI ESISTENTI

- A - gli edifici esistenti si differenziano da quelli di nuova progettazione:
 - il "progetto" (o meglio la costruzione) riflette lo stato delle conoscenze (regola d'arte) al tempo della loro edificazione
 - il "progetto" (o meglio la costruzione) può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione che non sono direttamente visibili o evidenziabili
- B - gli edifici esistenti possono aver già sopportato in passato terremoti (più o meno violenti) od altre azioni accidentali, i cui effetti possono essere più o meno manifesti
- C - gli edifici esistenti presentano situazioni concrete che possono essere le più diverse (e a volte imprevedibili).

LA NECESSITÀ DELLA CONOSCENZA PER GLI EDIFICI ESISTENTI

La migliore conoscenza possibile dell'organismo strutturale (ed anche delle sue parti non strutturali) nello stato effettivo in cui si trova risulta, quindi, di fondamentale importanza per poter svolgere qualsiasi tipo di analisi dell'edificio ai fini di:

- verifica sismica (valutazione della sicurezza sismica)
- miglioramento sismico
- valutazione della vulnerabilità sismica
- adeguamento sismico

3/71

IL LIVELLO DELLA CONOSCENZA PER GLI EDIFICI ESISTENTI

Non è possibile raggiungere la conoscenza "completa" di un edificio esistente, per cui vi saranno sempre dei margini di incertezza.

La conoscenza dell'edificio può essere conseguita a diversi livelli di approfondimento

A ciascun livello di approfondimento corrisponderà un diverso marginale di incertezza di cui occorre tener conto in sede di valutazione della sicurezza o di progettazione degli interventi

4/71

LA VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA

DIPENDE DA:

- QUALITÀ DEI MATERIALI
- TIPOLOGIA STRUTTURALE
- SITUAZIONE DI DEGRADO GIÀ IN ATTO PRIMA DELL'EVENTO SISMICO:
 - CONDIZIONI DI DISSESTO FISIOLÓGICO
 - CONDIZIONI DI DISSESTO PATOLOGICO



DIFFICOLTÀ ED INCERTEZZE NELL'INTERPRETAZIONE DEL QUADRO FESSURATIVO DI UN EDIFICIO IN MURATURA CHE HA SUBITO UN SISMA DI MEDIA INTENSITÀ (SENZA CROLLARE)

LA NECESSITÀ DELLA CONOSCENZA PER GLI EDIFICI ESISTENTI

5/71

LA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO (OPCM)

Riguarda i seguenti aspetti:

1) - Geometria: {
- morfologia (forma e dimensioni)
- quadro fessurativo
- quadro deformativo

2) - I dettagli costruttivi: {
- tipologia della muratura
- qualità dei collegamenti
- esistenza ed efficienza di specifici elementi strutturali
- presenza di elementi vulnerabili

3) - Le proprietà dei materiali

6/71

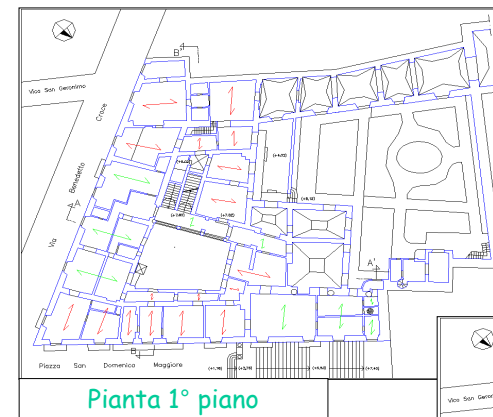
LA GEOMETRIA DELL'EDIFICIO

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti si ottiene con operazioni di RILIEVO

Il rilievo della morfologia dell'edificio (Rilievo Generale) consiste in:

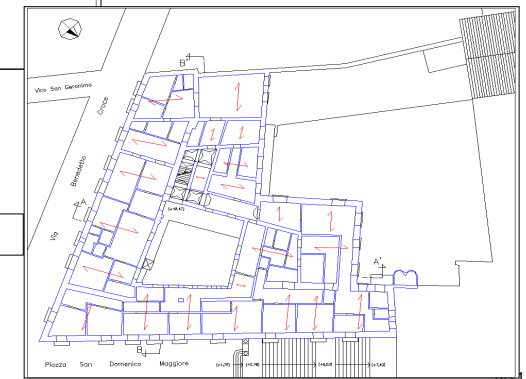
- acquisizione, piano per piano, delle caratteristiche geometrico-dimensionali di tutti gli elementi in muratura (pareti) e di eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, al netto degli intonaci o di altre sovrastrutture
- identificazione degli orizzontamenti (volte con profili e spessori, solai con tipologia, orditura etc) e delle scale (tipologia strutturale)
- identificazione delle piattabande sui vani e dei cordoli (se ci sono)
- definizione della tipologia (e della geometria) delle fondazioni
- individuazione dei carichi gravanti sugli elementi strutturali

7/71



Pianta 1° piano

I risultati del Rilievo Generale sono restituiti sotto forma di piante ai vari piani.....



Pianta 3° piano

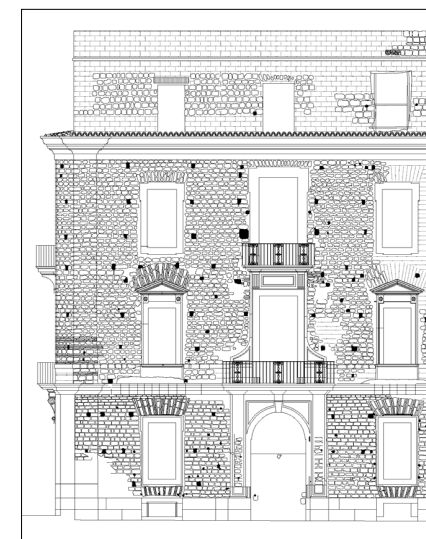


...sezioni e prospetti

Sezione trasversale



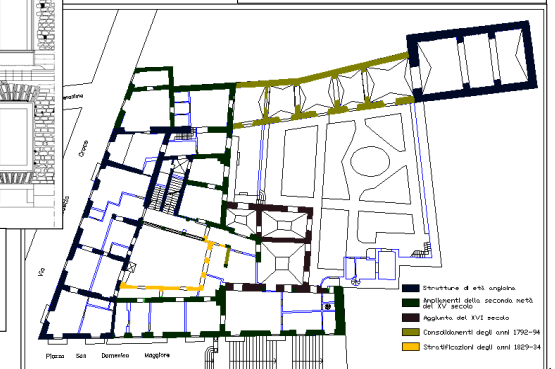
7/71



Individuazione dei tipi di muratura (materiali, tessitura, tipologia, epoca...)

Occorre definire, per quanto possibile, anche la storia costruttiva, progettuale e sismica dell'edificio, e individuare gli eventuali interventi già attuati

Individuazione delle epoche di realizzazione

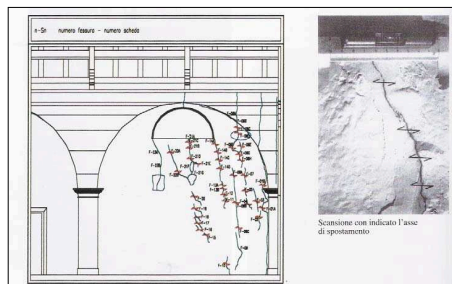


7/71

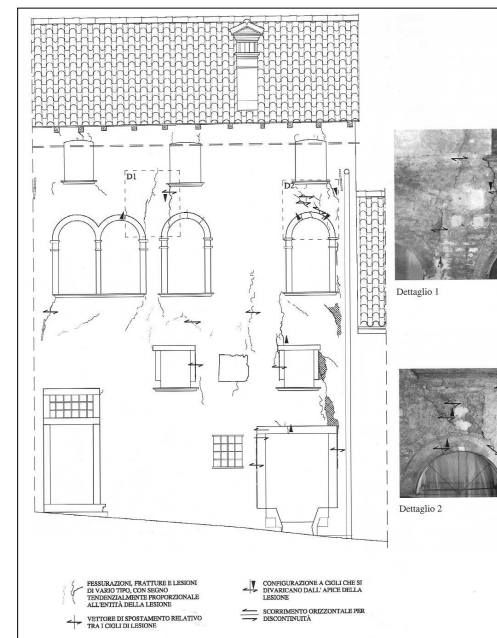
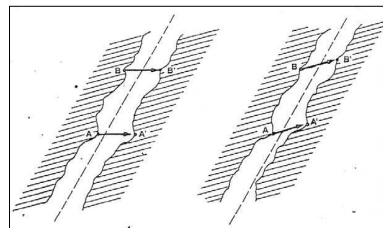
I QUADRI FESSURATIVI E DEFORMATIVI DELL'EDIFICIO

Il rilievo degli eventuali quadri fessurativi dell'edificio (Rilievo dello Stato di Fatto) consiste nella

- identificazione e rappresentazione delle lesioni presenti su qualsiasi elemento strutturale (pareti murarie, orizzontamenti, piattabande, etc.), classificandole per tipologie (distacco, scorrimento, rotazione etc.), ampiezza e direzione del movimento



da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

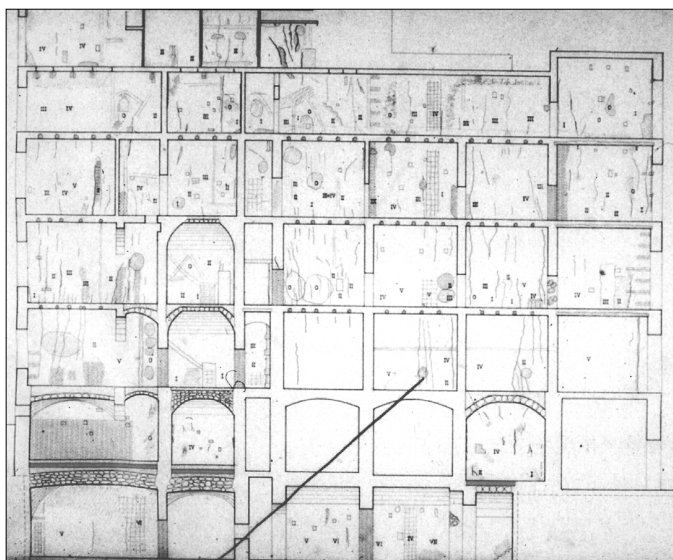


da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

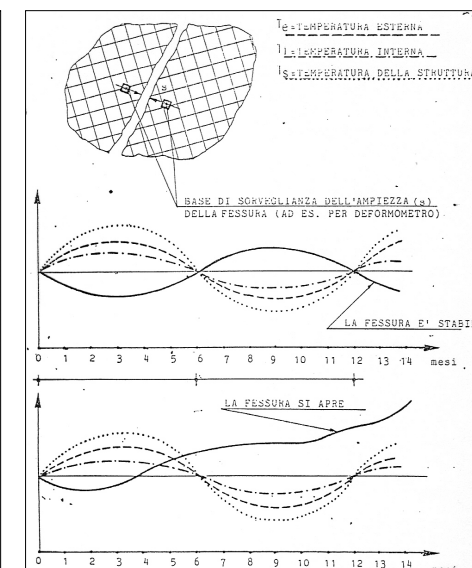
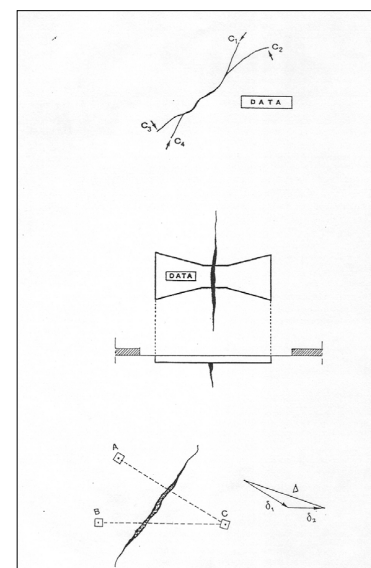
IL QUADRO FESSURATIVO DELL'EDIFICIO

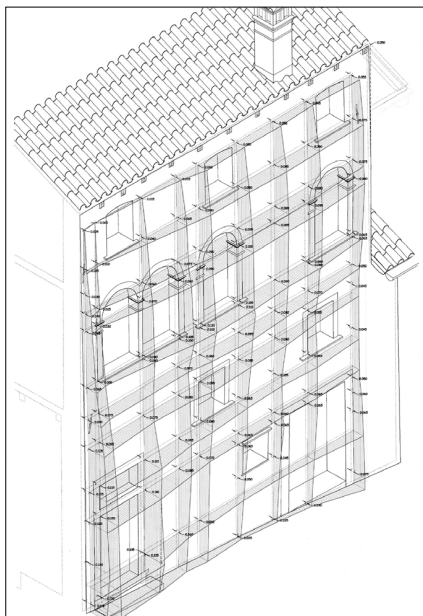
Si devono individuare i dissesti tipici ed i danni sismici subiti dall'edificio (v. parte 4)

IL QUADRO FESSURATIVO DELL'EDIFICIO



Il monitoraggio delle lesioni





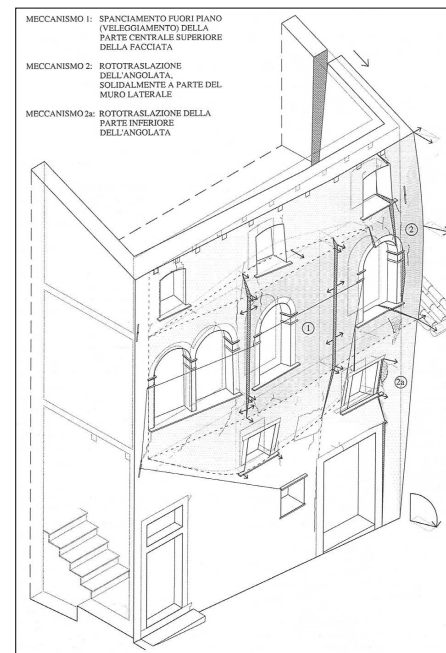
da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

IL QUADRO DEFORMATIVO DELL'EDIFICIO

Il rilievo degli eventuali quadri deformativi dell'edificio (Rilievo dello Stato di Fatto) consiste nella

- individuazione e rappresentazione degli evidenti stati di deformazione degli elementi della costruzione (fuori piombo, rigonfiamenti delle pareti, depressioni delle volte, avvallamenti dei solai, etc.) con misurazione della entità degli spostamenti

15/71



da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

La finalità del Rilievo dello Stato di Fatto è quella di consentire, nella successiva fase diagnostica, l'individuazione delle origini e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'edificio

Analizzando il quadro fessurativo unitamente a quello deformativo è possibile risalire ai meccanismi che si sono attivati (o che erano in procinto di attivarsi) nell'edificio a causa di un evento sismico

16/71

LA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO (OPCM)

Riguarda i seguenti aspetti:

- 1) - Geometria: {
- morfologia (forma e dimensioni)
 - quadro fessurativo
 - quadro deformativo

- 2)-I dettagli costruttivi: {
- **tipologia della muratura**
 - qualità dei collegamenti
 - esistenza ed efficienza di specifici elementi strutturali
 - presenza di elementi vulnerabili

3) - Le proprietà dei materiali

17/71

I DETTAGLI COSTRUTTIVI DELL'EDIFICIO

La conoscenza della TIPOLOGIA DELLA MURATURA è essenziale per definirne il comportamento strutturale e le proprietà meccaniche del materiale da utilizzare nelle analisi

L'individuazione e la classificazione della tipologia della muratura è una operazione complessa in quanto dipendente da molti parametri, alcuni dei quali di difficile valutazione

L'OPCM indica, a titolo esemplificativo, tra i parametri essenziali i seguenti:

- il numero dei paramenti (uno, due o più paramenti)
- la presenza o meno di collegamenti trasversali
- le caratteristiche costruttive (costituita da mattoni o pietre, regolare o irregolare, etc.)

Il fine della individuazione della tipologia è la assegnazione di una delle categorie di muratura previste dall'OPCM

18/71

LA DEFINIZIONE DELLA TIPOLOGIA DELLA MURATURA

Tra le varie metodologie di identificazione ci si può riferire alla **"Scheda murature GNDT" - Binda-Mannoni - 2000**

La **"Scheda murature GNDT"** considera la variabilità di una serie di elementi della muratura relativi alle seguenti caratteristiche tipologiche:

- elementi costitutivi
- malta
- apparecchiatura (tessitura e posa)
- sezione trasversale e spessore
- intonaco
- collegamento tra le pareti murarie
- interventi di consolidamento

19/71

Analisi descrittiva delle caratteristiche tipologiche presenti nella scheda murature-GNDT

Elementi costitutivi della muratura	Gli elementi costitutivi presi in considerazione sono il tipo di materiale, la lavorazione, le dimensioni e lo stato di conservazione.
Malta	Viene esaminato il tipo (calce aerea, calce idraulica, cementizia...), lo stato di conservazione e la funzione. Quest'ultima può essere di allettamento o di riempimento a seconda che sia stata usata per la realizzazione di una muratura a ricorsi (nel primo caso) o di una muratura a sacco. Considerando che una muratura a sacco è molto meno diffusa di quella a ricorsi, è possibile dedurre che la malta ha per lo più funzione di allettamento. Lo stato di conservazione della malta (incoerente, friabile, tenace) è indicativo dello stato di resistenza della muratura.
Apparecchiatura - Tessitura dei paramenti - Posa degli elementi	L'apparecchiatura indica il modo in cui è stata organizzata la posa degli elementi, secondo fasce orizzontali (corsi) più o meno precise, fasce irregolari o in modo del tutto casuale. L'apparecchiatura, oltre a conferire un aspetto ordinato alla muratura, le garantisce una resistenza maggiore quanto più precisa è stata la posa in opera. La posa degli elementi è strettamente connessa all'apparecchiatura; anche in questo caso la distribuzione degli elementi può essere più o meno ordinata e, può prevedere l'inserimento di materiali diversi (ad es. mattoni in una muratura in pietra) disposti secondo ricorsi orizzontali o inseriti come zeppe o scaglie. Anche gli elementi possono essere disposti prevalentemente in maniera ordinata seguendo un andamento per lo più orizzontale/verticale oppure orizzontale.
Sezione trasversale e spessore	La tipologia della sezione varia a seconda della grandezza degli elementi adoperati nella muratura. Nel caso di elementi di grandi dimensioni si può essere in presenza di un paramento unico mentre, si dovranno accostare due paramenti quando le dimensioni sono ridotte (eventualmente ammorsati tramite l'inserimento di diatoni). La muratura a sacco prevede il riempimento dello spazio lasciato tra due paramenti con materiale di vario tipo e dimensione, spesso materiale di risulta con la presenza di una malta povera di calce.

20/71

SCHEDA MURATURA 1/4

Intonaco	La consistenza dell'intonaco può fornire, in negativo, indicazioni sul tipo di muratura e sulla sua qualità. Un intonaco degradato o mancante in alcune parti, permette, infatti, di evidenziare la muratura sottostante ma, allo stesso tempo, non preserva l'edificio dall'azione complessiva degli agenti atmosferici. Nel caso di una muratura "a faccia vista" i materiali usati per qualità, lavorazione e apparecchiatura generalmente presentano caratteristiche migliori.
Collegamenti tra le pareti murarie	La presenza di angolate (o cantonali) di buona fattura (ammorsamento a pettine, utilizzo di conci di maggior dimensioni), conferiscono all'edificio una maggiore consistenza creando quel comportamento scatolare necessario ad un buon funzionamento strutturale. Dai rilievi effettuati è emerso come la realizzazione di questo accorgimento costruttivo, spesso sia disatteso, e pertanto, l'efficacia dell'ammorsamento tra le pareti risulta fortemente variabile da caso a caso, dal momento che l'alternanza dei ricorsi è più o meno regolare.
Interventi consolidamento	Gli interventi di consolidamento sono suddivisi in due tipologie: la prima è relativa al consolidamento del paramento murario (<i>cuci e scuci in mattoni e in pietra, stitatura dei giunti, iniezioni di malta o l'intonaco armato</i>), la seconda è relativa a quegli interventi che possono essere stati effettuati con l'intento di migliorare i collegamenti (<i>inserimento di catene, cuciture armate, cordoli in muratura o in c.a., presenza di orizzontamenti rigidi</i>).



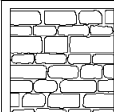

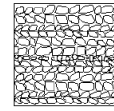
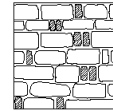

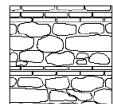

21/71

ELEMENTI COSTITUTIVI				
Materiale:	<input type="checkbox"/> arenaria	<input type="checkbox"/> calcare	<input type="checkbox"/> tufo	<input type="checkbox"/> calcarenite
	<input type="checkbox"/> mattoni cotti	<input type="checkbox"/> mattoni crudi	<input type="checkbox"/> vario di reimpiego	<input type="checkbox"/>
Lavorazione:	<input type="checkbox"/> assente (ciottoli)	<input type="checkbox"/> sbazzatura	<input type="checkbox"/> a spigoli finiti	<input type="checkbox"/> a conci squadrati
Dimensioni (diagonale elemento):	<input type="checkbox"/> piccole (< 15 cm)	<input type="checkbox"/> medie (15-25 cm)	<input type="checkbox"/> grandi (> 25 cm)	
Stato di conservazione e qualità:	<input type="checkbox"/> pessimo	<input type="checkbox"/> discreto	<input type="checkbox"/> buono	
MALTA				
Tipo:	<input type="checkbox"/> di calce aerea	<input type="checkbox"/> di calce idraulica	<input type="checkbox"/> cementizia	<input type="checkbox"/>
Stato di conservazione e consistenza:	<input type="checkbox"/> incoerente	<input type="checkbox"/> friabile	<input type="checkbox"/> tenace	
Funzione:	<input type="checkbox"/> allettamento	<input type="checkbox"/> riempimento	<input type="checkbox"/> stitatura	

Calce aerea : Composta da leganti che induriscono unicamente all'aria come ad esempio l'argilla, il gesso , la calce aerea;
 Calce idraulica : Composta da leganti che hanno la proprietà di indurire sott'acqua in assenza di aria; sono leganti idraulici la calce idraulica e i vari tipi di cemento

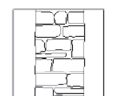
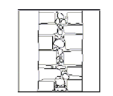
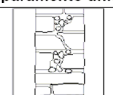
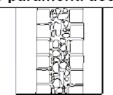
22/71

SCHEDA MURATURA 2/4

POSA IN OPERA DEGLI ELEMENTI			
TESSITURA DEI PARAMENTI			
APPARECCHIATURA			
			
<input type="checkbox"/> disordinata	<input type="checkbox"/> corsi irregolari	<input type="checkbox"/> corsi orizzontali	
POSA DEGLI ELEMENTI:			
			
<input type="checkbox"/> casuale	<input type="checkbox"/> a lisca di pesce	<input type="checkbox"/> orizzontale/verticale	<input type="checkbox"/> orizzontale
Ricorsi o listatura:	<input type="checkbox"/> assenti	<input type="checkbox"/> in mattoni	<input type="checkbox"/> altro
Zeppe o scaglie:	<input type="checkbox"/> assenti	<input type="checkbox"/> in pietra	<input type="checkbox"/> in cotto
			

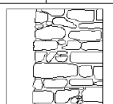
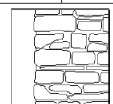
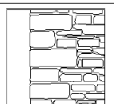
23/71

SCHEDA MURATURA 3/4

SEZIONE TRASVERSALE			
Tipologia:	<input type="checkbox"/> paramento unico <input type="checkbox"/> a sacco (incoerente)	<input type="checkbox"/> due paramenti accostati <input type="checkbox"/> a sacco (coerente)	<input type="checkbox"/> due paramenti ammortati Paramento aggiunto: <input type="checkbox"/>
			
<input type="checkbox"/> paramento unico		<input type="checkbox"/> due paramenti accostati	
			
<input type="checkbox"/> due paramenti ammortati		<input type="checkbox"/> a sacco	
Spessori:	totale: _____	paramento esterno: _____	paramento interno: _____
Presenza significativa di vuoti: <input type="checkbox"/>		Presenza di diatoni: (collegamenti puntuali tra il paramento interno e quello esterno) <input type="checkbox"/>	
INTONACO			
Stato attuale:	<input type="checkbox"/> mur. faccia a vista	<input type="checkbox"/> mancante	<input type="checkbox"/> in parte mancante
Stato di conservazione e consistenza:		<input type="checkbox"/> degradato	<input type="checkbox"/> fessurato
<input type="checkbox"/> presente			
<input type="checkbox"/> buono			

24/71

SCHEDA MURATURA 4/4

COLLEGAMENTI TRA LE PARETI MURARIE			
ANGOLATE			
Tipologia:	<input type="checkbox"/> ammorsamento scadente	<input type="checkbox"/> collegamenti irregolari	<input type="checkbox"/> alternanza regolare
			
Elementi costitutivi:	<input type="checkbox"/> analoghi alla muratura	<input type="checkbox"/> di dimensione maggiore	<input type="checkbox"/> a conci squadrati
MARTELLI			
Tipologia:	<input type="checkbox"/> assenza di collegamento	<input type="checkbox"/> ammorsamento scadente	<input type="checkbox"/> collegamenti efficaci
Differente tipologia dei muri di spina:	<input type="checkbox"/>	Frequente presenza di catene: <input type="checkbox"/>	
INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO			
ALLA MURATURA			
<input type="checkbox"/> nessuno	<input type="checkbox"/> scuci-cuci in mattoni	<input type="checkbox"/> scuci-cuci in pietra	
<input type="checkbox"/> stiliatura dei giunti	<input type="checkbox"/> iniezioni di malta	<input type="checkbox"/> intonaco armato	
AI COLLEGAMENTI			
<input type="checkbox"/> nessuno	<input type="checkbox"/> tamponatura di aperture	<input type="checkbox"/> collegamento travi	<input type="checkbox"/> catene
<input type="checkbox"/> cuciture armate	<input type="checkbox"/> cordoli in muratura	<input type="checkbox"/> cordoli in c.a.	<input type="checkbox"/> orizzontamenti rigidi

25/71

Assegnazione dei codici relativi ai vari parametri individuati (1/2)

Cod	ELEMENTI CARATTERISTICI	DESCRIZIONE DEGLI ELEMENTI CARATTERISTICI POSSIBILI							
1	ELEMENTI COSTITUTIVI	1	2	3	4	5	6	7	8
1.1	Materiale	arenaria	calcare	tufo	calcarente	Mattoni cotti	Mattoni crudi	Vario di riempimento	
1.2	Lavorazione	Assente ciottoli	sbozzatura	A spigoli finiti	A conci squadrati				
1.3	Dimensioni (diagonale)	Piccole (< 15 cm)	Medie (15-25 cm)	Grandi (>25 cm)					
1.4	Stato di conservazione	Pessimo	Discreto buono						
2	MALTA								
2.1	Tipo	Calce aerea	Calce idraulica	Cementizia					
2.2	Stato conservazione e consistenza	incoerente	friabile	Tenace					
2.3	Funzione	Allettamento	riempimento	stiliatura					
3	POSA IN OPERA DEGLI ELEMENTI								
3.1	Tessitura dei paramenti	disordinata	Corsi irregolari	Corsi orizzontali					
3.2	Posa degli elementi	casuale	A lisca di pesce	Orizzontale/verticale	Orizzontale				
3.3	Ricorsi o listatura	assenti	Mattoni	Altro					
3.4	Zeppe o scaglie	Assenti	In pietra	In cotto					
4	SEZIONE TRASVERSALE								
4.1	Tipologie	Paramento unico	Due paramenti accostati	Due paramenti ammortati	A sacco incoerente	A sacco coerente	Paramento aggiunto		
4.2	Spessore	<30 cm	40-50 cm	60-70 cm	80-100 cm	> 100 cm			
4.3	Presenza significativa vuoti	Presenza	Assenza						
4.4	Presenza di diatoni	Presenza	Assenza						

26/71

Assegnazione dei codici relativi ai vari parametri individuati (2/2)

5	INTONACO	1	2	3	4	5	6	7	8
5.1	Stato attuale	Muratura a faccia vista	mancante	In parte mancante	Presente				
5.2	Stato di conservazione	degradato	Fessurato	Buono					
6	COLLEGAMENTI TRA LE PARETI MURARIE								
6.1	Angolate Tipologia	Ammassamento scadente	Collegamenti irregolari	Alternanza regolare					
6.2	Angolate Elementi costitutivi	Analoghi alla muratura	Di dimensione maggiore	A conci squadrati					
6.3	Martelli Tipologia	Assenza di collegamento	Ammassamento scadente	Collegamenti efficaci					
6.4	Martelli differente tipologia muri di spina	differente	Non differente						
6.5	Martelli Frequente presenza di catene	frequente	Non frequente						
7	INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO								
7.1	Alla muratura	nessuno	Scuci - Cuci in mattoni	Scuci-cuci in pietra	Stitatura giunti catene	Iniezioni malta	Intonaco armato		
7.2	Al collegamenti	nessuno	Tamponature aperture	Collegamento travi	Cuciture armate	Cordoli in muratura	Cordoli in c.a.	Orizzonti armati rigidi	

27/71

Correlazione tra gli elementi caratteristici della muratura e i tipi di muratura previsti dall'OPCM (Regione Molise - Dec.CD35/2005)

ELEMENTI CARATTERISTICI		TIPI DI MURATURA IN PIETRA											
		1.1 –Elementi costitutivi - Materiali 1.2 –Elementi costitutivi - Lavorazione 1.3 –Elementi costitutivi - Dimensioni 1.4 –Elementi costitutivi – Stato di conservazione 2.1 – Malta - tipo 2.2 – Malta - Stato di conservazione 2.3 – Malta - Funzione 3.1 Posa in opera degli elementi - Apparecchiatura 3.2 – Posa degli elementi 3.3 –Posa in opera degli elementi - Ricorsi o isature 3.4 – Posa in opera degli elementi - Zeppe o											
A1	Muratura in pietrame (ciottoli, pietre erratiche o irregolari), a sacco, male intessuta e priva di collegamento tra i due fogli.	1,2	1	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1	1	1	1
A2		1,2	1	1,2	2	2	1,2	2	2	1	1	1	1
B1	Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,2	2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	2	3,4	1	1	1,2
B2		1,2	2	2	2,3	2	3	2,3	2,3	3,4	2,3	2,3	2,3
B3	Muratura a sacco in pietre di pezzatura più regolare, bene intessuta e priva di collegamento tra i due fogli; tipologia A con spigoli, mazzette e/o ricorsi in pietra squadrata o mattoni pieni.	1,2	2	2	2,3	2	3	2,3	2,3	3,4	2,3	2,3	2,3
C1	Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2	3	2,3	1,2	1	1	1	2	3	1	1	1
C2		2	3	2,3	2	2	2	2	3	3	2,3	2,3	
C3		2	3	2,3	3	2,3	3	2,3	3	4	2,3	2,3	
C4		2	3	4	4	2	3	3	3	4	1	1	

28/71

ELEMENTI CARATTERISTICI		TIPI DI MURATURA IN PIETRA													
		4.1 – Sezione trasversale - Tipologia sezione	4.2 – Sezione trasversale - Spessore sezione	4.3 – Sezione trasversale - Presenza vuoti	4.4 – Sezione trasversale - Presenza diafani	5.1 – Intonaco – stato attuale	5.2 – Intonaco Stato di conservazione	6.1 – Collegamenti - angolate	6.2 – Collegamenti - elementi costitutivi	6.3 – Collegamenti - Martelli - tipologia	6.4 – Collegamenti – martelli – differente tip muri di spina	6.5 – Collegamenti - Martelli – presenza catene	7.1 – Interventi cons. alla muratura	7.2 – Interventi consolidamento ai collegamenti	8 – Qualità della muratura – Tipo 1 e 2
A1	Muratura in pietrame (ciottoli, pietre erratiche o irregolari), a sacco, male intessuta e priva di collegamento tra i due fogli.	4	V	1	2	1,2,3	1	1	1,2	1	1,2	2	1	1	1
A2		4	V	1	1	3	3	2,3	1,2	2	1,2	1	4	3,4	1
B1	Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	2,4	1,2	1	2,1	1,2,3	1,3	1,2	1,2	1	1,2	1	1	1	1
B2		3,4	1,2	2	1	V	V	2,3	2,3	2,3	2,3	2	3,4	3,4,6	2
B3	Muratura a sacco in pietre di pezzatura più regolare, bene intessuta e priva di collegamento tra i due fogli; tipologia A con spigoli, mazzette e/o ricorsi in pietra squadrata o mattoni pieni.	3,4	3,4	2	2	V	V	2,3	2,3	2,3	2,3	2	3,4	3,4,6	2
C1	Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,4	3,4	1	2	1,2	1,2	1	1	1	2	1	1	1	1
C2		3	3,4	2	2	3,4	2,3	2	2	2	1,2	2	2	4	2
C3		3,5	3,4	2	1	3,4	3	3	2,3	3	1,2	2	3,4	3,4,6	2
C4		1	3,4	2	1	1,4		3	3	3	2	1	4	3,4,6	2

29/71

ELEMENTI CARATTERISTICI		TIPI DI MURATURA IN PIETRA											
		1.1 –Elementi costitutivi - Materiali	1.2 –Elementi costitutivi - Lavorazione	1.3 –Elementi costitutivi - Dimensioni	1.4 –Elementi costitutivi – Stato di conservazione	2.1 – Malta - tipo	2.2 – Malta - Stato di conservazione	2.3 – Malta - Funzione	3.1 – Posa in opera degli elementi - Apparecchiatura	3.2 – Posa degli elementi	3.3 –Posa in opera degli elementi - Ricorsi o Isature	3.4 – Posa in opera degli elementi - Zeppe o	
D1	Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	3,4	1	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1	1	1	1	
D2		3,4	1	1,2	2	2	1,2	2	1	1	1	1	
E1	Muratura a blocchi lapidei squadrati	2	4	3	2	2	2	2	3	4	1	1	
E2		2	4	3	3	2	3	3	3	4	1	1	
F1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	5,6	4	2	2	1,2	2,3	1	3	4	2	3	
F2		5,6	4	2	3	2	3	1	3	4	2	3	

30/71

ELEMENTI CARATTERISTICI		TIPI DI MURATURA IN PIETRA											
		4.1 - Sezione trasversale	4.2 - Sezione trasversale	4.3 - Sezione trasversale	4.4 - Sezione trasversale	5.1 - Intonaco	5.2 - Intonaco	5.3 - Collegamenti	5.4 - Collegamenti	5.5 - Collegamenti	6.1 - Interventi	6.2 - Interventi	8 - Qualità della muratura
		- Tipologia sezione	- Spessore sezione	- Presenza vuoti	- Presenza diatoni	- stato attuale	- Stato di conservazione	- angolate	- elementi costitutivi	- Martelli - tipologia	- Martelli - differente tipo mura	- Martelli - presenza catene	- Tipo 1 e 2
D1	Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	4	V	1	2	1,2,3	1	1	1,2	1	2	1	1
D2		4	V	1	3	3	2,3	1,2		2	2	4	3,4
E1		1,3	3,4	2	1	1,4	1,2	2	2	3	1,2	2	1
E2	Muratura a blocchi lapidei squadrati	3	3,4	2	2	1,4	3	3	3	3	2	1	4
F1		3	2,3	2	1	V	V	3	1	1	1,2	1	1
F2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	3	2,3	2	1	V	V	3	1	2,3	1,2	2	1

31/71

LA QUALITÀ DELLA MURATURA

Sono state individuate due classi di qualità della muratura, indipendentemente dalla tipologia (GNDT 2000)

Muratura di tipo I
di pietra naturale a tessitura irregolare di cattiva qualità

- elevata vulnerabilità per azioni fuori del piano con tendenza allo scompaginamento e allo sfaldamento dell'apparecchiatura muraria e alla instabilità dei paramenti mal collegati o non collegati anche sotto carichi verticali;
- scarsa resistenza per azioni nel piano (bassa resistenza intrinseca dei materiali e specialmente della malta e scarso attrito tra le pietre)

I meccanismi di danno per questa muratura conducono spesso a crolli rovinosi per terremoti di medio-bassa intensità

32/71

LA QUALITÀ DELLA MURATURA

Muratura di tipo II
di pietra naturale o artificiale a tessitura regolare di buona qualità

- bassa vulnerabilità per azioni fuori del piano in presenza degli adeguati collegamenti alle murature ortogonali ed agli impalcati
- media o elevata resistenza per azioni nel piano (buona resistenza intrinseca dei materiali ed in particolare della malta e attrito adeguato tra i blocchi o le pietre)

I meccanismi di danno per questa muratura non portano a crolli per terremoti di media intensità, mentre sotto terremoti di elevata intensità i collapsi avvengono nel piano in maniera progressiva con lesioni diagonali e dislocamento finale di porzioni di muratura (accettabile duttilità di comportamento)

33/71

Per definire la qualità della muratura si può procedere anche con diverse metodologie a vari livelli di approfondimento

1° livello di conoscenza - analisi visiva del paramento esterno

- Regolarità della muratura (A-irregolare; B-sbozzata; C-regolare)
- Presenza (CR) o assenza (SR) di ricorsi o listature

2° livello di conoscenza - analisi della qualità della malta

- Malta di cattiva qualità, molto friabile, si sgretola tra le mani (MC)
- Malta di buona qualità, non friabili e più resistenti (MB)

3° livello di conoscenza - analisi della sezione muraria

- Paramenti scollegati o mal collegati (murature povere a sacco) (PS)
- Paramenti ben collegati (sezioni piene o presenza di diatoni etc.) (PC)

La combinazione dei quattro parametri consente di definire la qualità (I o II) della muratura mediante abachi di combinazione. Restano sempre dei casi incerti.

(Regione Molise - Dec.CD10/2006).

34/71

MURATURA DI TIPO I di CATTIVA QUALITÀ

Mancanza di collegamenti trasversali tra i paramenti e tessitura irregolare con elementi di diversa dimensione e forma. Malta di cattiva qualità. Crollo rovinoso con sfaldamento della muratura.

Evidente imbozzamento della parete muraria



Instabilità dei due paramenti scollegati



35/71

MURATURA DI TIPO II di BUONA QUALITÀ

Collegamenti trasversali efficaci tra i paramenti e tessitura regolare con elementi di dimensione e forma simili. Malta di buona qualità. Anche nel crollo la muratura conserva la sua integrità

Muratura di pietrame sbozzato



Muratura piena in blocchi di tufo regolari



Muratura semiregolare in calcarenite



36/71

LA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO (OPCM)

Riguarda i seguenti aspetti:

- 1) - Geometria: {
- morfologia (forma e dimensioni)
 - quadro fessurativo
 - quadro deformativo

- 2) - I dettagli costruttivi: {
- tipologia della muratura
 - qualità dei collegamenti
 - esistenza ed efficienza di specifici elementi strutturali
 - presenza di elementi vulnerabili

- 3) - Le proprietà dei materiali

37/71

I DETTAGLI COSTRUTTIVI DELL'EDIFICIO

La conoscenza della QUALITÀ dei COLLEGAMENTI è essenziale per definire il possibile comportamento dell'edificio soggetto all'azione sismica (meccanismi)

Si deve verificare il livello di connessione e definire la qualità per i seguenti collegamenti:

- collegamenti tra le pareti verticali (integrità ed efficienza delle croci di muri, in particolare tra le pareti di facciata e quelle di spina; esistenza di catene in acciaio, etc.)
- collegamenti tra gli orizzontamenti (solai, volte, coperture) e le pareti verticali (soprattutto di facciata), individuando la presenza eventuale di cordoli di piano o altri dispositivi di collegamento (ad es. catene o radiciamenti e inchiodature delle travi dei solai)

Nel caso di cordoli in c.a. si deve rilevare l'armatura e valutarne la connessione con i solai e le murature

38/71

I DETTAGLI COSTRUTTIVI DELL'EDIFICIO

L'esistenza di SPECIFICI ELEMENTI STRUTTURALI e la loro efficienza influenzano significativamente la capacità dell'edificio di sopportare l'azione sismica

Si deve verificare, in particolare, l'esistenza di:

- architravi o piattabande strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture (in acciaio o in c.a., ben ammassate agli estremi nella muratura laterale)
- altri elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti (catene o profili in acciaio, catene lignee in copertura, cordoli o travi in c.a.) (interventi di rinforzo già attuati)

Per le piattabande occorre verificare l'eventuale esistenza di catene disposte nella muratura della fascia di piano

Per le catene occorre verificare l'eventuale corrosione; se sono ancora in tensione e se gli ancoraggi sono efficienti

39/71

Architrave e piattabande (fasce di piano)

Architrave senza piattabanda ad arco con intradosso piano



Architrave con piattabanda in legno poco ammassata



Piattabanda in cemento armato abbastanza ammassata



Architrave con piattabanda in acciaio poco ammassata



40/71

Catene e collegamenti



Catene al secondo piano in corrispondenza dei muri di spina, disposte già in costruzione

Dettaglio di una catena adiacente ad un muro di spina



Architrave senza piattabanda. Catena nella fascia di piano



41/71

LA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO (OPCM)

Riguarda i seguenti aspetti:

- 1) - Geometria: {
- morfologia (forma e dimensioni)
 - quadro fessurativo
 - quadro deformativo

- 2) - I dettagli costruttivi: {
- tipologia della muratura
 - qualità dei collegamenti
 - esistenza ed efficienza di specifici elementi strutturali
 - presenza di elementi vulnerabili

3) - Le proprietà dei materiali

42/71

LE PROPRIETÀ DEI MATERIALI

La definizione delle PROPRIETÀ DELLA MURATURA consiste nell'individuazione della sua tipologia e della sua qualità

La finalità principale è stabilire se la muratura è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio

Si deve valutare in particolare:

- il rispetto o meno della "regola d'arte"
- la forma, la tipologia e le dimensioni degli elementi
- la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, lo sfalsamento dei giunti, la presenza di collegamenti trasversali (diatoni)
- la qualità e la consistenza della malta

Occorrono prove sperimentali per caratterizzare la malta (legante, inerti, rap. legante/inerti, carbonatazione) e le pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche)

43/71

REPERIMENTO DEI DATI

per i "DETTAGLI COSTRUTTIVI" dell'edificio

Verifiche in-situ **LIMITATE**

Si basano su rilevi di tipo visivo, ricorrendo, di regola, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura, per esaminare:

- le caratteristiche della muratura sia in superficie che nello spessore murario
- il tipo ed il grado di ammorsamento tra muri ortogonali e tra solai e pareti

La qualità dei collegamenti e dei dettagli costruttivi possono essere valutati anche a campione in base ad una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura

In assenza di un rilievo diretto o di dati sufficientemente attendibili, si devono assumere nelle modellazioni, nelle analisi e nelle verifiche, le ipotesi più cautelative

44/71

REPERIMENTO DEI DATI

per i "DETTAGLI COSTRUTTIVI" dell'edificio

Verifiche in-situ **ESTESE ed ESAUSTIVE**

Si basano ancora su rilevi di tipo visivo, ma sempre con saggi nella muratura, per esaminare:

- le caratteristiche della muratura sia in superficie che nello spessore murario
- il tipo ed il grado di ammorsamento tra muri ortogonali e tra solai e pareti

L'esame della qualità dei collegamenti e il rilievo degli altri dettagli costruttivi devono essere estesi in modo sistematico all'intero edificio

45/71

REPERIMENTO DEI DATI

per le "PROPRIETÀ DEI MATERIALI"

Indagini in-situ **LIMITATE**

Servono a completare le informazioni ottenute dalla letteratura o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione e per individuare la tipologia di tabella 11.D.1

Esami visivi della superficie muraria (1m x 1m) dopo la rimozione dell'intonaco (preferibilmente negli angoli), per:

- individuare forma e dimensione dei blocchi
- verificare le ammorsature tra le pareti

Saggi localizzati nello spessore murario per la valutazione:

- della qualità della connessione interna e trasversale
- della compattezza della malta

Valutazione della capacità della muratura ad assumere un comportamento monolitico sotto azioni sismiche (Qualità II)

46/71

REPERIMENTO DEI DATI per le "PROPRIETÀ DEI MATERIALI"

Indagini in-situ ESTESE

La corrispondenza alle tipologie di tabella 11.D.1 va verificata con esami visivi e saggi interni effettuati in maniera estesa e sistematica per ogni tipo di muratura presente

Per ogni tipo di muratura è richiesto anche

- una prova sperimentale distruttiva (martinetto piatto doppio)
- prove per caratterizzare la malta e le pietre e/o mattoni

Prove non distruttive (soniche, penetrometriche per la malta, etc.) solo a complemento di quelle distruttive

Si possono utilizzare prove eseguite su altri edifici della stessa zona aventi una comprovata e chiara corrispondenza tipologica della muratura (conci, dettagli costruttivi etc.)

47/71

REPERIMENTO DEI DATI per le "PROPRIETÀ DEI MATERIALI"

Indagini in-situ ESAUSTIVE

Servono per ottenere direttamente i valori numerici delle proprietà meccaniche della muratura.

In aggiunta alle verifiche visive e ai saggi interni, per ogni tipo di muratura è richiesta anche l'esecuzione di:

- una serie di prove sperimentali distruttive in numero e qualità sufficienti a valutare le proprietà meccaniche

Prove distruttive in-situ o in laboratorio (su elementi non disturbati prelevati dalle strutture dell'edificio)

Le prove possono in generale comprendere:

- Prove di compressione diagonale su pannelli
- Prove combinate di compressione verticale e taglio

48/71

Indagini in-situ ESAUSTIVE (cont.)

Prove non distruttive (soniche, penetrometriche per la malta, etc.) solo a complemento di quelle distruttive

Si possono utilizzare prove eseguite su altri edifici della stessa zona aventi una comprovata e chiara corrispondenza tipologica della muratura (conci, dettagli costruttivi etc.)

L'UTILIZZO DEI RISULTATI DELLE PROVE

I risultati devono essere esaminati e considerati nell'ambito di un quadro di riferimento tipologico generale che:

- tenga conto dei risultati delle prove sperimentali disponibili sino a quel momento in letteratura per le tipologie murarie in oggetto
- consenta di valutare, anche in termini statistici, la effettiva rappresentatività dei valori trovati

I risultati devono essere utilizzati in combinazione con quanto riportato nella tabella 11.D.1

49/71

I LIVELLI DI CONOSCENZA

Il livello di conoscenza influenza:

- il coefficiente (fattore di confidenza FC) che riduce il valore medio della resistenza determinata
- il modo in cui si determina la resistenza sulla base delle prove svolte e della tabella di norma (11.D.1.-OPCM; C.8.B.1-Istr. N.T.C.)

LC1 : Conoscenza LIMITATA

FC = 1.35

Geometria: RILIEVO strutturale completo
Dettagli costruttivi: Verifiche in situ LIMITATE
Proprietà dei materiali: Indagini in situ LIMITATE

LC2 : Conoscenza ADEGUATA

FC = 1.20

Geometria: RILIEVO strutturale completo
Dettagli costruttivi: Verifiche in situ ESTESE ed ESAUSTIVE
Proprietà dei materiali: Indagini in situ ESTESE

LC3 : Conoscenza ACCURATA

FC = 1.00

Geometria: RILIEVO strutturale completo
Dettagli costruttivi: Verifiche in situ ESTESE ed ESAUSTIVE
Proprietà dei materiali: Indagini in situ ESAUSTIVE

50/71

La determinazione dei PARAMETRI MECCANICI della muratura in funzione dei LIVELLI DI CONOSCENZA

Conoscenza LIMITATA - LC1

Resistenze: il valore MINIMO dell'intervallo di tabella
Moduli elastici: il valore MINIMO dell'intervallo di tabella

Conoscenza ADEGUATA - LC2

Resistenze: il valore MEDIO dell'intervallo di tabella
Moduli elastici: il valore MEDIO dell'intervallo di tabella

Conoscenza ACCURATA - LC3

3 valori sperimentali di resistenza
Resistenze: valor MEDIO dei risultati delle prove
Moduli elastici: valor MEDIO degli intervalli di tabella o valor MEDIO dei risultati delle prove

51/71

2 valori sperimentali di resistenza

Resistenze:
 -valore MEDIO dell'intervallo di tabella se il valor medio sperimentale è compreso in esso
 -valore MASSIMO dell'intervallo di tabella se il valor medio sperimentale è superiore ad esso
 -valore MEDIO sperimentale se esso è inferiore al minimo dell'intervallo di tabella
Moduli elastici:
 -valor MEDIO degli intervalli di tabella
 o valor MEDIO dei risultati delle prove

1 valore sperimentale di resistenza

Resistenze:
 -valore MEDIO dell'intervallo di tabella se il valor medio sperimentale è compreso in esso
 -valore MEDIO dell'intervallo di tabella se il valor medio sperimentale è superiore ad esso
 -valore sperimentale se esso è inferiore al minimo dell'intervallo di tabella
Moduli elastici:
 -valor MEDIO degli intervalli di tabella
 o valor risultante dalla prova

52/71

Tabella 11.D.1. - Parametri meccanici della muratura per edifici esistenti (OPCM 3431)

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 mai collegati, muratura non consolidata.

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	60 90	2,0 3,2	690 1050	115 175	19
Muratura a conci sbazzati, 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 squadriati	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

I valori sono riferiti a muratura con malta scadente paramenti scollegati senza ricorsi o listature

Sono Valori Medi Si devono trasformare in Valori di Calcolo con il coefficiente di sicurezza γ_m ed il fattore di confidenza FC

53/71

Tabella 11.D.2. - Coefficienti incrementativi dei parametri meccanici della muratura per edifici esistenti (OPCM 3431)

I risultati delle verifiche in-situ sulla tipologia della muratura consentono di applicare incrementi ai valori ricavati dalla tabella

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 sbazzati, 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 squadriati	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

Il confronto con i valori sperimentali si effettua dopo l'applicazione dei coefficienti incrementativi

Per il Modulo Elastico si applicano solo gli incrementi per Malta Buona o Consolidamenti

54/71

I SAGGI SULLE MURATURE

Esami visivi sulle murature in prossimità degli angoli



I saggi per l'individuazione di piattabande e cordoli



55/71

I TIPI DI PROVE PER LE MURATURE

LE PROVE NON DISTRUTTIVE

- Prove soniche/ultrasoniche
- Endoscopia
- Georadar
- Termografia

LE PROVE SEMI-DISTRUTTIVE

- Prove penetrometriche (per la malta)
- Carotaggi
- Prove con martinetti piatti (doppio o singolo)

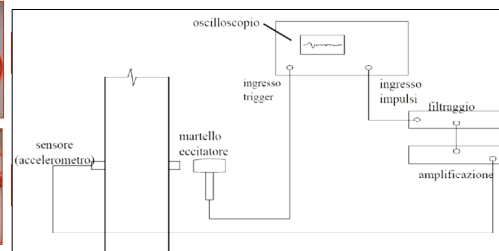
LE PROVE DISTRUTTIVE

- Prove di compressione semplice
- Prove di compressione diagonale
- Prove di compressione e taglio

56/71

Le prove non distruttive: PROVE SONICHE E ULTRASONICHE

Si misura la velocità con cui un segnale sonoro si muove all'interno della muratura



$$E_d = V^2 \rho \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu) / (1 - \nu)$$

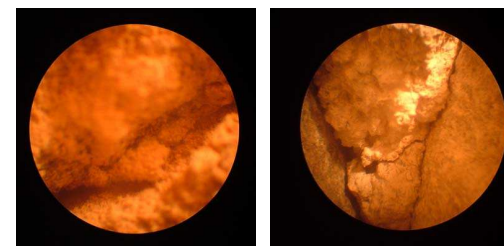
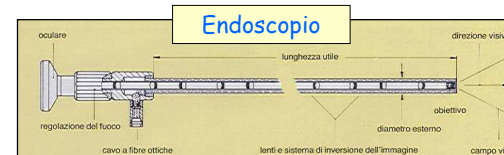
- **trasmissione diretta:** sonda e punto d'impulso sono posizionate in modo simmetrico sulle facce opposte della parete;
- **trasmissione semi diretta:** si posizionano i due punti nelle facce opposte ma non in corrispondenza simmetrica, oppure in facce ortogonali del paramento;
- **trasmissione indiretta:** il punto d'impulso viene scelto sulla stessa faccia dove si trova la sonda ricevente;

V < 1000 m/s: murature fortemente danneggiate con presenza di grossi vuoti interni;
1000 m/s < V < 2000 m/s: muratura in mattoni; valori di V inferiori ai 1500 m/s possono indicare presenza di vuoti e difetti, irregolarità nei corsi o nelle giunzioni.
V > 2000 m/s: murature accuratamente costruite e conservate con elevata resistenza a compressione, stimabile fra i 5 e 15 MPa.

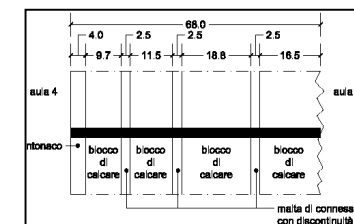
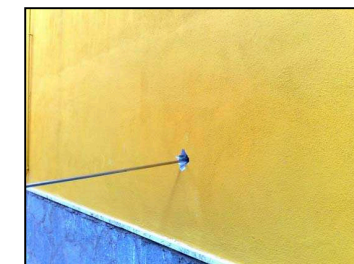
57/71

Le prove non distruttive: L'ENDOSCOPIA

Visione diretta della muratura all'interno di un piccolo foro (10mm), mediante una sonda ottica rigida (boroscopia), o in fori più grandi (35mm), mediante una telecamera mobile filo-guidata



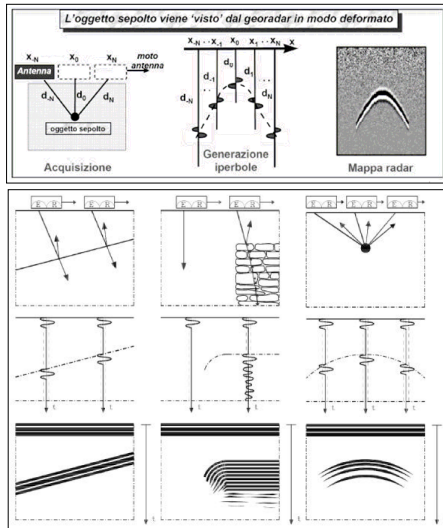
Per caratterizzare la muratura. Evidenzia la tessitura e i vuoti, ma solo in piccole zone (stratigrafia)



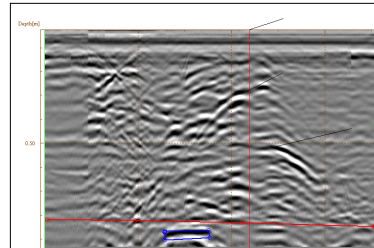
58/71

Le prove non distruttive: IL GEORADAR

Si basa sulla riflessione delle onde elettromagnetiche



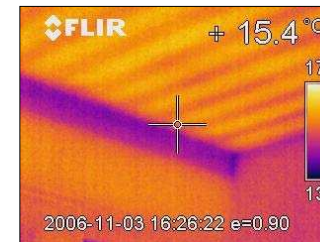
Per caratterizzare la muratura.
Evidenzia gli oggetti nascosti, le discontinuità e i vuoti



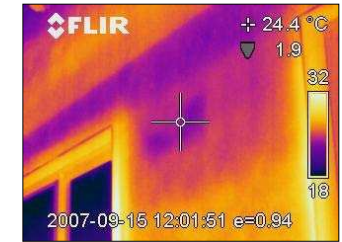
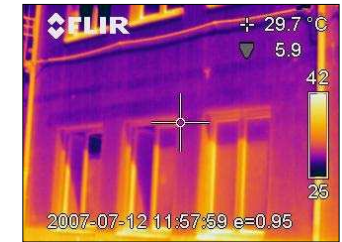
59/71

Le prove non distruttive: LA TERMOGRAFIA

Si utilizza una speciale fotocamera termografica agli infrarossi che rileva le temperature superficiali



Per individuare zone di materiale diverso nelle pareti murarie o nei solai (Dettagli costruttivi).



60/71

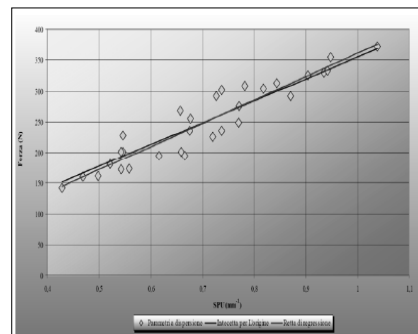
Le prove semi-distruttive: LE PROVE PENTROMETRICHE

Si misura la forza necessaria per far penetrare una punta nella malta fino ad una certa profondità



Per caratterizzare la malta. Si ottiene il valore di resistenza a compressione della malta.

La resistenza a compressione della malta in funzione della resistenza alla penetrazione della punta dello strumento è ottenuta attraverso correlazioni di tipo semi-empirico (come per lo sclerometro)



61/71

Le prove semi-distruttive: I CAROTAGGI

Si prelevano campioni (indisturbati?!) direttamente dalla muratura (carote) con apposito carotiere a rotazione

La prova a compressione



Il carotaggio della muratura



Il carotiere



62/71

Le prove semi-distruttive: I MARTINETTI PIATTI (doppi)

Si isola (parzialmente) la zona di muratura da provare, mediante sottili tagli orizzontali

Il carico è applicato da una coppia di martinetti idraulici piatti infilati nei tagli

Il contrasto è fornito dal resto della parete muraria

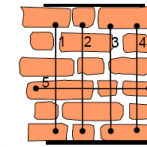


63/71

Per caratterizzare la muratura. Si determinano le proprietà meccaniche (resistenza a compressione e modulo elastico) con prove a rottura in-situ

Le prove semi-distruttive: I MARTINETTI PIATTI (doppi)

La posizione dei punti di misura



I risultati ottenuti vanno corretti con coefficienti di natura semi-empirica che tengono conto delle condizioni specifiche di prova (ASTM)

I risultati

I diagrammi σ - ϵ

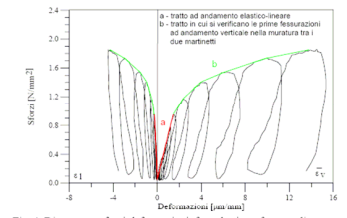
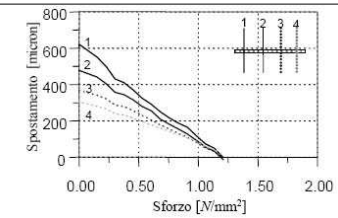


Fig. 4. Diagramma sforzi-deformazioni: fase elastica e fase non lineare

Le prove semi-distruttive: IL SINGOLO MARTINETTO PIATTO

Consente di determinare la tensione nella muratura per i carichi statici agenti



64/71

Le prove semi-distruttive: I MARTINETTI PIATTI

I problemi e le perplessità

I problemi principali dipendono da: 1) tipo di muratura; 2) disomogeneità; 3) scelta della posizione di prova; 4) influenza della muratura circostante

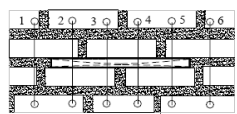


Fig. 5. Deformazione dei lati del taglio



Disomogeneità possono causare distribuzioni di tensioni più concentrate al centro dell'area di prova, con valori molto diversi delle deformazioni rilevate.

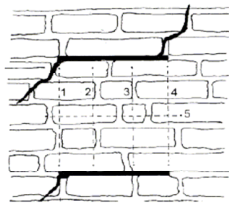


Fig. 6. Rottura della muratura ai limiti del taglio

Un basso livello di sollecitazione nel muro (edifici ad uno o due piani) può determinare la inefficacia del contrasto. In questo caso spesso compaiono fessure ai limiti del taglio e in ogni caso la prova non può andare avanti, fermandosi ben al di sotto del valore di rottura della muratura.

Occorre correlare le prove con martinetti piatti ad altre prove non distruttive (ad es. soniche) con procedimento a due o più parametri

65/71

Le prove distruttive: PROVE SU PANNELLI MURARI

Si prelevano in-situ parti di muratura di grandi dimensioni (pannelli) cercando di arrecare il minimo disturbo possibile

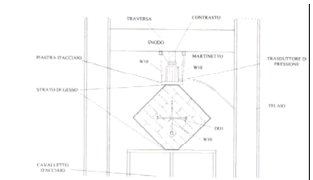
Per caratterizzare la muratura. Si determinano le proprietà meccaniche con prove a rottura in laboratorio su campioni grandi

Prova di compressione

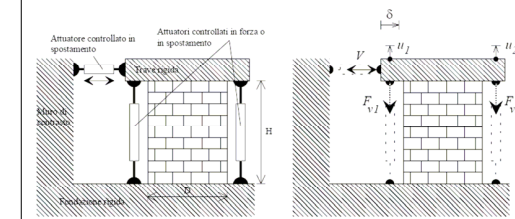


Sono prove costose e complesse. Molto invasive per l'edificio

Prova di compressione diagonale



Prova di compressione e taglio



66/71

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 squadrate e ben organizzato c) a sacco in buone condizioni	2 7 4	50 200 150
MURATURE NUOVE	Blocchi di tufo di buona qualità	10	250
	Mattoni «pieni» con fori circolari Malta cementizia $R_m \geq 1450$ t/m ²	20	500
MURATURE CONSOLIDATE	Forati doppio UNI rapp. vuoto/pieno = 40% Malta cementizia $R_m \geq 1450$ t/m ²	24	500
	Mattoni pieni, pietrame squadrate, consolidate con 2 lastre in calcestruzzo armato da cm 3 (minimo)	18	500
	Pietrame inietdato Muratura in pietra a sacco consolidate con due lastre in cls armato da cm 3 (minimo)	11 11	300 300

SONO GIÀ
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

$$f_m = 2,5 \text{ MPa}$$

67/71

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), parametri 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 sbazzati, 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 squadrate	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

68/71

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 sbazzati, 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 squadrate	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
 $f_{bk} = 3,0 \text{ MPa}$
- malta M4

$$f_k = 2,0 \text{ MPa}$$

$$f_d = 2,0/3 = 0,7 \text{ MPa}$$

(car. verticali $\gamma_m=3$)

$$f_d = 2,0/2 = 1,0 \text{ MPa}$$

(cond. sismica $\gamma_m=2$)

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

$$f_m = 10 \times 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ MPa (valore medio della resistenza)}$$

$$f_d = 2,25/1,2 = 1,88 \text{ MPa (valore di calcolo - analisi non lineari)}$$

$$f_d = 1,88/2 = 0,94 \text{ MPa (valore di calcolo - analisi lineari)}$$

69/71

Resistenza della muratura - Istruzioni N.T.C. - Edifici esistenti

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)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrate	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500 800	24 32	3500 5600	875 1100	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Per alcune tipologie
ci sono incrementi
significativi di
resistenza a
compressione (f_m)
e di
modulo di elasticità
tangenziale (G)
ma non di
resistenza a taglio
(τ_0)

Per la resistenza a
compressione si va
dal 15% per i
laterizi semipieni al
100% per il
tufo e i
blocchi lapidei

70/71

Resistenza della muratura - Istruzioni N.T.C. - Edifici esistenti

Coefficienti incrementativi per migliori caratteristiche

Si aggiungono altre caratteristiche valutabili (anche peggiorative)

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

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

$f_m = 19 \times 1,5 \times 1,5 = 4,28 \text{ MPa}$ (valore medio della resistenza)

$f_d = 4,28 / 1,2 = 3,57 \text{ MPa}$ (valore di calcolo - analisi non lineari)

$f_d = 3,57 / 2 = 1,78 \text{ MPa}$ (valore di calcolo - analisi lineari)

VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Parte 6:

DALLA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO AD UNA PRIMA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ



Prof. Ing. Bruno Calderoni - D.I.ST. – Università di Napoli Federico II

1/32

LA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

Ha riguardato i seguenti aspetti:

1) - Geometria: {
- morfologia (forma e dimensioni)
- quadro fessurativo
- quadro deformativo

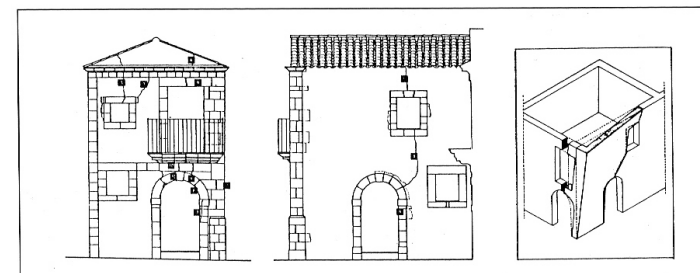
2) - I dettagli costruttivi: {
- tipologia della muratura
- qualità dei collegamenti
- esistenza ed efficienza di specifici elementi strutturali
- presenza di elementi vulnerabili

3) - Le proprietà dei materiali

LA DEFINIZIONE DELLE SITUAZIONI DI VULNERABILITÀ DELL'EDIFICIO

A - i tipi di dissesti e/o di danni sismici, da soli o combinati tra loro, definiscono una serie di possibili meccanismi di danno o di collasso locale o globale

Individuazione di un meccanismo di danno attraverso l'esame delle lesioni



da: Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici - Giuffè

LA DEFINIZIONE DELLE SITUAZIONI DI VULNERABILITÀ DELL'EDIFICIO

B -l'edificio è potenzialmente soggetto ad uno o più di questi meccanismi di collasso locale o globale in relazione alle sue caratteristiche geometriche, alla qualità dei suoi dettagli costruttivi, alle proprietà meccaniche dei materiali che lo compongono ed ai dissesti o danni che ha già subito

C -conoscendo Geometria, Dettagli Costruttivi, Proprietà dei Materiali è quindi possibile definire quali siano i possibili meccanismi di danno o di collasso che l'edificio ha già subito o è potenzialmente in grado di subire (situazioni di vulnerabilità) in relazione alla propria tipologia costruttiva

4/32

LA DEFINIZIONE DELLE SITUAZIONI DI VULNERABILITÀ DELL'EDIFICIO

Esistono, cioè, relazioni dirette tra le tipologie di danno sismico, i meccanismi di collasso e le condizioni di vulnerabilità della struttura

Attraverso la valutazione critica dei dati raccolti dalla conoscenza dell'edificio, il progettista potrà indirizzarsi verso l'interpretazione dei meccanismi potenziali di collasso preferenziali per l'edificio da analizzare

I risultati di questa **PRIMA VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ** forniscono una indicazione preliminare sul modello globale e/o locale da assumere per la valutazione analitica del comportamento strutturale, e possono guidare nella scelta dei possibili interventi atti ad eliminare i fattori specifici di vulnerabilità tipologica

5/32

LE CARENZE STRUTTURALI COME FATTORI DI VULNERABILITÀ

Dall'analisi del danneggiamento degli edifici dopo gli ultimi terremoti (Irpinia '80, Sicilia '90, Umbria-Marche '97, Molise '02) sono stati individuate una serie di carenze strutturali che più hanno dimostrato di influenzare tale danneggiamento (fattori di vulnerabilità) (GNDDT)

Un elenco di questi fattori di vulnerabilità è riportato nel **Manuale MEDEA (Zuccaro-Papa, Dip.Prot.Civ.)**, che fornisce anche una scheda per una prima valutazione della vulnerabilità dell'edificio mediante l'individuazione dei possibili meccanismi di danno o di collasso

6/32

A1 Scheda MEDEA per Edifici Ordinari in Muratura

Scheda per il censimento speditivo dei meccanismi di danno, dei danni sismici e della vulnerabilità per gli edifici ordinari in muratura (Medes 12/04)

Istat Regione	Comune	Istat Comune
Istat Provincia	Località	Istat Località
Data	N. Squadra	N. Scheda A+DES
	N. Aggregato	N. Edificio

Preceda dal sopralluogo con verifica con documentazione fotografica

Elementi di vulnerabilità		SI	NO	NOI SA
Mancanza di ancoramenti tra pareti ortogonali e/o di catene o corredi ai vari livelli		SI	NO	NOI SA
Presenza di cortili in breccia su murature a doppio pavimento		SI	NO	NOI SA
Orizzontamenti di qualsiasi tipo, mai collegati a i pareti		SI	NO	NOI SA
Muratura di scadente qualità, area resistente ridotta in una o in entrambe le direzioni		SI	NO	NOI SA
Alta percentuale di fuoriuscite		SI	NO	NOI SA
Fondazioni inadeguate a sostenere l'incremento di carico verticale dovuto al sisma		SI	NO	NOI SA
Differenza di consistenza nei terreni di fondazione, presenza di fenomeni franosi o liquel		SI	NO	NOI SA
Presenza di corpi aggiunti di differente rigidezza e/o con collegamenti localizzati		SI	NO	NOI SA
Variazioni del sistema resistente ai livelli superiori		SI	NO	NOI SA
Presenza di una sovrapposizione di una struttura di copertura rigida e mai collegata		SI	NO	NOI SA
Presenza di piani ridotti		SI	NO	NOI SA
Eccessiva distanza tra muri di controvento		SI	NO	NOI SA
Copertura sporgente e/o mancanza di connessione della soletta alla copertura		SI	NO	NOI SA
Presenza di architravi con rigidezza flessa o con insufficiente unguezza di appoggio		SI	NO	NOI SA
Presenza di archi ribassati e/o poggianti con imposte inadeguate		SI	NO	NOI SA
Riduzioni localizzate della sezione muraria (presenza di canne fumarie, cavedi, nicchie, etc.)		SI	NO	NOI SA
Decorazioni localizzate (chiusure vecchie aperture, saracinesche mai realizzate, etc.)		SI	NO	NOI SA
Presenza di tetti di colmo o tetti a camera		SI	NO	NOI SA
Presenza di aperture poste in prossimità della linea di colmo della copertura		SI	NO	NOI SA

LA SCHEDA MEDEA PER UN CENSIMENTO SPEDITIVO.....DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI ORDINARI IN MURATURA

Scheda allegata alle "Linee Guida per l'attuazione dell'OPCM 3362/04" della Regione Campania

7/32

Scheda MEDEA per Edifici Ordinari in Muratura

Scheda per il censimento speditivo dei meccanismi di danno, dei danni sismici e della vulnerabilità per gli edifici ordinari in muratura (Medea 12/04)			
Istat Regione Istat Provincia	Comune Località	Istat Comune Istat Località	
Data	N. Squadra N. Aggregato	N. Scheda AeDES N. Edificio	
Protocollo dell'aggregato strutturale con identificazione dell'edificio			

I FATTORI DI VULNERABILITÀ (Medea)

Elementi di vulnerabilità

- Mancanza di ammorsamenti tra pareti ortogonali e/o di catene o cordoli ai vari livelli
- Presenza di cordoli in breccia su murature a doppio paramento
- Orizzontamenti di qualsiasi tipo, mal collegati alle pareti
- Muratura di scadente qualità, area resistente ridotta in una o in entrambe le direzioni
- Alta percentuale di forature
- Fondazione inadeguata a sostenere l'incremento di carico verticale dovuto al sisma
- Differenza di consistenza nei terreni di fondazione, presenza di fenomeni franosi o liquef.
- Presenza di corpi aggiunti di differente rigidezza e/o con collegamenti localizzati

8/32

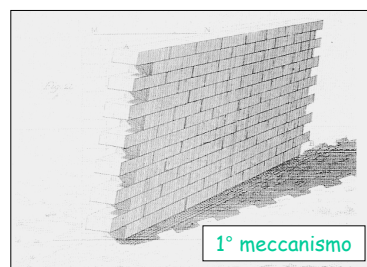
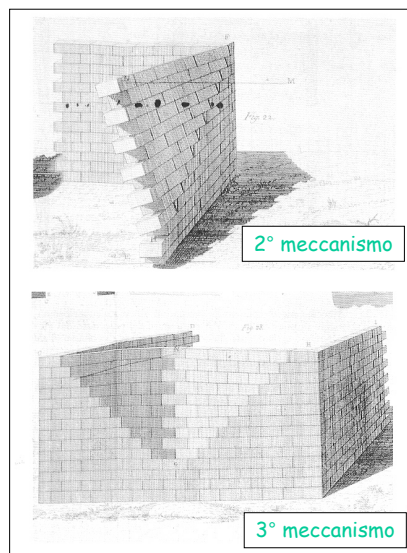
I FATTORI DI VULNERABILITÀ (Medea) - cont.

Variazioni del sistema resistente ai livelli superiori

- Presenza di una sopraelevazione e/o di una struttura di copertura rigida e mal collegata
- Presenza di piani sfalsati
- Eccessiva distanza tra muri di controvento
- Copertura spingente e/o mancanza di connessione della parete alla copertura
- Presenza di architravi con ridotta rigidezza fless. o con inadeguata lunghezza di appoggio
- Presenza di archi ribassati e/o piattabande con imposte inadeguate
- Riduzioni localizzate della sezione muraria (presenza di canne fumarie, cavedi, nicchie, etc.)
- Discontinuità localizzate (chiusura vecchie aperture, sarciture mal realizzate, etc.)
- Presenza di trave di colmo di notevoli dimensioni
- Presenza di aperture poste in prossimità della linea di colmo della copertura

9/32

I MECCANISMI DI COLLASSO

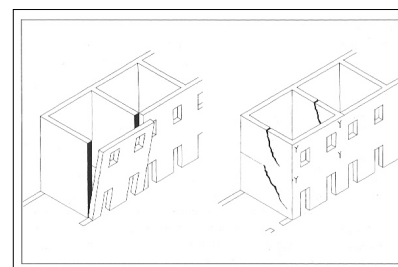


I tre meccanismi di collasso di una parete muraria individuati dal Rondelet (1802)

Assumono importanza l'efficienza delle connessioni con le pareti ortogonali

10/32

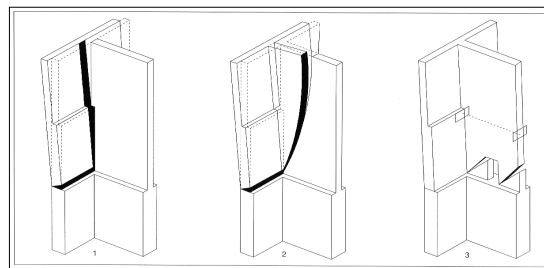
I MECCANISMI DI COLLASSO



da: Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici - Giuffè

I meccanismi di collasso per le pareti degli edifici si differenziano in:

- **meccanismi fuori del piano** (più pericolosi)
- **meccanismi nel piano** (meno pericolosi)



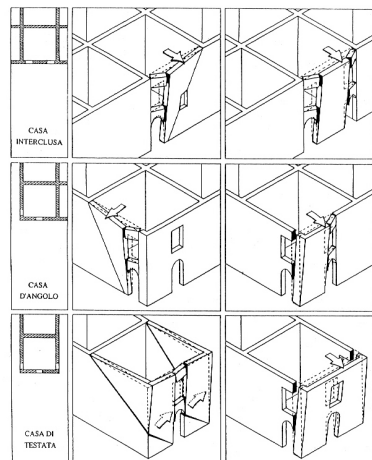
da: Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici - Giuffè

Il livello di connessione con le pareti ortogonali modifica il possibile meccanismo: si va dal meccanismo fuori piano a quello nel piano

11/32

I MECCANISMI DI COLLASSO

Esempio di catalogazione



da: Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici - Giuffè

I meccanismi di collasso possono essere i più svariati e dipendono da:

- geometria e posizione delle pareti
- distribuzione delle aperture
- efficacia delle connessioni con le pareti ortogonali
- collegamenti con gli impalcati intermedi e con la copertura

Esistono diverse classificazioni fatte per le tipologie più comuni

Nessuna classificazione può essere del tutto esaustiva

12/32

I MECCANISMI DI DANNO E DI COLLASSO

(Manuale MEDEA-Zuccaro-Papa Dip.Prot.Civ.)

I MECCANISMI GLOBALI

interessano la struttura nel suo complesso

sono relativi all'evolversi di quadri fessurativi in un numero tale di elementi strutturali sufficiente a compromettere l'equilibrio globale statico e dinamico della costruzione

I MECCANISMI LOCALI

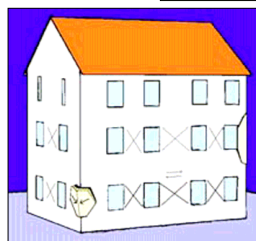
interessano parti limitate della struttura

il loro attuarsi ed evolversi può pregiudicare il singolo elemento strutturale, senza in genere compromettere l'equilibrio globale statico e dinamico della costruzione

13/32

I MECCANISMI DI DANNO E DI COLLASSO (Medea)

I MECCANISMI GLOBALI

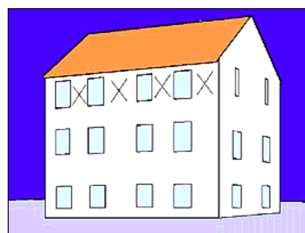


da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

M1- da taglio per azioni nel piano

E' il meccanismo resistente delle pareti nel proprio piano caratterizzato da buona capacità di deformazione prima della rottura.

Danni tipici: lesioni diagonali nei maschi e nelle fasce; lesioni orizzontali o verticali agli estremi dei maschi; lesioni verticali nelle fasce



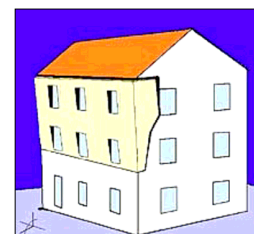
da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

M2- da taglio per azioni nel piano localizzato solo nella zona alta

Meccanismo analogo, concentrato ai piani alti, a causa di riduzioni eccessive di sezioni e/o ridotti carichi verticali

Danni tipici: lesioni diagonali nei maschi murari

14/32



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

M3- da ribaltamento dell'intera parete

-Meccanismo tipico della parete al di fuori del piano, mal collegata agli impalcati.
-Si forma una cerniera cilindrica alla base.
-Solo i carichi verticali dissipano energia.
-Il collasso avviene per superamento dell'equilibrio e non della resistenza del materiale

Danni tipici: lesioni verticali di distacco nei cantonali o diagonali di richiamo nelle pareti di spina; lesioni orizzontali continue alla base dei maschi.



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

M4- da ribaltamento parziale della parete

-Meccanismo tipico della parete al di fuori del piano con collegamenti efficienti nei cantonali ma insufficienti con la copertura.
-Il collasso avviene per superamento dell'equilibrio e non della resistenza del materiale.

Danni tipici: lesioni di distacco nelle croci di muro o diagonali di richiamo nei muri di spina; lesioni nelle fasce di piano; lesioni orizzontali continue in corrispondenza della cerniera

15/32

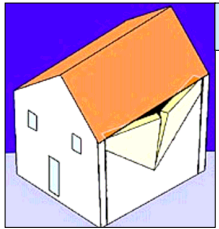


da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

M5- da instabilità verticale della parete

- Meccanismo tipico al di fuori del piano, per instabilità e flessione nel piano verticale. Comportamento ad arco in verticale. Può interessare il solo paramento esterno.
- La parete è ben collegata ad alcuni impalcati e si formano tre cerniere cilindriche.
- Il collasso avviene per superamento della resistenza del materiale.
- E' favorita da eventuali spinte di volte o del solaio.

Danni tipici: lesioni verticali nelle fasce di piano; lesioni orizzontali continue in corrispondenza delle cerniere.



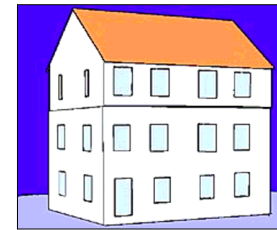
da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

M6- da rottura a flessione della parete

- Meccanismo tipico della parete al di fuori del piano con collegamenti efficienti nei cantonali ma insufficienti con la copertura. Comportamento ad arco nel piano orizzontale.
- Il collasso avviene per superamento della resistenza del materiale.

Danni tipici: lesioni inclinate e verticali sulla parete (maschi e fasce); lesioni di distacco dalla copertura

18/32

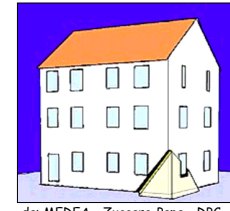


da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

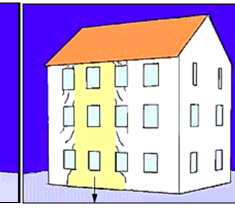
M7- da scorrimento di piano orizzontale

- Meccanismo abbastanza raro al di fuori del piano, per distacco della parte alta dal resto con superamento della resistenza a taglio.
- Possibili danni alle fasce di piano dei muri ortogonali.
- Il collasso avviene per superamento della resistenza del materiale.

Danni tipici: lesioni orizzontali continue alla base dei maschi interessati; lesioni verticali nelle fasce di piano e negli angoli.



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

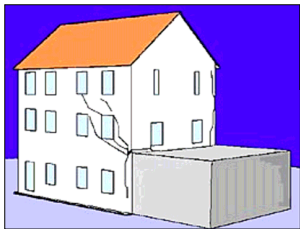


M8- da cedimento fondale

- Cedimenti differenziali delle fondazioni dovuti all'azione sismica
- Meccanismo dipendente dalla posizione del cedimento

Danni tipici: lesioni prevalentemente inclinate nei maschi murari e/o nelle fasce di piano; distacchi di porzioni di pareti ortogonali negli angoli.

17/32

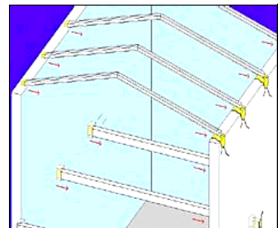


da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

M9- da irregolarità tra strutture adiacenti

- Meccanismo di danno nel piano della parete e/o fuori dal piano per effetto del martellamento tra le due strutture.
- Differenze di rigidità maggiori accentuano il fenomeno.

Danni tipici: lesioni diagonali nei maschi e nelle fasce; schiacciamenti nei punti di contatto; lesioni orizzontali continue e/o verticali da distacco nella parete ortogonale.



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

M10- da sfilamento delle travi del solaio dalla parete di supporto

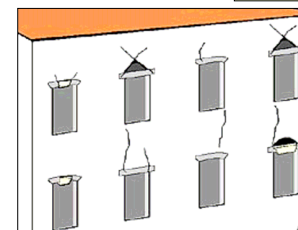
- Sfilamento delle travi dai supporti per oscillazioni fuori fase o rotazioni della parete.
- Mancanza di connessioni tra solaio e muri.
- Può portare al crollo dei solai con fenomeni a catena.

Danni tipici: lesioni da strappo o schiacciamento della muratura di appoggio; lesioni nel pavimento parallele ai muri

18/32

I MECCANISMI DI DANNO (Medea)

I MECCANISMI LOCALI

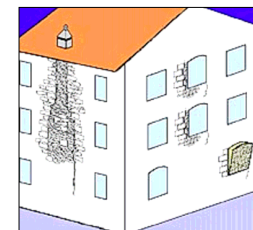


da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

M11- da cedimento di architravi e/o piattabande

- Meccanismo di danno locale nel piano della parete dovuto a mancanza o insufficienza della piattabanda
- Formazione di archi di scarico nella fascia anche per soli carichi verticali. Possibili crolli locali.

Danni tipici: lesioni diagonali e/o verticali nelle fasce di piano; dislocamento di cornici orizzontali o conci degli archi



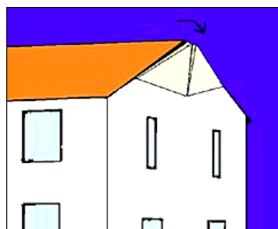
da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

M12- da irregolarità del materiale, debolezza locali, etc.

- Meccanismo di danno locale nel piano o fuori dal piano della parete dovuto a canne fumarie, vani chiusi e non collegati, discontinuità di parti aggiunte.
- Possibili crolli parziali di materiale distaccato.

Danni tipici: lesioni da distacco e/o espulsione di materiale ad andamento vario (in genere verticale)

18/32



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

M13- da ribaltamento del timpano

- Meccanismo di danno locale fuori dal piano dovuto a mancanza o insufficienza di collegamenti con il tetto.
- È favorito dal martellamento della trave di colmo.

Danni tipici: lesioni inclinate convergenti e verticale nel timpano; lesioni di distacco sul contorno; espulsione di materiale al colmo



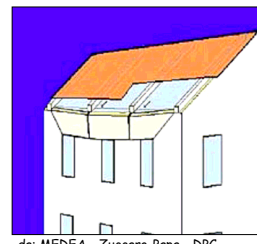
da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

M12- da ribaltamento della parte alta del cantonale

- Meccanismo di danno locale fuori dal piano e nel piano dovuto a collegamento insufficiente con la copertura e i solai intermedi e alla mancanza di tiranti (cordoli) orizzontali nelle pareti.
- È favorito da elementi d'angolo spingenti del tetto.

Danni tipici: lesioni inclinate nei pannelli murari convergenti nell'angolo; lesioni di distacco orizzontali e rotture nelle fasce di piano

2

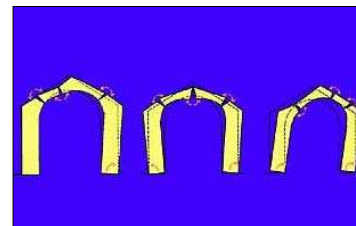


da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

M15- da ribaltamento della fascia sottotetto

- Meccanismo di danno locale fuori dal piano dovuto a mancanza o insufficienza di collegamenti con il tetto.
- È favorito da elementi spingenti del tetto e/o dal martellamento della travi di tetto o sottotetto.

Danni tipici: lesioni inclinate agli estremi e verticali al centro della zona interessata; lesioni orizzontali di distacco superiori; lesione orizzontale continua alla base della fascia



da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

M16- da rotazione delle spalle di archi e /o volte

- E' causato da incrementi sismici delle spinte o da spostamenti non in fase dei muri.
- Può portare al crollo dell'arco.
- Più pericoloso per gli archi ribassati.

Danni tipici: lesioni evidenti sul fronte dell'arco o continue sull'intradosso delle volte in corrispondenza delle cerniere; distacchi dalle spalle; dislocazione di conci dell'arco.

21/32

LA CORRELAZIONE TRA I FATTORI DI VULNERABILITÀ E I PROBABILI MECCANISMI DI COLLASSO (Medea)

1	Meccanismo da Taglio della parete per azioni nel piano
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Muratura di scadente qualità (i.e. per tessitura, per materiale lapideo, per tipo di malta) ▪ Area resistente ridotta in una o in entrambe le direzioni (i.e. per l'alta percentuale di forature o per il ridotto spessore delle pareti)
2	Meccanismo da Taglio della parete per azioni nel piano localizzato solo nella zona alta
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Variazioni del sistema resistente ai livelli superiori (i.e. variazione dello spessore del pannello murario e/o presenza di muratura di qualità più scadente) ▪ Presenza di coperture pesanti
3	Meccanismo da Ribaltamento della Intera Parete
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Mancanza di ammassamenti tra pareti ortogonali e/o di catene o cordoli ai vari livelli ▪ Eccessiva distanza tra muri di controvento ▪ Copertura spingente e mancanza di connessione della parete alla copertura
4	Meccanismo da Ribaltamento Parziale della Parete
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Eccessiva distanza tra muri di controvento ▪ Copertura spingente e mancanza di connessione della parete alla copertura ▪ Eccessiva presenza di aperture
5	Meccanismo da Instabilità (verticale) della parete
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Presenza di cordoli in breccia su murature a doppio paramento ▪ Scarsa qualità della muratura, murature a sacco ▪ Presenza di orizzontamenti intermedi mal vincolati alla parete

22/32

6	Meccanismo da Rottura a flessione della parete
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Parete efficacemente ammassata alle pareti ortogonali, ma priva di collegamento e cordolo in sommità ▪ Presenza di coperture con elementi trasversali spingenti
7	Meccanismo da Scorrimento di piano orizzontale
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Mancanza di un efficace collegamento dell'orizzontamento alle pareti ad un livello ▪ Presenza di una sopraelevazione e/o di una struttura di copertura rigida e mal collegata
8	Meccanismo da Cedimento fondale
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Fondazione inadeguata a sostenere l'incremento di carico verticale dovuto al sisma ▪ Differenza di consistenza nei terreni di fondazione, presenza di fenomeni franosi o effetti di liquefazione (terreni non stabili)
9	Meccanismo da irregolarità tra strutture adiacenti
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Presenza di corpi aggiunti (come parte dell'edificio o esterni ad esso) di differente rigidezza e/o di strutture diverse con collegamenti localizzati ▪ Presenza di piani sfalsati
10	Meccanismo per sfilamento delle travi del solaio dalla parete di supporto
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pareti mal ammassate, assenza di cordoli e/o catene ▪ Orizzontamenti di qualsiasi tipo, mal collegati alle pareti

23/32

LA CORRELAZIONE TRA I DANNI RILEVATI E I CORRISPONDENTI MECCANISMI (Medea)

V1	Lesioni ad andamento diagonale nei maschi murari	V2	Lesioni ad andamento diagonale localizzate ai livelli superiori nei maschi murari	V3	Lesioni ad andamento diagonale in corrispondenza dei cantonali	V4	Lesioni ad andamento diagonale a separare un angolo in sommità
Meccanismi 1, 8, 12		Meccanismi 2, 9		Meccanismi 1, 7		Meccanismi 2, 14	
V5	Lesioni ad andamento diagonale a separare un angolo in basso	V6	Lesioni ad andamento diagonale nei parapetti sopra ed attraverso architravi di porte e finestre	V7	Lesioni ad andamento diagonale che corrono lungo l'intera altezza dell'edificio tendendo verso gli angoli in basso	V8	Lesioni ad andamento diagonale nel timpano
Meccanismi 9		Meccanismi 4, 7, 11, 12, 14, 16		Meccanismi 1		Meccanismi 1, 2	

da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

25/32

24/32

11	Meccanismo per cedimento di architravi e/o piattabande
	<ul style="list-style-type: none">■ Presenza di architravi con ridotta rigidezza flessionale o con inadeguata lunghezza di appoggio alla muratura■ Presenza di archi ribassati e/o piattabande con imposte inadeguate, per dimensione ridotta e/o per scarsa stabilità
12	Meccanismo da irregolarità del materiale, debolezze locali, etc
	<ul style="list-style-type: none">■ Riduzioni locali della sezione muraria (presenza di canne fumarie, cavedi, nicchie, etc.)■ Discontinuità localizzate (chiusura vecchie aperture, sarciture mal realizzate, etc.)
13	Meccanismo da ribaltamento della parete del timpano
	<ul style="list-style-type: none">■ Scarsa connessione del timpano alle pareti ed alla copertura■ Presenza di trave di colmo di notevoli dimensioni
14	Meccanismo da ribaltamento della parte alta del cantonale
	<ul style="list-style-type: none">■ Presenza di tetti a padiglione a travi spingenti■ Mancanza di connessione della parete alla copertura
15	Meccanismo da ribaltamento della fascia sottotetto
	<ul style="list-style-type: none">■ Presenza di coperture a travi spingenti o di pesanti coperture in c.a., mal collegate alle pareti■ Presenza di aperture poste in prossimità della linea di colmo della copertura

Tabella 3 – Relazione tra i fattori di vulnerabilità ed i meccanismi di collasso per gli edifici in Muratura

V9	Lesioni ad andamento verticale in corrispondenza di incroci tra muri (cantonali e/o croci di muro)	V10	Lesioni ad andamento diagonale nelle pareti trasversali e/o di spina	V11	Deformazione permanente di catene e/o presidi d'ancoraggio fino a rottura di catene o sfilamento dell'ancoraggio stesso	V12	Lesioni da distacco sul contorno del timpano del tetto
Meccanismi 3, 4, 9, 10		Meccanismi 1, 2, 3, 4		Meccanismi 1, 2, 3, 4, 6, 10		Meccanismi 13	
V13	Lesioni ad andamento verticale nei parapetti tra le aperture o nelle fasce di piano	V14	Lesioni ad andamento orizzontale in corrispondenza degli orizzontamenti	V15	Lesioni ad andamento orizzontale in testa e/o al piede di maschi murari	V16	Schiacciamento locale della muratura con o senza espulsione di materiale
Meccanismi 4, 11, 12, 14, 15		Meccanismi 3, 4, 7		Meccanismi 1, 2		Meccanismi 1, 12, 16	

da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

26/32

V17	Lesioni diagonali a partire da discontinuità tra due edifici adiacenti (es: per differenza di quota tra due impalcati)	V18	Lesioni ad andamento verticale lungo la linea di interfaccia tra due edifici adiacenti	V19	Espulsione di materiale in corrispondenza degli appoggi di travi (a livello di piano e/o di cop.) dovuta a martellamento del solaio sulla parete	V20	Deformazione nel piano della parete in direzione trasversale (spanciamento)
Meccanismi 9, 12		Meccanismi 9, 12		Meccanismi 5, 10, 13, 15		Meccanismi 5, 6	
V21	Fuori piombo/Rotazione incipiente della parete	V22	Lesioni diagonali per cedimento delle fondazioni	V23	Lesioni verticali per cedimento delle fondazioni		
Meccanismi 3, 4, 10		Meccanismi 8		Meccanismi 8		Meccanismi	

da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

27/32

da: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPCda: MEDEA - Zuccaro-Papa - DPC

La scheda Medea

* Inserire in questa riga i danni che non si riescono ad ascrivere ad alcun meccanismo

SUDDIVISIONE PER GRUPPI TEMATICI DELLE FORME DI
VULNERABILITA' SPECIFICHE RICONDUCIBILI A:

SUDDIVISIONE PER GRUPPI TEMATICI DELLE FORME DI VULNERABILITA' SPECIFICHE RICONDUCIBILI A:			
1	Modalità costruttive iniziali	Materiali e tecniche costruttive	- qualità dei supporti e leganti - adesione e/o coesione muraria
		Caratteri geometrico / dimensionali della muratura	- riferiti alla sezione muraria: posizionamento del paramento - riferiti all'elemento architett.-strutturale: snellezza
		Elementi che riducono la sezione muraria	- presenza di canna fumaria - interruzione dovuta a condotti impiantistici - grondaie / pluviali in sezione muraria
		Elementi strutturali con sezione inadeguata	- snellezza - esiguo spessore - elementi svettanti
		Particolare distribuzione dei fori	- aperture sfalsate - aperture in prossimità di angolate
		Mancanza di connessione di elementi litici	- ancoraggi inadeguati - mancanza di adesione
2	Processi di trasformazione edilizia	Ampliamento	- non ammortato - discontinuo
		Sopraelevazione	- eterogeneo per materiale
		Chiusura /apertura di fori	
		Sottrazioni di elementi o parti murarie	- demolizione di setti - apertura grandi fori
		Soluzioni strutturali inadeguate o rischiose	- muri in falso - pilastri su volte

I FATTORI DI VULNERABILITÀ SPECIFICA (Codice di pratica-Regione Marche) - cont.

3	Carenza di connessioni strutturali e ruolo degli elementi di presidio esistenti	Connessione muro-muro	- discontinuità in nodo murario
		Connessione muro-copertura	- spinta localizzata non compensata
		Connessione muro-solaio	- assenza o scarsa efficacia di collegamenti
		Sistemi di collegamento inadeguati o danneggiati	- tiranti mancanti o inefficaci - contrafforti inadeguati
4	Degrado strutturale e debito manutentivo	Degrado della muratura	- perdita di legante tra i giunti - decoesione muraria - presenza di acqua - degrado degli elementi litici
		Degrado degli elementi lignei di copertura	- immarcimento delle teste - degrado strutt. minuta e/o dell'impalcato - degrado generalizzato - inflessione degli elementi
		Mancata manutenzione della muratura e degli intonaci	- stato del paramento a vista - efficienza degli intonaci
		Mancata manutenzione della copertura	- stato del manto di copertura - gronde e pluviali non efficienti
5	Dissesti pregressi non sufficientemente riparati	Sismici	- lesionamento - deformazioni / fuori piombo
		Statici	- lesionamento - deformazioni / fuori piombo
6	Interventi strutturali recenti	Eseguiti con tecniche "moderne"	- cordoli in c.a. con sezione inadeguata e/o con distacchi dalla muratura, ... - iniezioni non distribuite e disomogenee - intonaco armato non adeguatamente connesso alla muratura

32/32

VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Parte 7: LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA: VERIFICA PER I CARICHI VERTICALI E VERIFICA SISMICA



Prof. Ing. Bruno Calderoni - D.I.ST. – Università di Napoli Federico II

1/75

LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Quando si deve fare secondo le N.T.C. 2008:

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche una delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;
- interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidità.

Serve a stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

La valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ogni qual volta si eseguano gli interventi strutturali di cui al punto 8.4, e dovrà determinare il livello di sicurezza prima e dopo l'intervento.

2/75

LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA e GLI INTERVENTI STRUTTURALI

Intervento di ADEGUAMENTO

- Si deve conseguire il livello di sicurezza previsto dalle norme
- La valutazione della sicurezza dovrà essere riferita all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento (Verifica sismica)

Intervento di MIGLIORAMENTO

- Si deve aumentare il livello di sicurezza attuale
- La valutazione della sicurezza dovrà essere estesa a tutte le parti della struttura interessate da modifiche del comportamento, e alla struttura nel suo insieme (Valutazione di vulnerabilità sismica)

Intervento di RIPARAZIONE o LOCALE

- Devono comunque comportare un miglioramento delle condizioni di sicurezza esistenti
- La valutazione della sicurezza potrà essere estesa alle sole parti e/o elementi interessati dall'intervento (Verifiche locali)

3/75

LA VERIFICA SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA ESISTENTI

La verifica sismica è un procedimento quantitativo volto a stabilire se un edificio esistente è in grado di resistere alla combinazione sismica di progetto prevista dalle norme

Nella valutazione della sicurezza si terrà conto dell'esperienza, se disponibile, derivante dall'esame del comportamento di edifici simili che abbiano subito in passato l'effetto di eventi sismici

- La valutazione richiede la verifica di due stati limite:
- stato limite di danno (SLD) (danni di limitata entità - DL) (non obbligatorio per strutture esistenti)
 - stato limite di ultimo (SLV) (danni severi - DS) con riferimento a livelli diversi dell'azione sismica

Non è necessario effettuare la verifica per lo stato limite di collasso (SLC), che si ritiene automaticamente soddisfatta

4/75

La valutazione riguarda entrambi i comportamenti delle pareti, con riferimento alla direzione dell'azione sismica:

- nel proprio piano (pareti disposte di coltello)
- al di fuori del piano (pareti disposte di piatto)

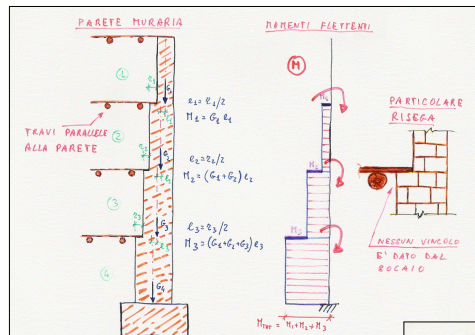
Si devono effettuare:

- l'analisi sismica globale (verifica nel proprio piano)
- l'analisi dei possibili meccanismi locali (verifica al di fuori del piano)

L'edificio deve essere verificato anche per l'azione dei soli CARICHI VERTICALI (par.4.5.6 - ex D.M.87)

La verifica per i carichi verticali si riferisce al comportamento fuori dal piano

5/75



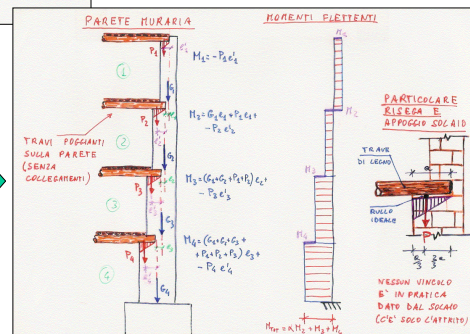
Le verifica delle pareti murarie per i carichi verticali

Le pareti degli edifici della 2ª classe

Solai paralleli

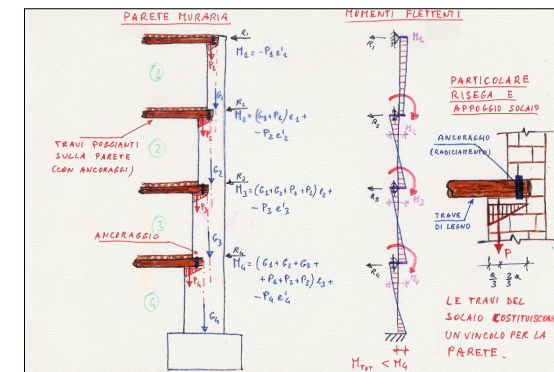
Pareti portanti il solaio

Lo schema è di mensola a tutt'altezza incastrata alla base



Le verifica delle pareti murarie per i carichi verticali

Le pareti degli edifici della 2ª classe con travi ancorate ai muri



Lo schema è di trave continua incastrata alla base

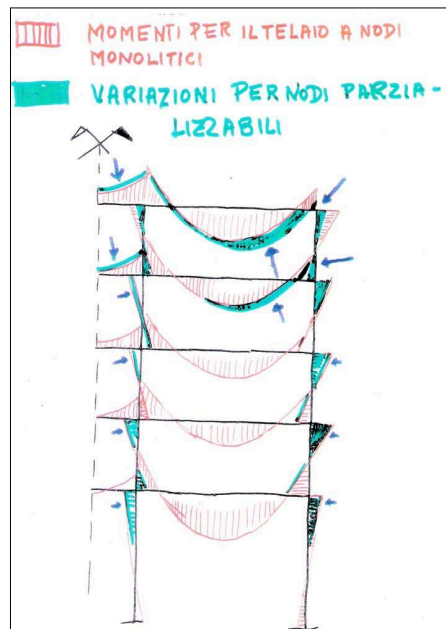
6/75

7/75



Le verifica delle pareti murarie per i carichi verticali

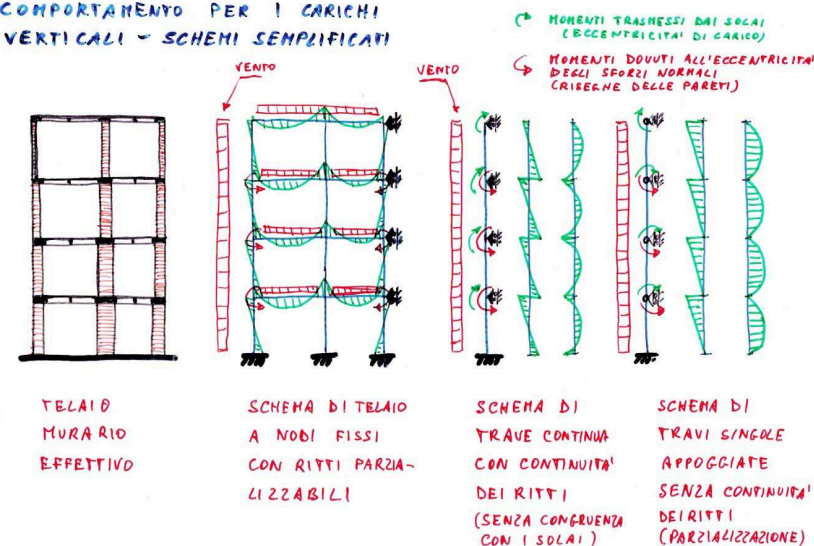
Effetti della parzializzazione sulle sollecitazioni flettenti del telaio



12/75

La verifica per i carichi verticali - Schemi semplificati

COMPORTAMENTO PER I CARICHI VERTICALI - SCHEMI SEMPLIFICATI



13/75

La verifica per i carichi verticali - (par.4.5.6 - ex D.M.87)

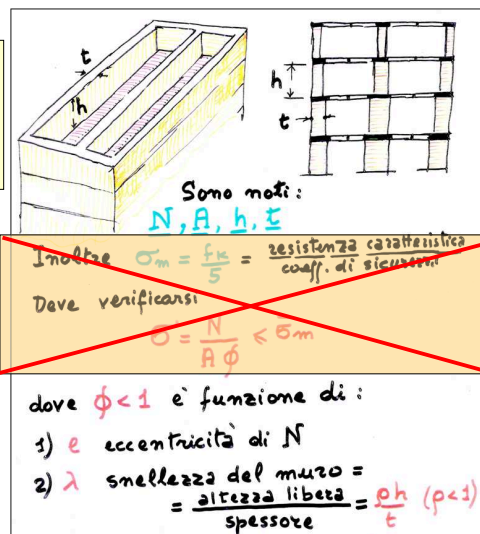
Le modalità di verifica

$f_d = f_k / \gamma_m$ res. del materiale
 $N_{rd} = \phi A f_d$ resist. del muro deve risultare:
 $N_d \leq N_{rd}$

Stato limite ultimo

~~Tensioni ammissibili~~

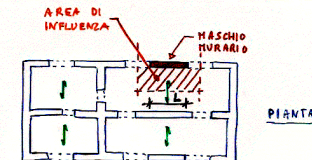
coefficiente riduttivo
 $\phi = F(e, \lambda)$



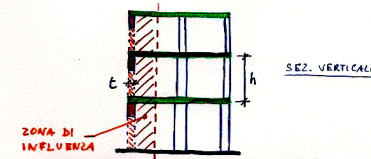
14/75

DETERMINAZIONE DELLO SFORZO NORMALE N

• LO SFORZO NORMALE N SI PUO' CALCOLARE CON RIFERIMENTO ALLE COMBINAZIONI DI CARICO PREVISTE IN BASE ALLA AREA DI INFLUENZA DEL MASCHIO MURARIO



PIANTA



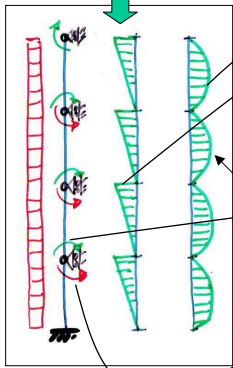
N E' DATO DAL PESO PROPRIO DELLA MURATURA (DEL MASCHIO E DELLE PASCHE N PIANO) E VALUTATO AL LIVELLO DI VERIFICA (ESTREMI E ZONA INTERMEDIA DEL MASCHIO) CARICO TRASMESSO DAI SOLAI

15/75

La verifica per i carichi verticali - (par.4.5.6-ex D.M.87)

Valutazione dell'eccentricità

Schema strutturale semplificato di riferimento



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)

$$e_v = M_v / N_{tot}$$

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

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}$$

$$e_{s2} = \frac{N_2 d_2 + N_2' d_2'}{N_2 + \sum N_2'}$$

$$e_a < e = \max \left\{ \begin{array}{l} e_1 = |e_{s1}| + |e_a| \\ e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v| \end{array} \right\} < \frac{t}{3}$$

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

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

16/75

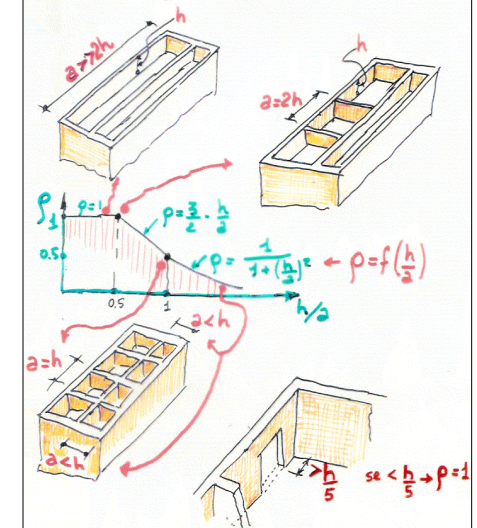
La verifica per i carichi verticali (par.4.5.6 - ex D.M.87)

Valutazione della snellezza

Si tiene conto anche dei vincoli laterali costituiti dalle pareti ortogonali al muro (effetto piastra), se efficaci

2) SNELLEZZA λ del muro.

$$20 > \lambda = \frac{h}{t} = 9 \frac{h}{t}; \quad p \leq 1 \text{ e } p = f\left(\frac{h}{a}\right)$$



17/75

La verifica per i carichi verticali (par.4.5.6-ex D.M.87)

Valutazione del coefficiente riduttivo ϕ della resistenza della sezione

Tiene conto di:

- parzializzazione della sezione
- instabilità del muro compresso al di fuori del proprio piano

Essendo stati determinati i valori di e (eccentricità) e di λ (snellezza) = $9h/t$ i valori del coefficiente riduttivo ϕ sono forniti dalla tabella in funzione di $6e/t$ e di $\lambda = 9h/t$

Diagramma di riferimento per la valutazione del coefficiente riduttivo ϕ . Mostra un muro di spessore t e altezza h, con carichi verticali N1, N2 e momenti M1, M2. La formula $\sigma = \frac{N}{A\phi} < \bar{\sigma}_m$ è indicata.

TABELLA dei valori di ϕ

λ	0	5	10	15	20
0	1.00	0.97	0.94	0.91	0.88
5	0.97	0.94	0.91	0.88	0.85
10	0.94	0.91	0.88	0.85	0.82
15	0.91	0.88	0.85	0.82	0.79
20	0.88	0.85	0.82	0.79	0.76

La tabella è divisa in due parti: la prima per $6e/t$ da 0 a 2.0, la seconda per $6e/t$ da 2.0 a 4.0. I valori di ϕ sono indicati nelle celle della tabella.

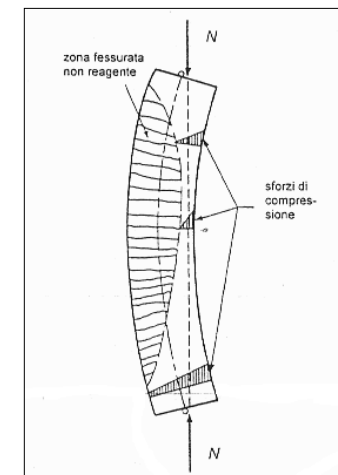
18/75

Instabilità delle colonne compresse in muratura

Sforzo normale eccentrico sulle basi

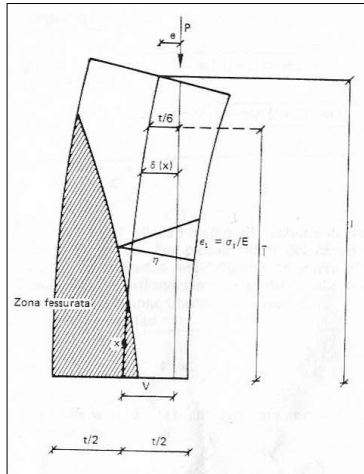
Materiale non resistente a trazione

Materiale con resistenza finita a compressione



19/75

Modello base di riferimento



Equazione differenziale della linea elastica:

- zona non parzializzata:

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} + \frac{P\delta(x)}{EI} = 0$$

con $I = b t^3 / 12$

- zona parzializzata:

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} = \frac{\epsilon_1}{\eta} \leftarrow \text{curvatura}$$

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} + \frac{Pt^3}{54EI(t/2 - \delta)^2} = 0$$

con $I = b t^3 / 12$

20/75

Risoluzione delle equazioni differenziali della linea elastica

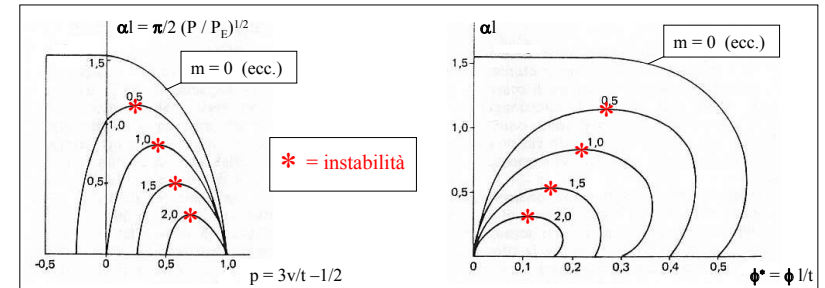
- condizioni ai limiti:

$$\begin{aligned} x=0 & \quad \frac{d\delta}{dx} = 0 & \delta = 0 \\ x=1 & \quad \delta = e \\ x=\bar{1} & \quad \frac{d\delta_1}{dx_1} = \frac{d\delta_2}{dx_2} & \delta_1 = \delta_2 \end{aligned}$$

- posizioni (adimensionalizzate):

$$\begin{aligned} m = 6e/t & \quad \text{eccentricità iniz.} \\ p = 3v/t - 1/2 & \quad \text{spostamento max} \\ \phi^* = \phi/t & \quad \text{rotazione in testa} \\ \alpha l = (P l^2 / EI)^{1/2} & \quad \text{carico in testa} \end{aligned}$$

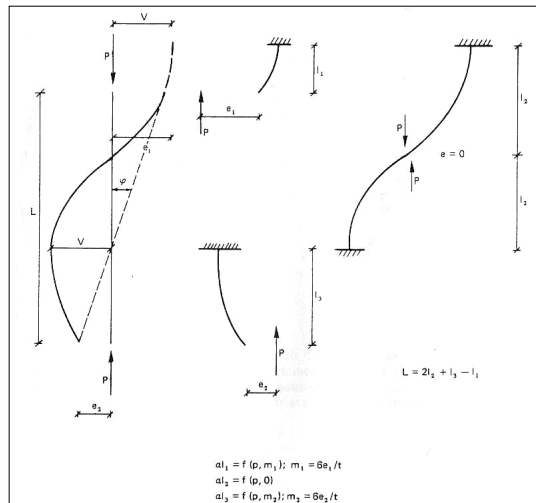
$$\alpha l = (P l^2 / EI)^{1/2} = \pi/2 (P / P_E)^{1/2} \quad P_E = \pi^2 EI / (4 l^2) \quad \text{carico critico di Eulero}$$



21/75

Risoluzione per schemi diversi

Combinazione delle soluzioni del caso di base

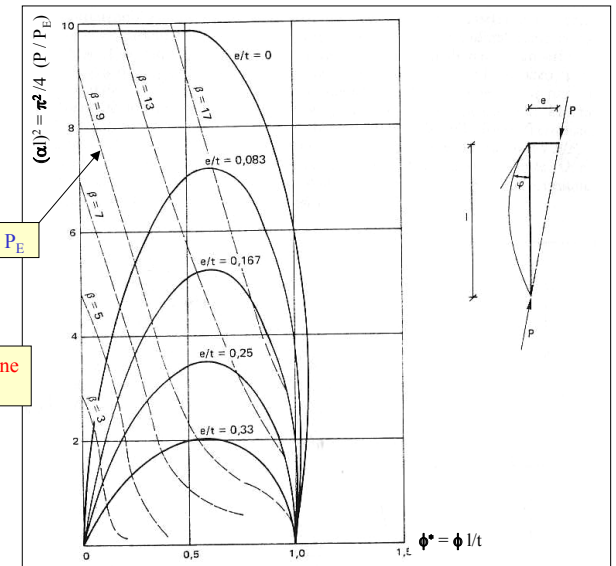


22/75

Limitazioni delle curve per resistenza finita a compressione

$$\beta = 12 (\sigma_u / E) (l^2 / t^2) = \pi^2 P_u / P_E$$

σ_u = resistenza a compressione della muratura



23/75

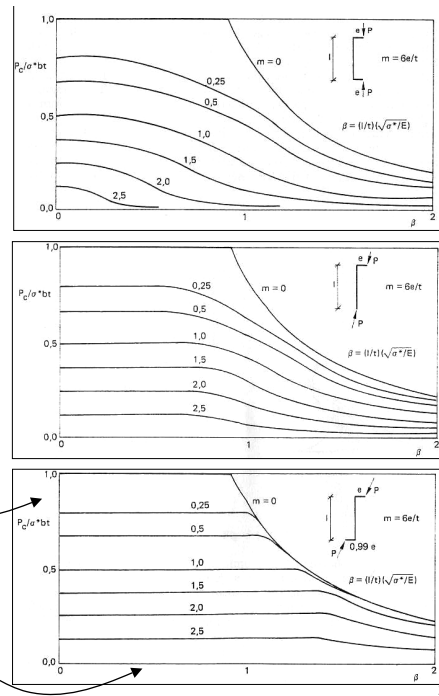
Le curve di stabilità

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

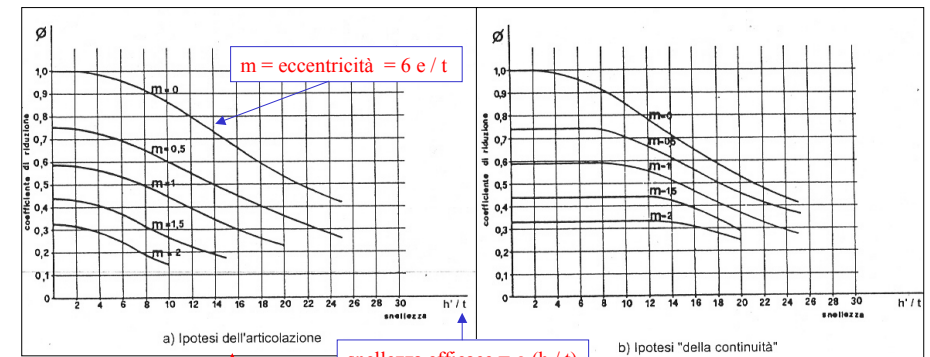
P_c = carico di collasso della muratura
 $\sigma_u b t$ = carico ultimo a compressione

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



24/75

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



Muri appoggiati ai solai

Muri continui (telaio o trave continua)

25/75

La verifica delle pareti murarie per i CARICHI VERTICALI (edifici nuovi)

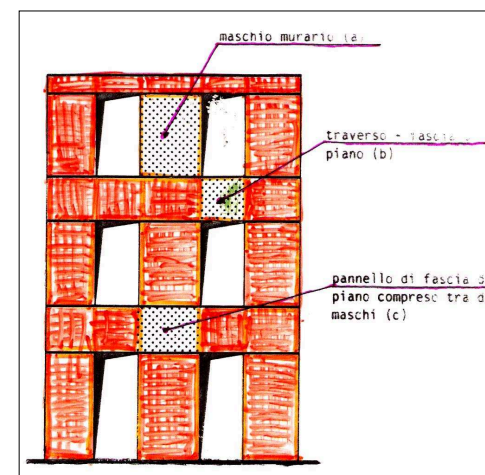
par. 4.5.6.2

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO:

- Presso flessione per carichi laterali (schemi locali per azioni fuori dal piano - carichi verticali e vento)
- Presso flessione nel piano del muro (schema globale per azioni nel piano - carichi verticali e vento)
- Taglio nel piano del muro (schema globale per azioni nel piano - carichi verticali e vento)

26/75

LA SCHEMATIZZAZIONE DELLA PARETE PER LA VERIFICA NEL PROPRIO PIANO

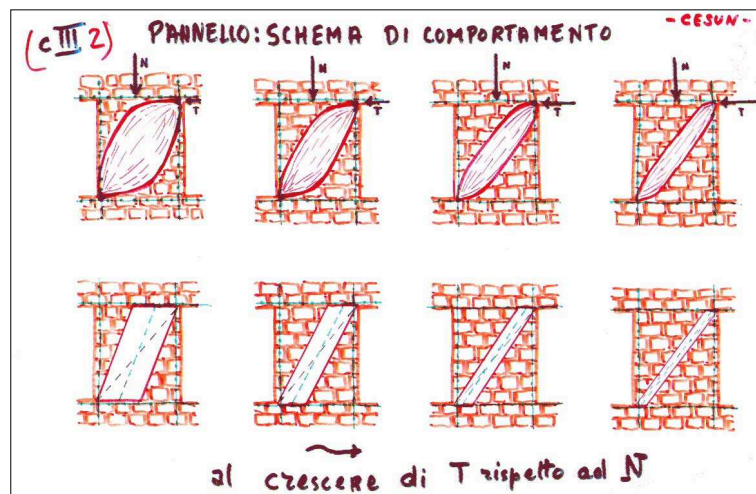


La parete muraria si può considerare costituita da un insieme di pannelli di materiale non resistente a trazione

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

27/75

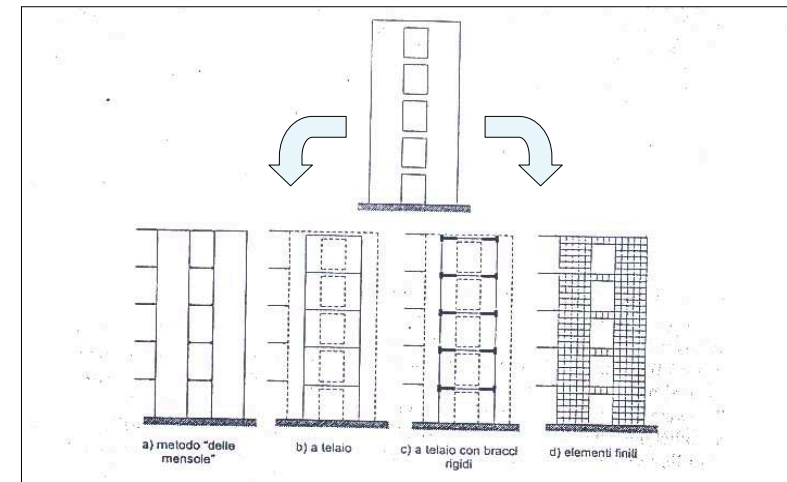
Il comportamento effettivo è spiccatamente non lineare



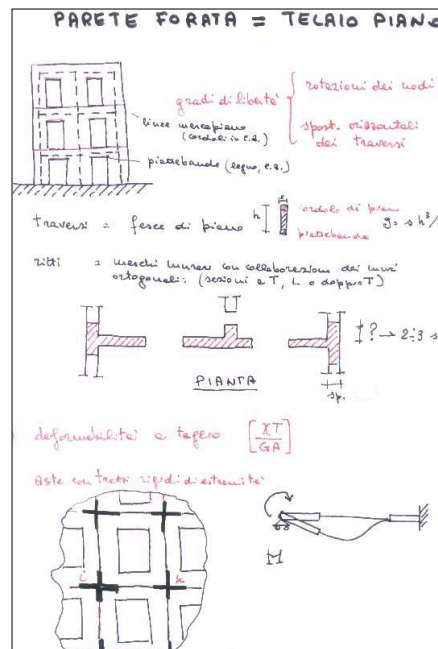
28/75

I modelli strutturali approssimati per la valutazione della risposta della parete muraria sotto azioni orizzontali

Servono per la determinazione delle caratteristiche della sollecitazione negli elementi murari



29/75



L'ordinanza 3274/3431 e le N.T.C 08 segnalano la modellazione a telaio delle pareti per l'analisi sismica

Si deve considerare sia la deformabilità flessionale che quella tagliante degli elementi murari

Il calcolo può essere lineare: non si deve tenere conto della parzializzazione delle sezioni

Si dovrebbero usare le rigidezze fessurate:
Rig.fessurate = $\frac{1}{2}$ Rig.non fess.

30/75

Le fasce di piano - Travi di accoppiamento

Le travi di accoppiamento in muratura si possono considerare solo se:

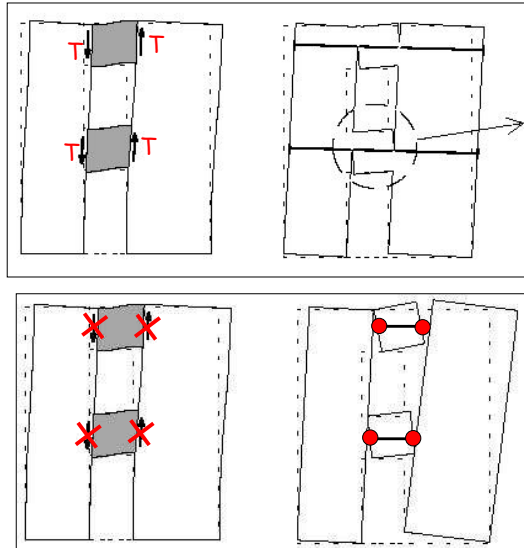
- siano efficacemente ammorsate alle pareti
- siano sorrette da architravi strutturalmente efficaci a flessione
- si possa instaurare un meccanismo resistente a puntone diagonale (presenza di catene o cordoli)

In caso di fasce di piano che non rispettino tali condizioni, lo schema da adottare è quello di mensole collegate ai vari piani ai soli fini traslazionali

Per gli edifici nuovi le condizioni devono essere necessariamente sempre rispettate

31/75

La resistenza a taglio delle travi è essenziale nel comportamento della parete muraria



Travi in muratura
resistenti a taglio

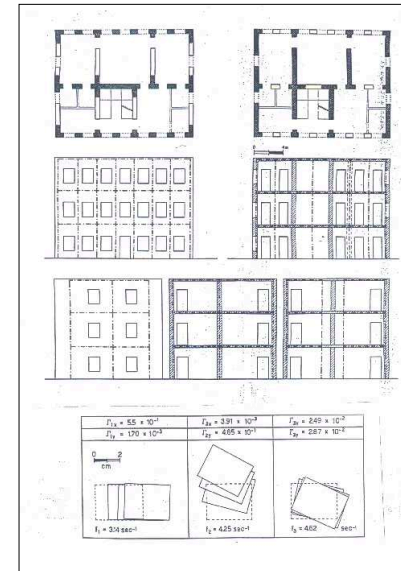
Maschi murari
accoppiati.
Parete = telaio

Travi in muratura non
resistenti a taglio

Maschi murari non
accoppiati.
Parete = insieme di
mensole collegate

32/75

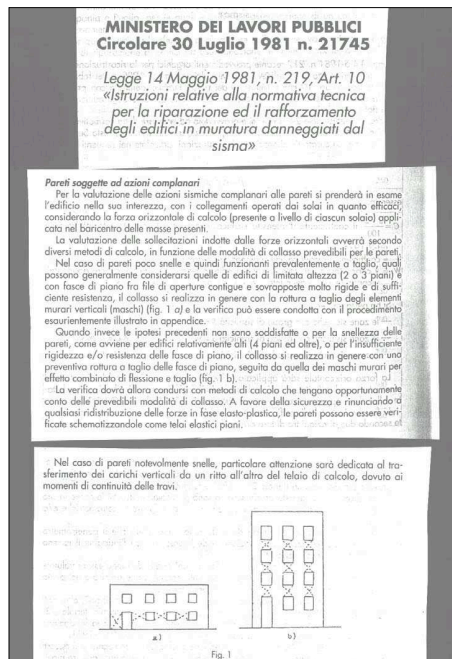
L'estensione alle tre dimensioni



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

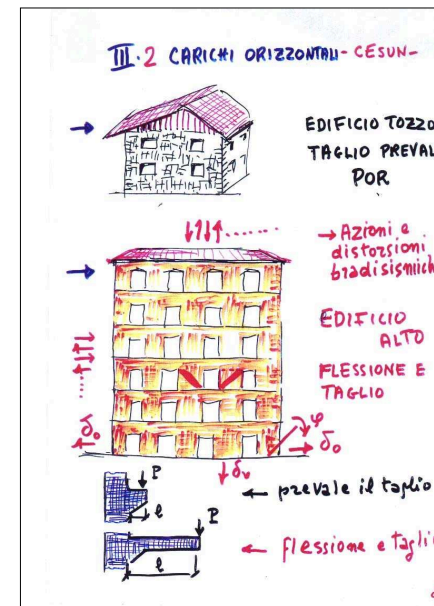
33/75



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

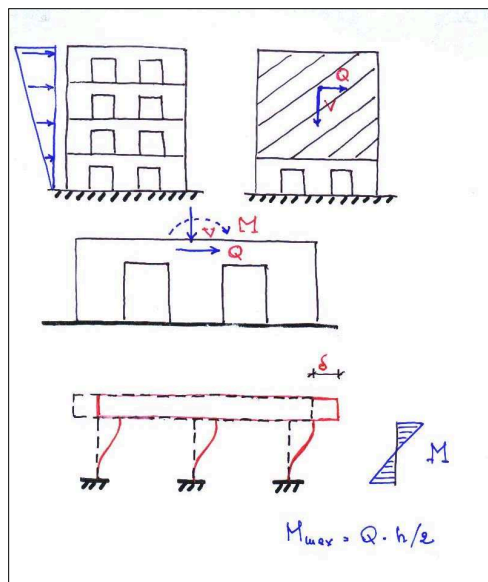
34/75



Dopo il terremoto del
Friuli (1976) viene
richiamata l'attenzione sul
diverso comportamento
tra gli edifici tozzi e quelli
snelli.

Dopo il terremoto
Campano-Lucano (1980),
viene indicato il POR
esclusivamente
per edifici tozzi
con impalcato rigidi
e fasce di piano resistenti

35/75

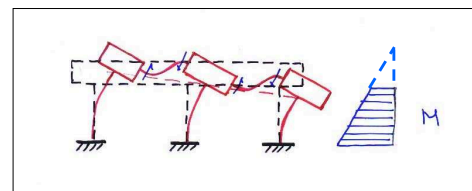


Anche il POR fa riferimento ad un telaio, avente fasce di piano infinitamente rigide

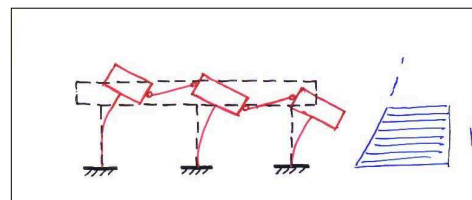
Viene del tutto trascurato il momento ribaltante globale di piano

36/75

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)

37/75

I metodi di calcolo consentiti dalle N.T.C. 2008

par. 7.8.1.5

1) Analisi statica lineare
anche per edifici non regolari in elevazione (ponendo $\lambda = 1$)

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 anche perché si considerano i valori medi delle resistenze invece di quelli caratteristici e non si applica γ_m

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

**ADOTTATA
NORMALMENTE**

MOLTO ADOTTATA
Troppo dipendente dal modulo elastico e dallo schema. Si perde il controllo fisico sui risultati.

A VOLTE ADOTTATA
Di più difficile esecuzione. Troppo dipendente dal programma di calcolo. Fornisce risultati più vantaggiosi.

QUASI MAI USATA
Troppo complessa. Solo per veri esperti e per motivi di studio su opere particolari

38/75

I METODI DI CALCOLO

In tutti i metodi di calcolo consentiti il modello strutturale dell'edificio è lo stesso (mensole collegate; telaio; elementi finiti bidimensionali)

Tra analisi statica lineare e analisi dinamica modale cambia solo il modo in cui si determina la distribuzione lungo l'altezza delle forze orizzontali agenti (si usa sempre il fattore di struttura: riduzione delle forze per tener conto del comportamento plastico)

Nell'analisi statica non lineare non si calcolano a priori le forze agenti, ma si determina qual è la resistenza e la deformabilità della struttura, incrementando via via le forze orizzontali

Nell'analisi dinamica non lineare non si applicano forze ma direttamente accelerazioni alla base della struttura

39/75

ANALISI STATICA LINEARE - Le azioni

Si applicano forze orizzontali globali predefinite con andamento all'incirca triangolare lungo l'altezza:

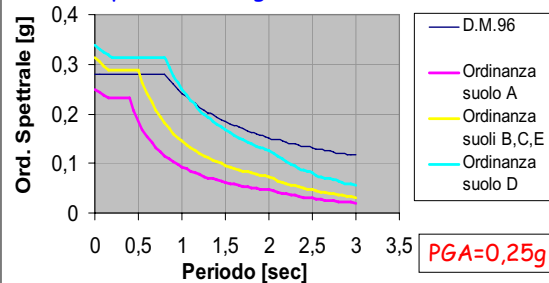
$$F_i = F_h (z_i W_i) / \sum (z_i W_i)$$

con $F_h = (W/g) S_d(T_1) \lambda$ forza orizzontale globale
 $S_d(T_1)$ spettro ridotto di progetto

IL FATTORE DI STRUTTURA $q = 2,0 \alpha_u / \alpha_1$ (regolare in elev.)
 $\alpha_u / \alpha_1 = 1,5$ (edifici esistenti) $q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1$ (non regolare)

$\lambda = 0,85/1,0$
 (non reg./ reg.
 in elev.) ($> / < 3p$.)

Gli Spettri di Progetto (OPCM - DM96)



PERIODO

APPROSSIMATO:

$T = 0,05 H^{3/4}$ ($< 2,5 T_c$)
 $H_{max} = 15 \text{ m}$ $T_{max} = 0,38 \text{ sec}$
 in genere bassi periodi

Coeff. sismico massimo:

$$0,25 \times 1,25 \times 2,5 / 2,25 = 0,347$$

suolo tipo B $q = 1,5 \times 1,5 = 2,25$

40/75

ANALISI STATICA LINEARE La risoluzione dello schema di calcolo

Nel caso di un modello spaziale e di solai sufficientemente rigidi nel piano orizzontale le forze sismiche orizzontali sono applicate nel baricentro delle masse di ogni piano. (Si applica anche un momento torcente di piano per l'eccentricità accidentale di piano del 5%)

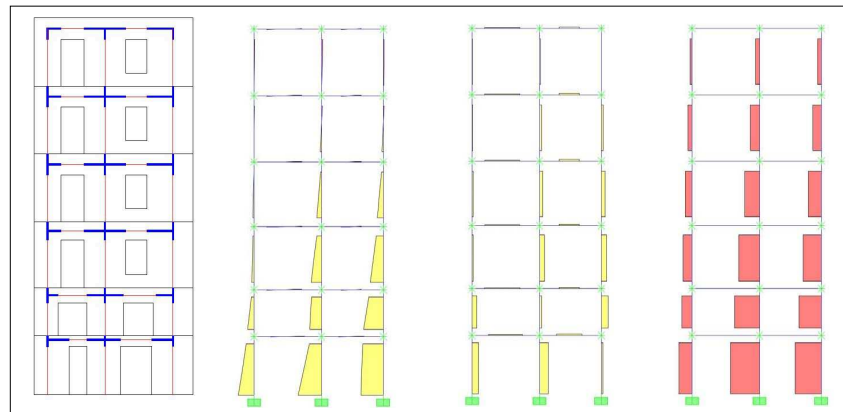
Osservazione: le approssimazioni del modello e l'incertezza sulla rigidezza dei solai rendono non significativa l'eccentricità accidentale del 5% (ma è obbligatoria da portare in conto)

La ripartizione delle forze tra le varie pareti avviene automaticamente con la risoluzione dello schema spaziale. È possibile modificare la distribuzione dei tagli tra i vari maschi murari nel rispetto dell'equilibrio globale [$\Delta T = \pm 25\%$ ($< 0,1 T_{piano}$)]

41/75

ANALISI STATICA LINEARE

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



Schema telaio

Diagramma del momento flettente

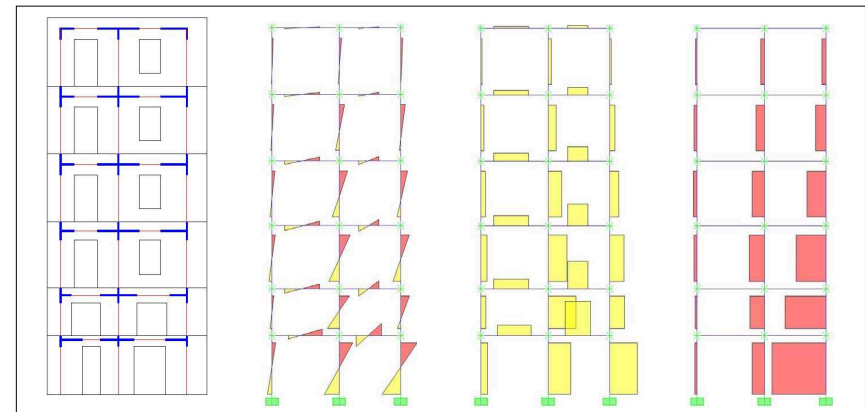
Diagramma del taglio

Diagramma dello sforzo normale

42/75

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

43/75

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

MASCHI MURARI

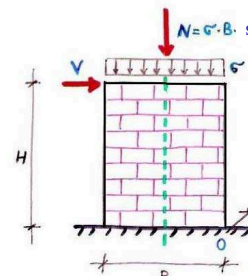
soggetti a:
sforzo normale (N)
momento flettente (M)
taglio (V)

FASCE DI PIANO (TRAVERSI)

soggette a:
taglio (V)
momento flettente (M)

verifiche agli stati limite per:
PRESSOFLESSIONE
TAGLIO

44/75



STATI LIMITE ULTIMI PER:

-TENSIONI NORMALI:

- RIBALTAMENTO
- PRESSOFLESSIONE

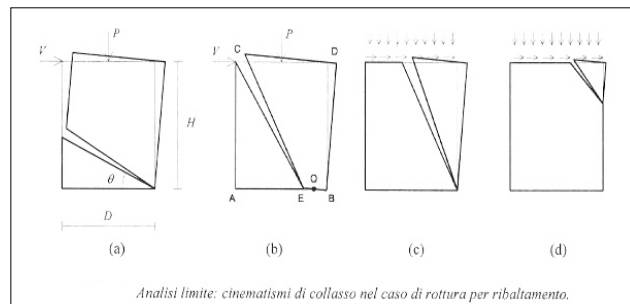
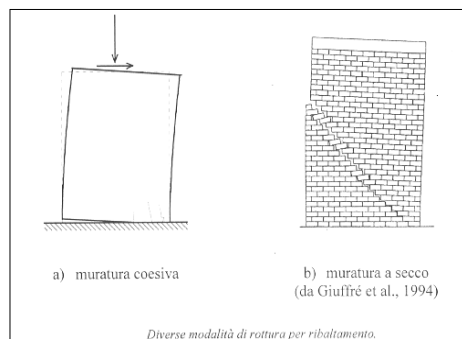
-SOLLECITAZIONI TAGLIANTI:

- FESSURAZIONE DIAGONALE
- SCORRIMENTO

LA RESISTENZA DEL
PANNELLO MURARIO
(MASCHIO)

SOGGETTO AD AZIONI
ORIZZONTALI E
VERTICALI

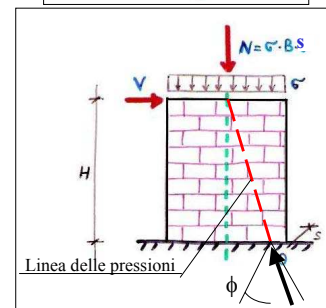
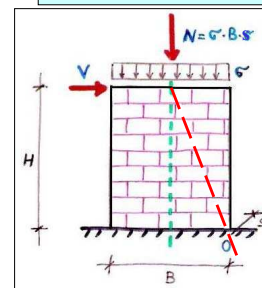
45/75



Analisi limite: cinatismi di collasso nel caso di rottura per ribaltamento.

46/75

EQUILIBRIO DEL MASCHIO MURARIO COME "CORPO RIGIDO"



- sforzo normale prefissato: $N = \text{cost}$
- si trascura il peso proprio: $G = 0$
- eccentricità in testa nulla: $e_{\text{sup}} = 0$

a) **Equilibrio al ribaltamento** intorno al punto O:

$$\begin{aligned} M_{\text{rib}} &= V \times H & M_{\text{stab}} &= N \times B/2 \\ M_{\text{rib}} &= M_{\text{stab}} & \Rightarrow & V_{\text{lim rib}} = N \times B / 2H \\ \text{snellezza } \chi &= H/B & & V_{\text{lim rib}} = N / 2\chi \\ \text{tg } \alpha &= (B/2) / H & & V_{\text{lim rib}} = N \text{ tg } \alpha \\ V_{\text{lim rib}} &\text{ dipende dalla snellezza del pannello } \chi \end{aligned}$$

b) **Equilibrio allo scorrimento:**

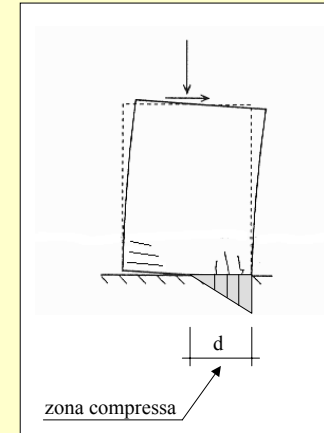
$$\begin{aligned} F_{\text{att}} &= N \times \mu & \mu &= \text{tg } \phi \approx 0.4 \div 0.6 \quad (\phi \approx 30^\circ) \\ V &= F_{\text{att}} & \Rightarrow & V_{\text{lim scor}} \approx (0.4 \div 0.6) N \\ V_{\text{lim scor}} &\text{ non dipende dalla snellezza del pannello } \chi \end{aligned}$$

47/75

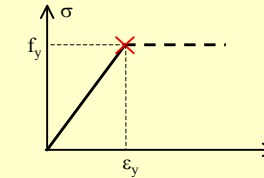
INFLUENZA DELLA RESISTENZA DEL MATERIALE

MECCANISMI DI ROTTURA (stati limite ultimi)

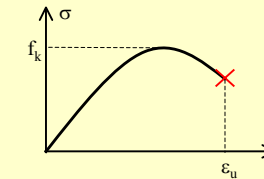
A) - Pressoflessione (ribaltamento e schiacciamento)



- A1- limite elastico (inizio plasticizzazione)



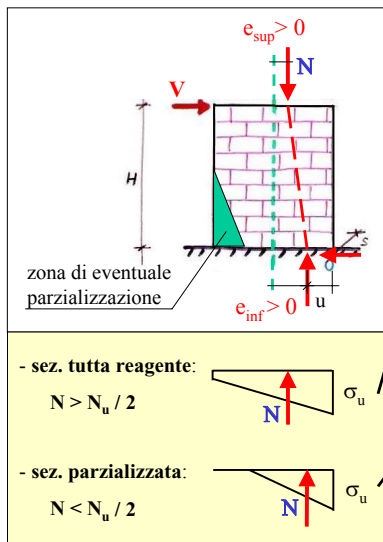
- A2 - limite plastico (plasticizzazione diffusa)



48/75

49/75

A1 - Valutazione del taglio ultimo al limite elastico



assegnati: N e_{sup} $\sigma_u = f_y$ (o αf_k)

posto: $N_u = \sigma_u B s$

$\chi = H / B$ $e^* = e_{sup} / B$

$N^* = N / N_u$ $V^* = V_{ult} / N_u$

- sezione tutta reagente:

equilibrio: $V_{ult} H = N (e_{inf} - e_{sup})$

resistenza: $\sigma_u = (N / B s) \times (1 + 6 e_{inf} / B)$

$$V^* = (1 / 6\chi) [1 - N^* (1 - 6e^*)]$$

- sezione parzializzata:

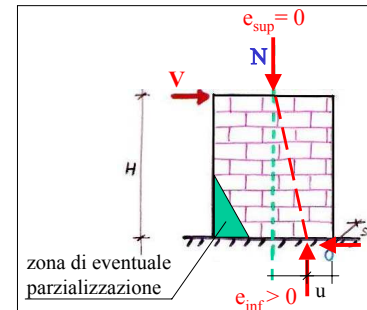
equilibrio: $V_{ult} H = N (e_{inf} - e_{sup})$

resistenza: $\sigma_u = (2 N) / (3 B u)$

$$V^* = (1 / 6\chi) [N^* (3 - 6e^*) - 4 N^{*2}]$$

50/75

Pannello con carico centrato (libero in testa):



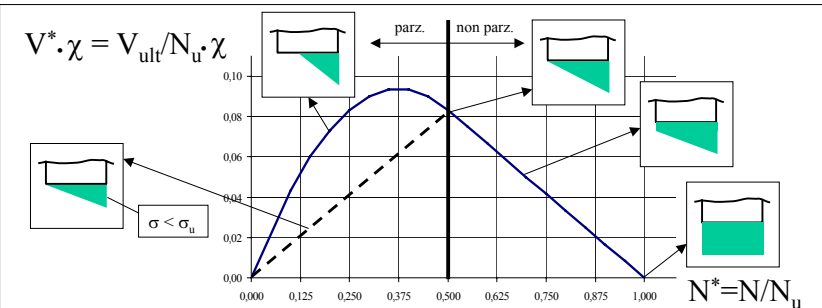
$e_{sup} = 0$

- sezione tutta reagente:

$$V^* = (1 / 6\chi) [1 - N^*]$$

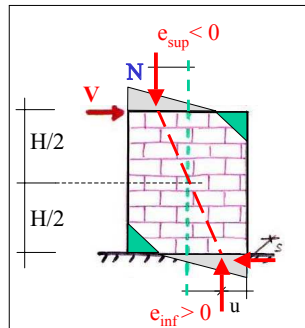
- sezione parzializzata:

$$V^* = (1 / 6\chi) [3 N^* - 4 N^{*2}]$$



51/75

Pannello con carico emisimmetrico (incastro-incastro):



$$e_{sup} = -e_{inf}$$

- È come un pannello libero in testa ($e_{sup} = 0$) di altezza metà ($H' = H/2$) cioè di snellezza metà.
- Il taglio limite (V_{ult}) è quindi **2 volte maggiore**.

- **sezione tutta reagente:**

$$V_{ult} H = N (e_{inf} - e_{sup}) = 2 N e_{inf}$$

$$V^* = (1/3\chi) [1 - N^*]$$

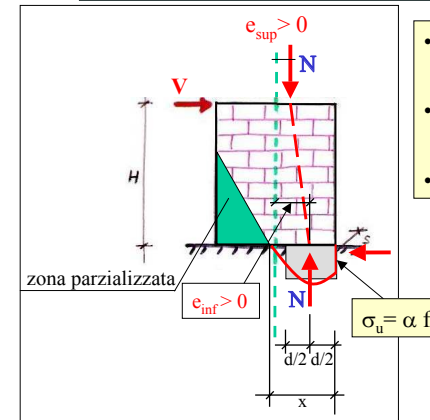
- **sezione parzializzata:**

$$V_{ult} H = N (e_{inf} - e_{sup}) = 2 N e_{inf}$$

$$V^* = (1/3\chi) [3 N^* - 4 N^{*2}]$$

52/75

A2 - Valutazione del taglio ultimo al limite plastico



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

equilibrio: $V_{ult} H = N (e_{inf} - e_{sup})$
resistenza: $\sigma_u = N / (s d)$

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

- se $e_{sup} = 0$ (pannello libero in testa - N centrato): $V^* = (1/2\chi) [N^* - N^{*2}]$

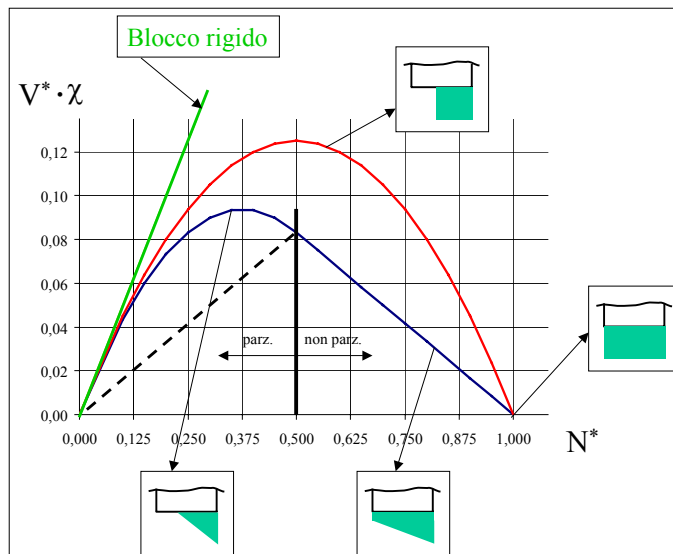
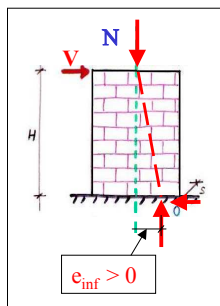
- se $e_{sup} = -e_{inf}$ (pannello inc.-inc. - N emisimmetrico): $V^* = (1/\chi) [N^* - N^{*2}]$

è il doppio!

53/75

Confronto tra il taglio ultimo al limite plastico ed al limite elastico

$$e_{sup} = 0$$



54/75

Valutazione del momento ultimo del maschio murario - par. 7.8.2.2.1

- 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

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

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

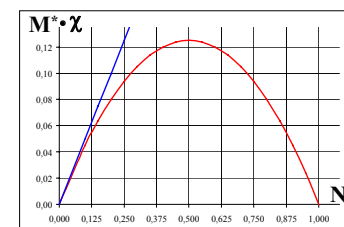
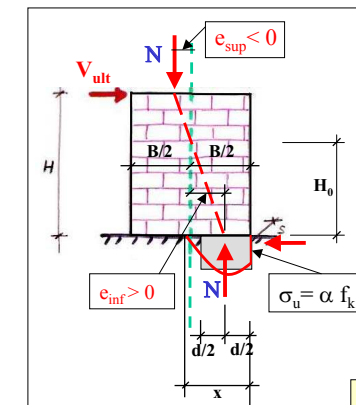
ponendo: $\sigma_0 = N / sB = \sigma_{med}$

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

OPCM e NTC 08
 $\sigma_u = \alpha f_k = 0.85 f_k$

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

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

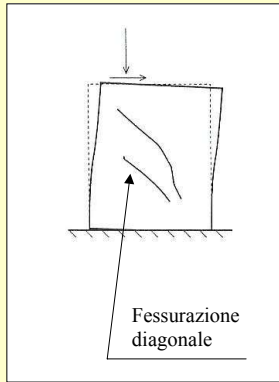


55/75

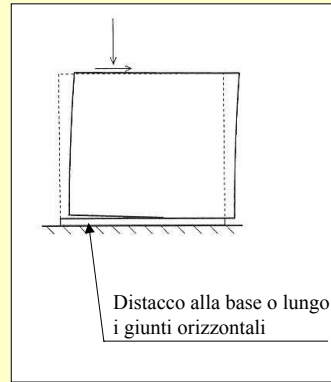
MECCANISMI DI ROTTURA PER I MASCHI MURARI (stati limite ultimi)

B) - Taglio

- B1- Rottura per trazione diagonale



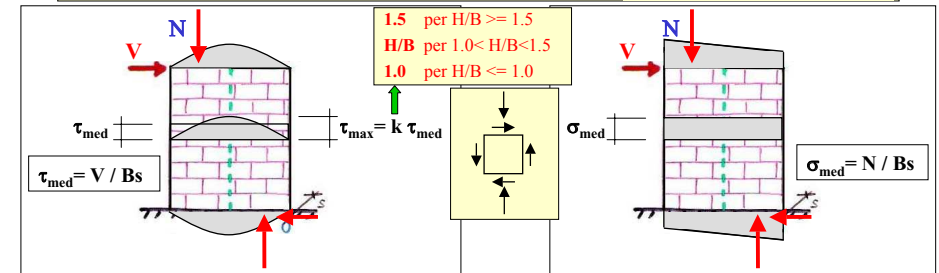
- B2 - Rottura per scorrimento



56/75

B1 - 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) $\rightarrow \tau_k = \text{resistenza a taglio in assenza di sforzo normale}$



- dal cerchio di Mohr: $\sigma_t = \frac{\sigma_m}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_m^2}{4} + k^2 \tau^2}$
- condizione di rottura: $\sigma_t = f_{tu} = k \tau_k$ $\tau = \tau_{ult}$

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

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

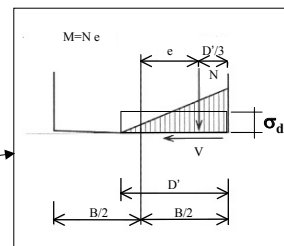
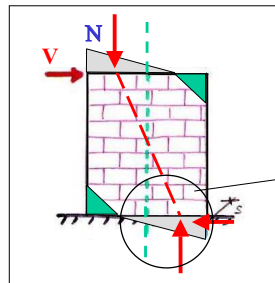
OPCM e NTC 08
solo per edifici esistenti

57/75

B2 - Taglio ultimo - Rottura per scorrimento

par. 7.8.2.2.2

- 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 (NTC 08, OPCM, D.M. 20/11/87) e dall'EC6



$$\sigma_d = N / D's$$

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

- OPCM e NTC 08
- 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
 $\gamma_m = 2$ OPCM e NTC 08

58/75

LA RESISTENZA DEI TRAVERSI MURARI

Il ruolo della fascia nella parete sotto forze orizzontali



La fascia di piano è
come una travatura
reticolare.

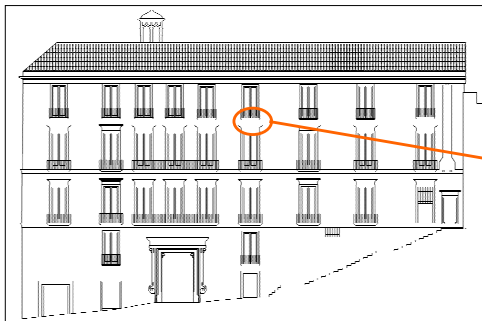
Cordoli e
piattabande sono i
correnti.

I puntoni compressi
sono le aste di
parete.

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

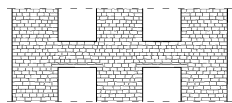
59/75

Le fasce di piano negli edifici esistenti

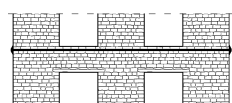


Le diverse tipologie

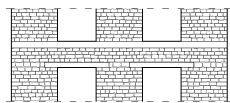
Fascia "debole"



Fascia con "catena"



Fascia "trave"



La fascia di piano riveste un ruolo fondamentale nel comportamento resistente e deformativo della parete muraria e quindi sulla sua vulnerabilità sismica

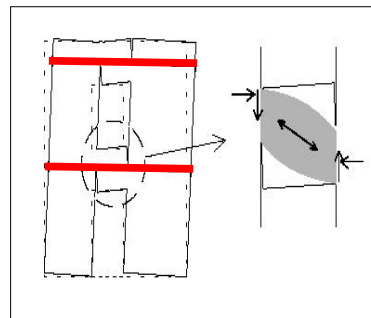
60/32
60/75

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 (**fascia debole**).

La trave in muratura non armata (fascia con catena)



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

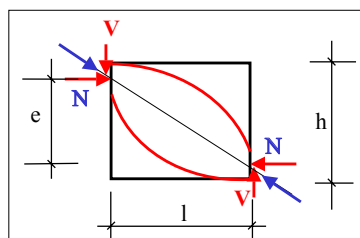
Se la fascia non si "allarga" nasce sforzo normale.

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.

61/75

La resistenza della trave in muratura non armata

par. 7.8.2.2.4



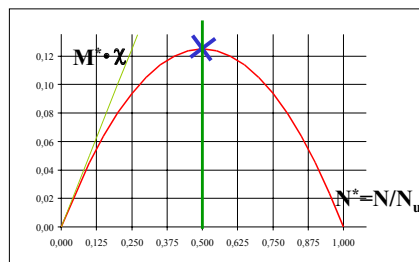
Il comportamento a pressoflessione è lo stesso del maschio murario caricato in modo emisimmetrico.

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 (NTC e OPCM):

- meccanismo di pressoflessione
 $M_{ult} = H_p h/2 \times [1 - H_p / (0,85 f_{hd} h t)]$
con $H_p = \min(N', R_{catena})$
 $V_p = 2 M_{ult} / l$ (puntone)
- meccanismo di taglio
 $V_t = h t f_{vdo}$
con $f_{vdo} = f_{vko} / \gamma_m$
- resistenza della trave muraria:
 $V_{ult} = \min(V_p, V_t)$

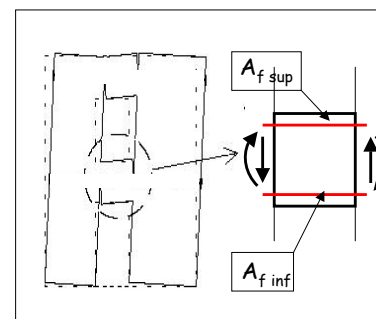


62/75

La resistenza dei traversi murari - 2

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

La trave in muratura armata (fascia trave)



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

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

Ci si può riferire alle indicazioni delle NTC valide per la muratura armata oppure a quelle dell'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

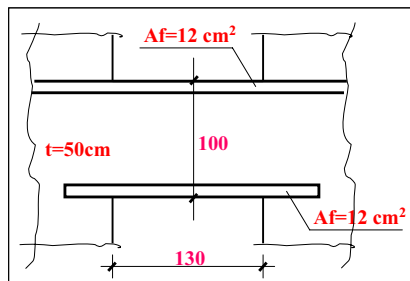
z = braccio della coppia interna

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

$V_{rdmax} = 0,25 f_{bd} t d$ (max. res. a taglio)

63/75

La resistenza dei traversi murari - Confronto numerico



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

TRAVE IN MURATURA NON ARMATA

piattabanda non ben ammassata e cordolo non aderente

$$H_p = 0,4 \times 15 \times 100 \times 50 = 30000 \text{ kg (max N)}$$

$$R_{cat} = 3260 \times 12 = 39120 \text{ kg} > H_p \text{ (res. catena)}$$

$$M_u = 30 \times 1/2 \times (1 - 30 / (0,85 \times 150 \times 1 \times 0,5)) = 7940 \text{ kgm}$$

$$V_p = 100 \times 50 \times 1 = 5000 \text{ kg}$$

$$V_t = 2Mu/L = 2 \times 7940 / 1,3 = 12215 \text{ kg}$$

$$M_{max} = 7940 \text{ kgm} \quad V_{max} = 5000 \text{ kg}$$

TRAVE IN MURATURA ARMATA

piattabanda ben ammassata e cordolo aderente

$$L_{eff} = 1,3 \times 1,15 = 1,5 \text{ m} \quad H > L_{eff}/2 \text{ (tr.alta)}$$

$$z = 0,4 \times 100 + 0,2 \times 150 = 70 \text{ cm} (< 0,7 \times L_{eff})$$

$$d = 1,3 \times z = 1,3 \times 70 = 91 \text{ cm}$$

$$M_{rd(mur)} = 0,4 \times 15 \times 50 \times 91^2 = 24840 \text{ kgm}$$

$$M_{rd(acc)} = 12 \times 3260 \times 70 = 27350 \text{ kgm}$$

$$V_{rd} = 1 \times 50 \times 91 = 4550 \text{ kg}$$

(si potrebbe considerare il cls del cordolo e della piattabanda)

$$V_{sdmax} = 0,25 \times 15 \times 50 \times 91 = 17000 \text{ kg}$$

(con armatura a taglio)

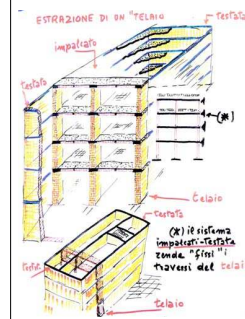
$$M_{max} = 24840 \text{ kgm} \quad V_{max} = 4550 \text{ kg}$$

64/75

LA SCHEMATIZZAZIONE DELLA PARETE PER LA VERIFICA AL DI FUORI DEL PIANO

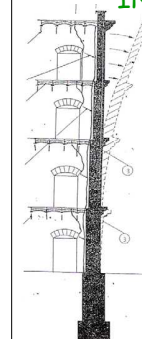
Lo schema strutturale da adottare dipende dalla efficienza dei collegamenti della parete con gli impalcanti

COLLEGAMENTI EFFICIENTI



Lo schema è quello di telai a nodi fissi. Si può semplificare in trave continua a più campate o in campate singole appoggiate.

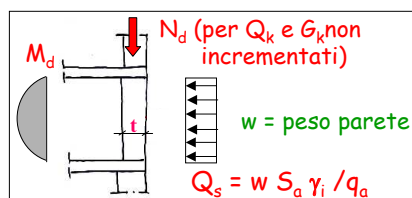
COLLEGAMENTI INEFFICACI



Lo schema è quello di mensola a tutt'altezza. Il problema è di equilibrio. Si studiano i meccanismi.

65/75

Le verifiche delle pareti per le azioni sismiche trasversali nel caso di Collegamenti Efficienti - (par.7.8.1.5.2 e par.7.2.3)



Lo schema di calcolo è di trave appoggiata

Le azioni di calcolo

La verifica a pressoflessione

$$S_a = \frac{a_g S}{g} \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)} - 0,5 \right]$$

← amplificazione per l'altezza

← amplificazione per risonanza ($T_a \approx T_1$)

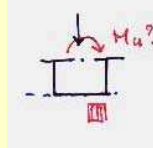
per $T_a = 0$ (periodo elemento)

$$S_{a,max} = 2,5 S_a / g$$

$q_a = 3$ (fattore di struttura)

Per II cat. suolo B:

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



Per

$$N = N_d$$

$$\sigma_0 = N/A$$

deve risultare:

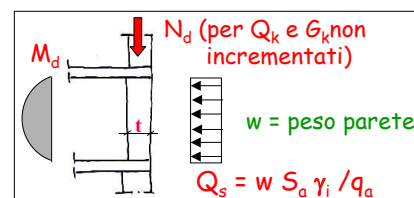
$$M_d \leq M_u$$

essendo:

$$M_u = (\sigma_0 L t^2 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d)$$

66/75

Le verifiche delle pareti per le azioni sismiche trasversali nel caso di Collegamenti Efficienti - ESEMPIO



Il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione

La verifica a pressoflessione

$$h = 3,5 \text{ m} \quad t = 30 \text{ cm}$$

$$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3 \quad w = 4,8 \text{ kN/m}^2$$

$$T_a = 0 \quad q_a = 3 \quad \gamma_i = 1$$

$$a_g = 0,25g \text{ (II cat.)} \quad S = 1,25 \text{ (suolo B)}$$

$$Q_s = 0,26 \times 4,8 = 1,25 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = 1,25 \times 3,5^2 / 8 = 1,91 \text{ kNm/m}$$

$$N_d = 90 \text{ kN/m (carichi verticali)}$$

$$\sigma_0 = 9000 / 30 \times 100 = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\text{Resistenza del materiale:}$$

$$f_k = 3 \text{ MPa} \quad f_d = 1,5 \text{ MPa}$$

$$0,85 f_d = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\text{Momento ultimo della parete:}$$

$$M_u = (\sigma_0 L t^2 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d) =$$

$$= (3 \times 100 \times 30^2 / 2) \times (1 - 3 / 12,8) =$$

$$= 103360 \text{ kgcm/m} = 10,3 \text{ kNm/m}$$

$$M_d \ll M_u$$

67/75

Le verifiche delle pareti per le azioni sismiche trasversali nel caso di Collegamenti Non Efficienti

ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI (O.P.C.M. e Istruzioni N.T.C. 08)

Si tratta della verifica dell'equilibrio per un sistema labile (es. verifica al ribaltamento della parete di facciata)

Si deve svolgere per tutti i possibili meccanismi locali ritenuti significativi per l'edificio

Individuare un possibile meccanismo significa trasformare una parte della costruzione in un sistema di tratti rigidi una volta labile (catena cinematica) sulla base delle possibili sezioni di rottura che, per la scarsa resistenza a trazione della muratura, possono ruotare o scorrere tra loro.

68/75

Oltre a considerare i blocchi rigidi si ipotizza ancora:

- Resistenza nulla a trazione alle estremità dei blocchi
- Resistenza infinita a compressione
- Assenza di scorrimento tra i blocchi

Noti i carichi verticali agenti e le forze orizzontali si può verificare l'equilibrio (soddisfatto o non soddisfatto)

Oppure si possono individuare le forze orizzontali (come aliquota dei carichi verticali) che portano al limite di equilibrio il sistema (determinazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi verticali α_0 di attivazione del meccanismo)

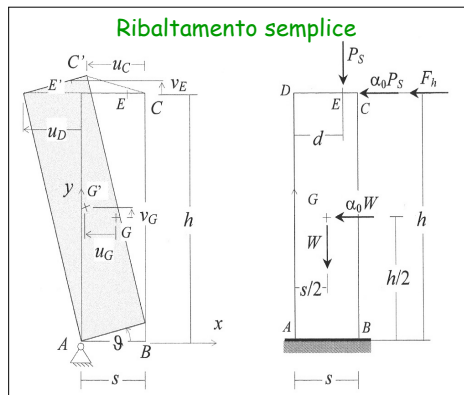
Dal moltiplicatore α_0 attraverso uno spettro di risposta elastico ridotto col fattore di struttura si può risalire all'accelerazione del terreno che attiva il meccanismo (analisi cinematica lineare - verifica di resistenza)

69/75

Analisi dei meccanismi locali

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

L'equilibrio si può imporre applicando il P.L.V. per i sistemi rigidi



L_{fi} = lavoro di eventuali forze interne (in genere = 0)

δ_i = spostamenti virtuali dei punti di applicazioni delle forze (dipendono da un solo parametro)

P_i = forze direttamente applicate (peso proprio o scarichi solai) (W)

P_j = forze non direttamente applicate (peso delle masse di competenza)

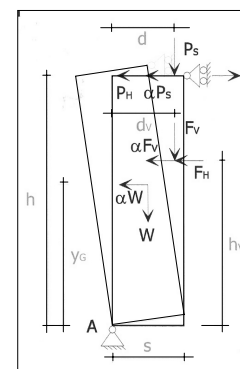
F_h = forze non associate a masse (ad es. tiranti o spinte di volte)

70/75

Analisi dei meccanismi locali

Nel caso del Ribaltamento Semplice è facile scrivere direttamente l'equazione di equilibrio

Equilibrio alla rotazione intorno al punto A



- momento stabilizzante:

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

- momento ribaltante:

$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

- dall'eguaglianza tra i due:

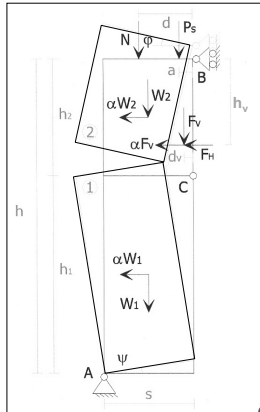
$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$

71/75

Analisi dei meccanismi locali

Il caso del meccanismo da Flessione Verticale (instabilità verticale) della parete di facciata

$$\alpha [W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_V \cdot \delta_{Vx}] + F_H \cdot \delta_{Hx} - W_1 \cdot \delta_{1y} - W_2 \cdot \delta_{2y} - N \cdot \delta_{Ny} - P_S \cdot \delta_{Py} - F_V \cdot \delta_{Vy} = 0$$



La posizione della cerniera intermedia va trovata in modo da rendere minimo α

Gli spostamenti sono tutti funzione dell'unico parametro ψ , che poi scompare

$$\alpha = 2 \frac{(\mu - 1)(N d + P_S a + F_V d_V - F_H h_V) + s(W + N + P_S + F_V)}{(\mu - 1)(W h / \mu + 2 F_V h_V)}$$

$$\text{con } \mu = h/h_2$$

72/75

LA VERIFICA SEMPLIFICATA CON FATTORE DI STRUTTURA (ANALISI CINEMATICA LINEARE) - O.P.C.M.

Il moltiplicatore α_0 (di attivazione del meccanismo) deve essere trasformato in accelerazione spettrale (a_0^*), determinando la massa partecipante (M^*) al meccanismo

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

δ_i = spostamenti orizzontali virtuali dei punti di applicazioni delle forze associate a masse (pesi)

g = accelerazione di gravità

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*}$$

La verifica consiste nel confrontare l'accelerazione spettrale (a_0^*) con quella dello spettro elastico ridotto col fattore q

$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{q} \left(1 + 1.5 \frac{Z}{H} \right)$$

a_g = accelerazione del terreno (es. 0.25)

q = fattore di struttura = 2

Z = altezza del baricentro dei pesi associati a masse

H = altezza dell'elemento strutturale

73/75

LA VERIFICA SEMPLIFICATA CON FATTORE DI STRUTTURA (ANALISI CINEMATICA LINEARE) - Istruzioni N.T.C. 08

Il moltiplicatore α_0 (di attivazione del meccanismo) deve essere trasformato in accelerazione spettrale (a_0^*), determinando la massa partecipante (M^*) al meccanismo

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

δ_i = spostamenti orizzontali virtuali dei punti di applicazioni delle forze associate a masse (pesi)

g = accelerazione di gravità

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC}$$

FC = fattore di confidenza

Per un elemento isolato o porzione di edificio appoggiata a terra la verifica consiste nel confrontare l'accelerazione spettrale (a_0^*) con l'accelerazione al suolo ridotta col fattore q

a_g = accelerazione al suolo
 q = fattore di struttura = 2

$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{q}$$

Non si considera l'incremento di accelerazione per l'altezza e per il periodo [$S_e(T=0)$]

74/75

LA VERIFICA SEMPLIFICATA CON FATTORE DI STRUTTURA (ANALISI CINEMATICA LINEARE) - Istruzioni N.T.C. 08

Per una porzione di edificio posta ad una certa quota la verifica consiste nel confrontare l'accelerazione spettrale (a_0^*) con quella dello spettro elastico ridotto col fattore q tenendo conto dell'altezza dal suolo

Nuova formulazione

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

$$S_e(T_1) = a_g F_0 S$$

$S_e(T_1)$ = spettro elastico delle accelerazioni

T_1 = primo periodo dell'intera struttura nella direzione considerata

$$\psi(Z) = Z / H$$

$\psi(Z)$ = primo modo di vibrare nella direzione considerata

Z = altezza del baricentro della porzione di edificio analizzata

$$\gamma = 3N / (2N + 1)$$

γ = coefficiente di partecipazione modale (formula approssimata)

N = numero di piani dell'edificio

75/75

VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

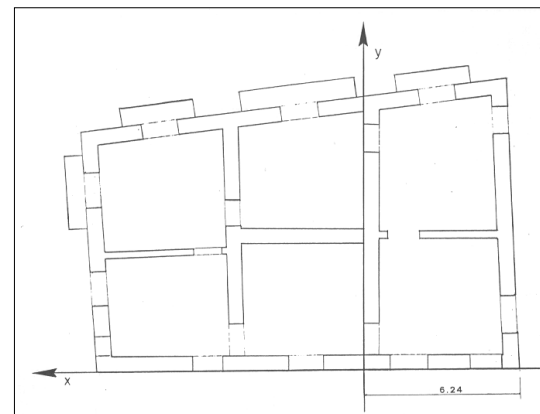
Parte 8: LA VERIFICA SISMICA DI UN EDIFICIO ESISTENTE CON L'ANALISI LINEARE



Prof. Ing. Bruno Calderoni - D.I.ST. – Università di Napoli Federico II

1/35

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

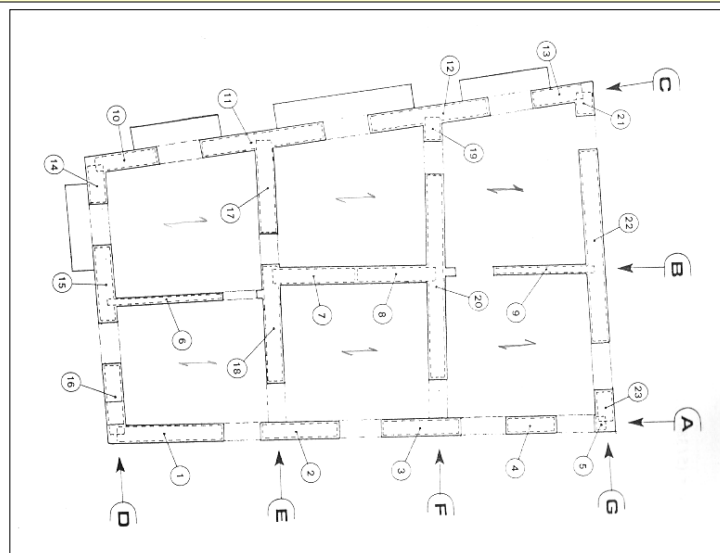
- Spessore muri:
40 – 80 cm

3 pareti // x
4 pareti // y

2/35

ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

Individuazione dei maschi murari



3/35

Calcolo dello sforzo normale nei maschi murari

MASCHIO n. 2									
impalc.	misura	quadr.	base	sp.	sov.	g	q	g + q	
solai	0,54x96+4,80x7,3	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	(2,7x0,50x1,18)	5,643	1700		959		959		
divisori					13919		14035		
Np									
solai	0,54x96+0,68	1,686	500	200	843	337	1180		
travi	(0,60x0,50x1,48)+0,70x0,60x1,38+0,68x0,55x1	1,745	1700		2967		2967		
muratura	(2,70x0,60x1,13)	6,691	1700		11374		11374		
scala	0,54x85-1,25x1,45	2,51	800	400	2088	1044	3132		
divisori									
Np					17272		18654		
Nt					31191		33289		
solai	0,54x96+0,65	1,593	500	200	796	319	1115		
travi	(0,60x0,63x1,48)+0,70x0,63x1,28+0,65x0,55x1	1,856	1700		3154		3154		
muratura	(2,70x0,63x1,13)	7,025	1700		11943		11943		
scala	0,54x85-1,25x1,33	2,394	800	400	1915	958	2873		
divisori									
Np					17608		19084		
Nt					48999		52373		
solai	0,54x96+0,63	1,531	500	200	765	306	1072		
travi	(0,60x0,63x1,37)+0,70x0,63x1,12+0,63x0,55x1	1,792	1700		3046		3046		
muratura	(2,70x0,63x1,02)	6,552	1700		11139		11139		
scala	0,54x85-1,25x1,33	2,394	800	400	1915	958	2873		
divisori					18273		19537		
Np					67273		71910		
Nt									
solai	0,54x76+0,59	1,367	500	200	693	277	971		
travi	(0,60x0,60x1,32)+0,59x0,60x1,12	0,706	1700		1201		1201		
muratura	(2,30x0,60x1,02)	5,552	1700		11139		11139		
scala	0,54x85-1,25x1,23	2,214	800	400	1771	886	2657		
divisori									
Np					14805		15968		
Nt					82077		87618		
solai	0,81x2,11	1,709	500	200	855	342	1196		
travi	(0,60x0,60x1,32)+0,81x0,60x1,12	1,250	1700		21396		21396		
muratura	(2,30x0,60x1,02)	5,552	1700		11139		11139		
scala	0,54x85-1,25x1,24	2,232	800	400	1786	893	2678		
divisori	0,81x2,12	1,36	150		204		204		
Np					24240		25475		
Nt					106318		113353		

MASCHIO n. 20									
impalc.	misura	quadr.	base	sp.	sov.	g	q	g + q	
solai	0,68x1,96	43,23	400	200	17291	8645	25936		
travi	(0,55x1,53+0,68x1,96x0,55)	1,203	1700		2046		2046		
muratura	(2,45x0,55x1,18)	17,13	1700		29117		29117		
divisori					48453		57096		
Np									
solai	3,83x2,56+0,63x2,44+2,47x1,63	35,82	500	200	17912	7165	25077		
travi	(0,55x1,48+0,63x1,93x0,55)	1,116	1700		1698		1698		
muratura	(2,45x0,55x1,13)	16,92	1700		28769		28769		
scala	0,54x38x1,43	0,987	800	400	789	395	1184		
divisori	(2,40+3,00+1,50)x3,98	27,46	150		4119		4119		
Np					53467		61047		
Nt					101940		118145		
solai	3,83x2,55+0,63x2,42	29,9	500	200	14950	5980	20931		
travi	(0,55x1,48+0,63x1,93x0,55)+0,63x0,30x1,78	1,543	1700		2623		2623		
muratura	(2,45x0,60+0,48x0,30x1,13)	19,06	1700		32395		32395		
scala	(4,80+1,20)x1,25	4,425	800	400	3540	1770	5310		
divisori	2,40x3,98	9,432	150		1415		1415		
Np					54923		62673		
Nt					156963		180818		
solai	3,92x0,40+1,07x2,57+4,22x2,44	14,61	500	200	7307	2923	10230		
travi	(0,64x1,37+0,60x1,82x0,60+0,63x0,30x1,82)	1,525	1700		2593		2593		
muratura	(7,42x0,60+0,44x0,30x1,02)	19,43	1700		31327		31327		
scala	(4,73+1,20)x1,25	4,388	800	400	3510	1755	5265		
divisori									
Np					44737		48415		
Nt					201601		230233		
solai	3,87x0,40+1,08x2,52+3,65x2,39	12,81	500	200	6453	2581	9034		
travi	(0,60x0,70+0,58x0,70x0,60+0,63x0,30x1,77)	0,794	1700		1350		1350		
muratura	(5,50x0,60+0,38x0,30x1,02)	15,44	1700		26255		26255		
scala	(4,84+1,20)x1,25	4,525	800	400	3620	1810	5430		
divisori									
Np					37678		42069		
Nt					239278		272302		
solai	3,88x2,51+4,88x2,17+2,36x2,39	25,48	500	200	12742	5097	17839		
travi	(0,64x0,70+0,45x0,70x0,60)	0,75	1700		46967		46967		
muratura	(5,54x0,60x1,2)	14,5	150		2175		2175		
scala	(3,73+1,60)x2,72	14,5	150		2175		2175		
divisori					60484		65881		
Np					299762		338184		
Nt									

3/35

Valutazione dei pesi sismici secondo l'Ordinanza

Valutazione dei pesi sismici [W]

Ordinanza 3274 [SLU]

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

$$\psi_{E1} = \psi_{Ei} \cdot \varphi \quad \psi_{Ei} = 0.30$$

$$\varphi = 0.50 \quad (1.0 \text{ in copertura})$$

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

$$\underbrace{F_s E}_{\text{azioni sismiche}} + \underbrace{G_k + \sum \psi_{Ei} Q_{ki}}_{\text{carichi gravitazionali}}$$

5/35

Edificio in Castellammare di Stabia (NA)
(zona sismica 2 $a_g = 0.25 g$)

$\gamma_s = 1$ (coefficiente di importanza sismica)
muro di tufo (impalcato rigido)

Piano 6 Superficie $\sim 190 \text{ m}^2$
 $H = 23.50 \quad \Delta h = 3.90 \text{ m}$ (int. piano medio)

$W \approx 4.6 \text{ kN m}^3$ (vuoto + pieno)
 $W_f \approx 21080 \text{ kN}$
 $T_1 = 0.05 \cdot 23.50^{0.75} = 0.53 \text{ sec}$

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

Determinazione del fattore $[F_b]$ alla base

a) D.M. 96 ($E = 1$)
 $F_b = \frac{S-2}{100} W_f \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 = 0.07 \cdot 21080 \cdot 4 = 5900 \text{ kN}$ **0,28g**

b) Ordinanza 3274 suolo A
 $T_c < T_1 < T_0 \quad S_d(T_1) = a_g S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_1}{T_c} \right) = 0,21g \quad S=1 \quad T_c = 0.4 \text{ sec}$
 $F_d = S_d(T_1) \lambda W_f = 0,21 \times 21080 = 4430 \text{ kN}$

c) Ordinanza 3274 suolo B
 $T_c < T_1 < T_0 \quad S_d(T_1) = a_g S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_1}{T_c} \right) = 0,32g \quad S=1.25 \quad T_c = 0.5 \text{ sec}$
 $F_d = S_d(T_1) \lambda W_f = 0,32 \times 21080 = 6750 \text{ kN}$

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)
 $q = 1.5 \times \alpha_u / \alpha_1 =$
 $= 1.5 \times 1.5 = 2,25$

6/35

Determinazione dei pesi sismici e calcolo delle forze orizzontali

Calcolo delle Azioni Orizzontali

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

Livello Numero	Peso Sismico	Altezza h [m]	$W \cdot h$	γ	F [t]	X_g	Y_g
VI	189,3885	23,50	4450,8297	0,1676	103,1378	2,4158	5,7200
V	356,5844	19,32	6889,2104	0,2595	159,6489	2,8255	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	108,0938	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		

Forza Orizzontale
615,2765 t.

$F_{tot} = 615 \text{ t}$

7/35

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

Ordinanza 3274 + 3431
suolo B

Calcolo delle Azioni Orizzontali

Livello Numero	Peso Sismico	Altezza h [m]	$W \cdot h$	γ	F [t]	X_g	Y_g
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	5,7683
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	2,1564	5,5519
	2137,3041		25827,2123	1,0000	683,84		

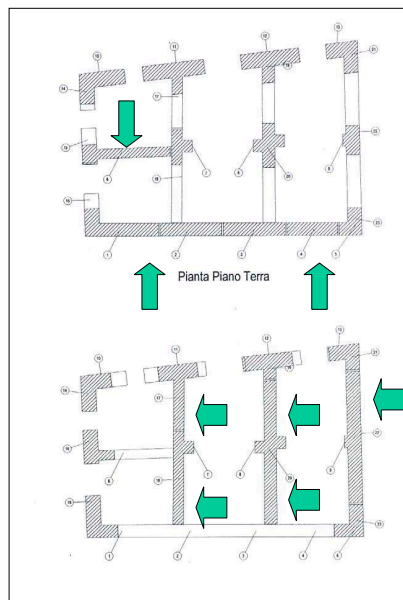
$$\lambda = 0.85 \longrightarrow F_b = 581 \text{ t}$$

$$\lambda = 1.00 \longrightarrow F_b = 684 \text{ t}$$

8/35

Difficoltà nella modellazione della struttura

Alcuni setti si suddividono in più parti ai piani superiori



Pareti
in
dir.x

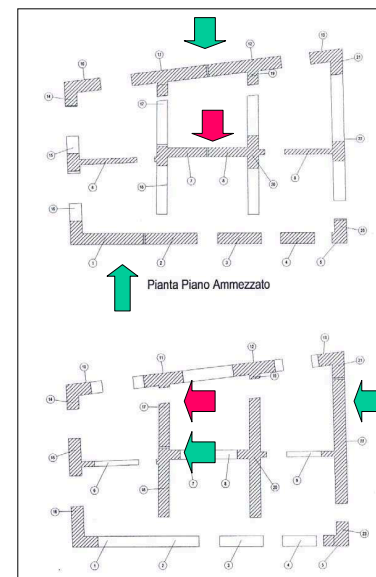
Pareti
in
dir.y

9/35

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



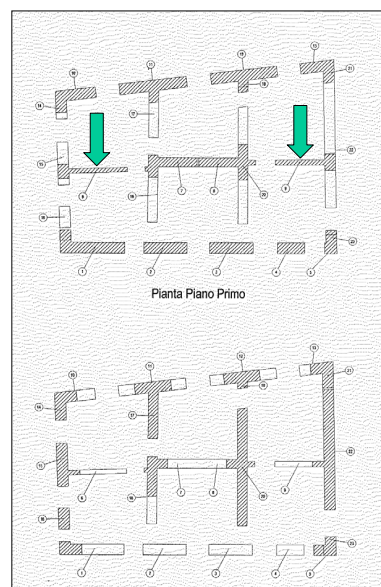
Pareti
in
dir.x

Pareti
in
dir.y

10/35

Difficoltà nella modellazione della struttura

Alcuni setti sono molto sottili



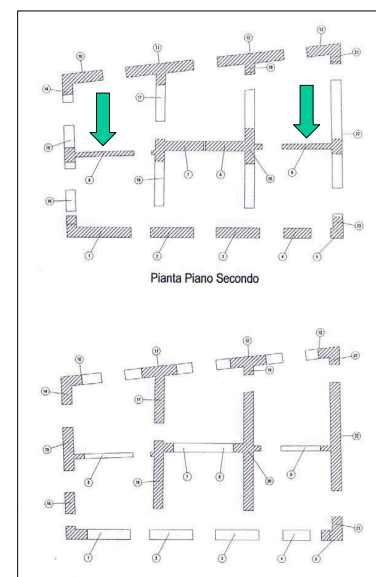
Pareti
in
dir.x

Pareti
in
dir.y

11/35

Difficoltà nella modellazione della struttura

Alcuni setti scompaiono ai piani superiori



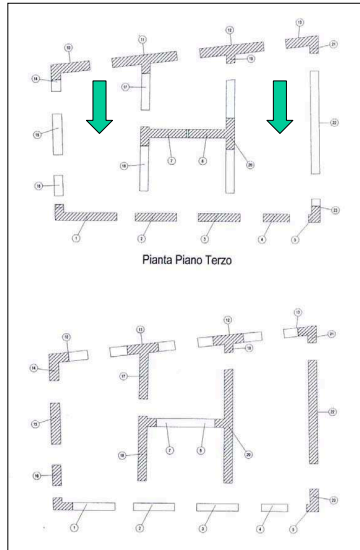
Pareti
in
dir.x

Pareti
in
dir.y

12/35

Difficoltà nella modellazione della struttura

I setti mancanti
in dir.x



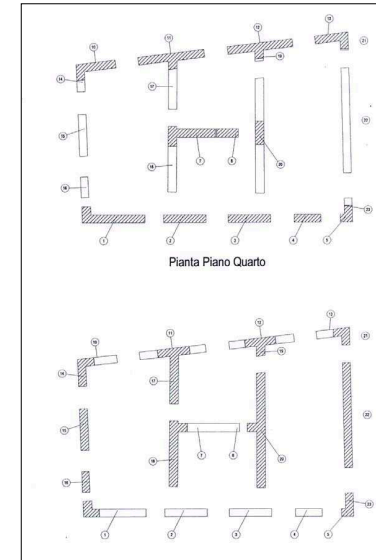
Pareti
in
dir.x

Pareti
in
dir.y

13/35

Difficoltà nella modellazione della struttura

I setti dell'ultimo
piano
(sesto livello)



Pareti
in
dir.x

Pareti
in
dir.y

14/35

L'ANALISI STATICA LINEARE

Le pareti sono schematizzate con telai piani

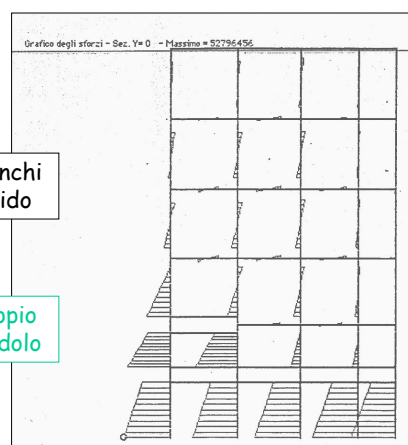
Lo schema della parete A

Il diagramma dei momenti



Tronchi
rigido

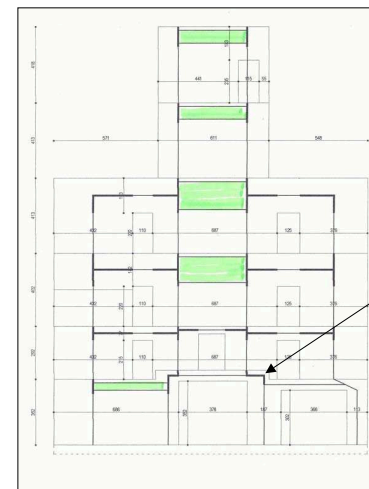
Doppio
pendolo



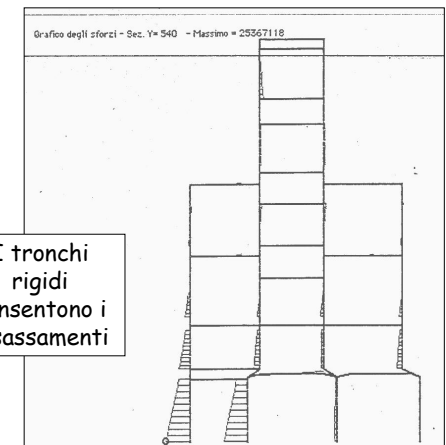
15/35

Lo schema della parete B

Il diagramma dei momenti



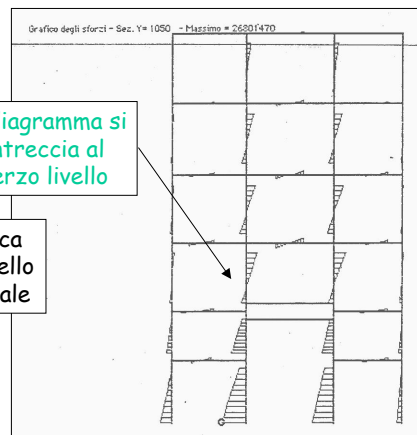
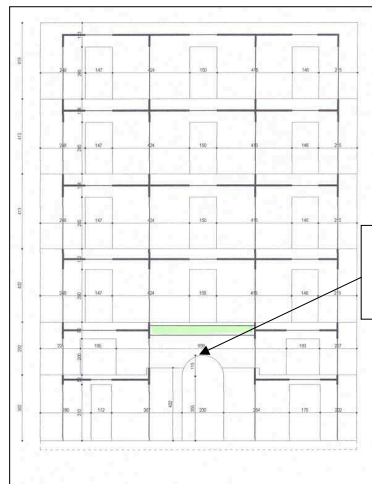
I tronchi
rigidi
consentono i
disassamenti



16/35

Lo schema della parete C

Il diagramma dei momenti

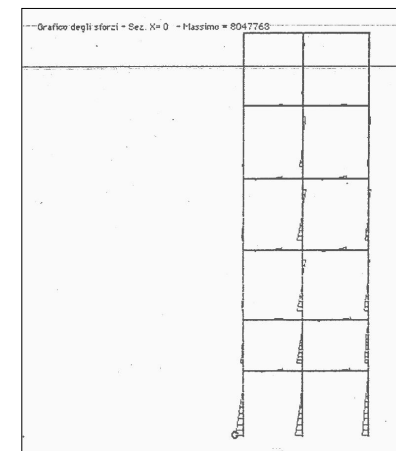
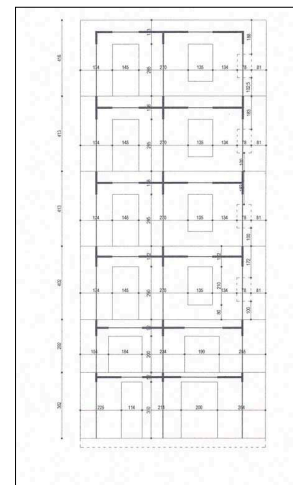


17/35

Una parete in dir.y abbastanza regolare

Lo schema della parete D

Il diagramma dei momenti

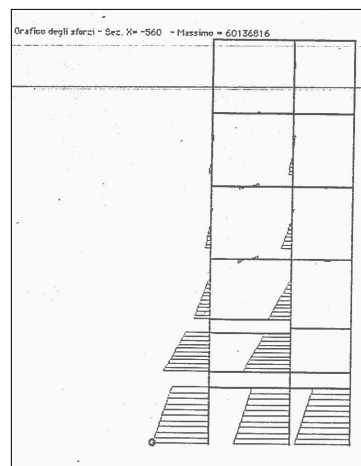
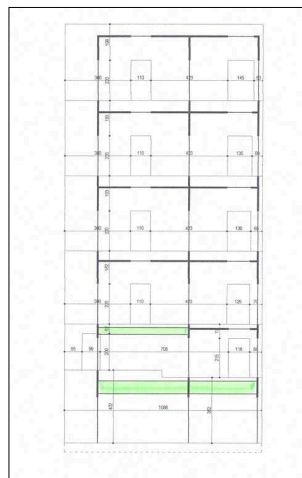


18/35

Le altre pareti in dir.y

Lo schema della parete E

Il diagramma dei momenti

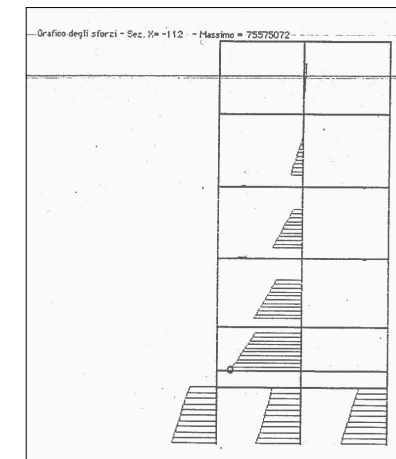
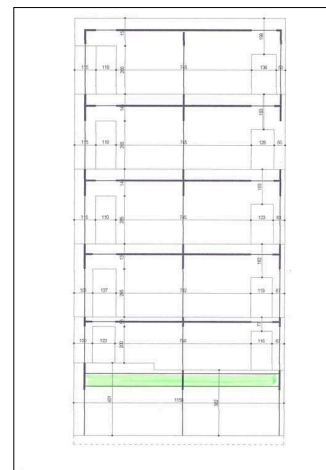


19/35

Le altre pareti in dir.y

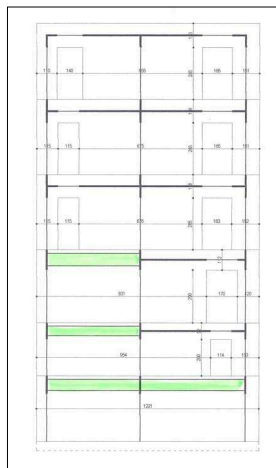
Lo schema della parete F

Il diagramma dei momenti

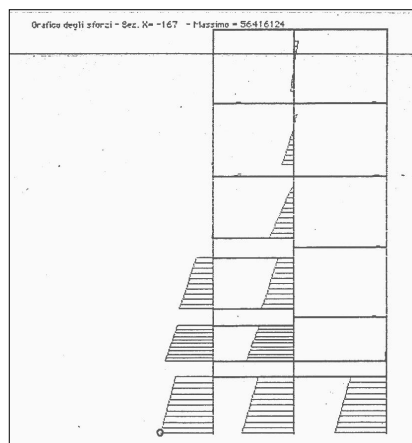


20/35

Lo schema della parete G



Il diagramma dei momenti



21/35

Caratterizzazione del materiale

Tipo giello di ottuso pulito
COMPRESSIONE

Resistenza media degli elementi: $f_{bm} = 5 \text{ MPa}$ (50 kg/cm²)

Resistenza caratteristica: $f_{bk} = 0,75 f_{bm} = 3,75 \text{ MPa}$

Morte tipo M3 (bestarda) $f_m \sim 5 \text{ MPa}$

Dalle tabelle D (D.M. 1987)

$f_k = 2,6 \text{ MPa}$

Livello di conoscenza sicuro LC3

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

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

TAGLIO

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

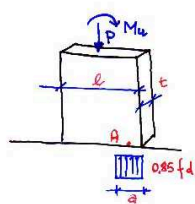
Dalle Tabelle E (D.M. 1987)

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

Modulo elastico: $E = 2600 \text{ MPa}$

22/35

La verifica dei maschi murari agli stati limite



Equilibrio alla traslazione verticale

$$P \cdot 0,85 f_d a t \Leftrightarrow a = P / (0,85 f_d t)$$

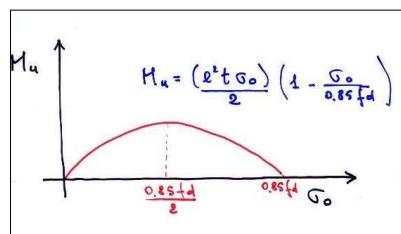
Equilibrio alla rotazione intorno al punto A

$$M_u = P(l - a)/2$$

sperimentalmente $P = G_0 l t$

$$M_u = G_0 l^2 t (1 - G_0 / 0,85 f_d) / 2$$

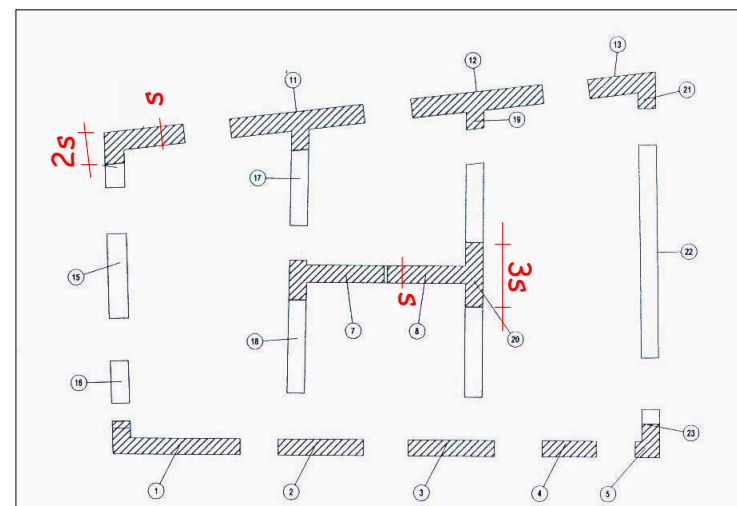
Verifica a pressoflessione



23/35

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

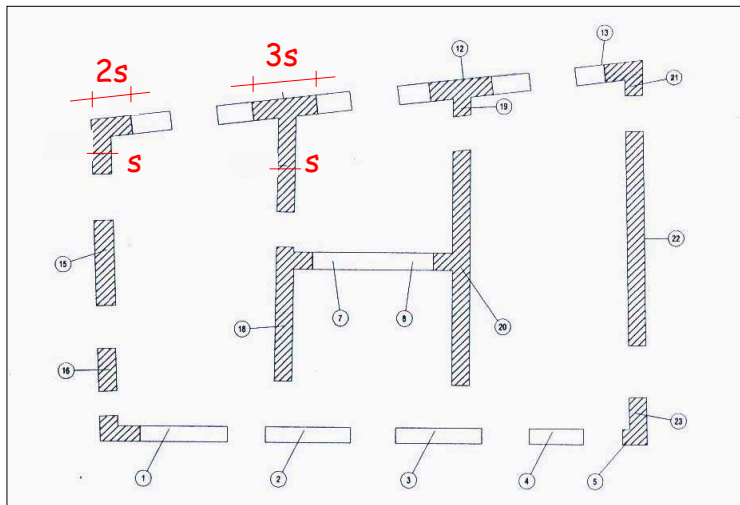
Maschi murari in dir.x



24/35

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



25/35

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	

26/35

Le verifiche a pressoflessione dei maschi murari allo stato limite ultimo

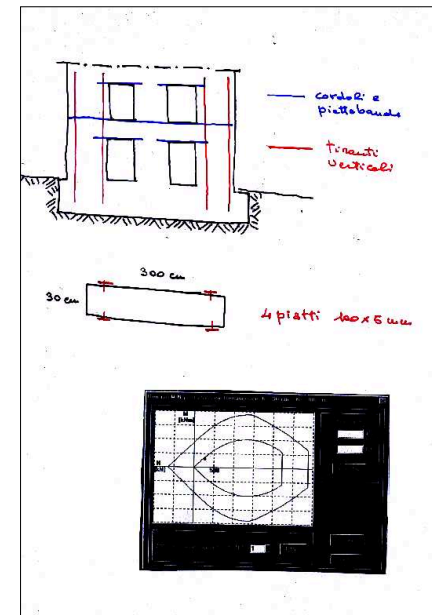
PARETE F

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]	[cm ²]	[cm ²]	[tm]	[tm]	[kg/cm ²]
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	69,2	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

27/35



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.

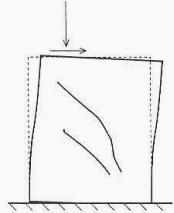
In EC6 il diagramma $\sigma-\epsilon$ della muratura è uguale (a meno della resistenza) a quello del calcestruzzo.

28/35

La verifica dei maschi murari agli stati limite

Verifica a taglio

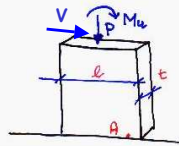
Rottura per trazione diagonale



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

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

La formula dell'Ordinanza per edifici esistenti



$$\sigma_m = P / (l t) \quad \tau_k = f_{v0d}$$

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

$$b = h/l \quad 1,0 < b < 1,5$$

29/35

Le verifiche a taglio dei maschi murari allo stato limite ultimo

PARETE C							
Maschio	(N1)	(N2)	T	T _{ult}	T _{ult}	ΔT	ΔT
	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(t)	(t)	(t)	(t)	(cm ²)
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

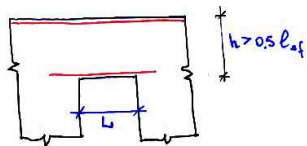
La condizione più severa è sempre quella con il carico assiale minimo

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

30/35

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

- a) in assenza di cordoli di piano, poggiatesta etc. si considerano esclusivamente i cordoli e si configurano le fasce di piano delimitate.
- b) in presenza di cordoli, poggiatesta etc. si può fare riferimento ai contenuti del ECG



$$l_{ef} = 1,15 L$$

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

$$M_{Rd} = 0,4 \cdot f_{ck} \cdot b d^2 / \gamma_m \quad (\text{muratura})$$

ove z "braccio della coppia interna" = $\min (0,7 l_{ef}; 0,4 h + 0,2 l_{ef})$

ove d "altezza utile e efficace" $d = 1,15 z$

Verifica a flessione

Verifica a taglio

In assenza di armature a taglio:

$$V_d \leq V_{rd1}$$

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

Con armature a taglio:

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

31/35

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

PARETE B												
Trave	B (cm)	H (cm)	L (cm)	T (t)	M (tm)	Z (cm)	tipo	Al fless. (cm ²)	M _{res.} (tm)	V _{rd1} (t)	V _{rd max.} (t)	Al tagli (cm ² /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

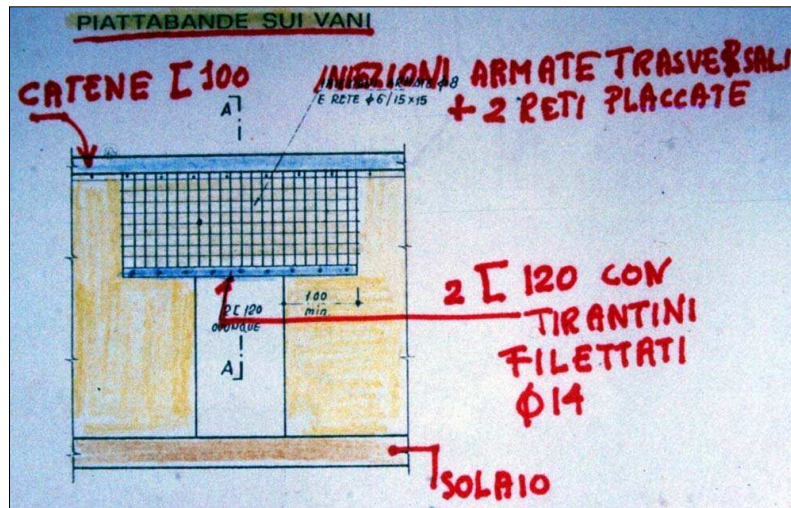
Nei pochi casi in cui il taglio agente è maggiore di V_{rdmax} occorre consolidare la muratura (aumentare la resistenza a compressione f_{bk})

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})

32/35

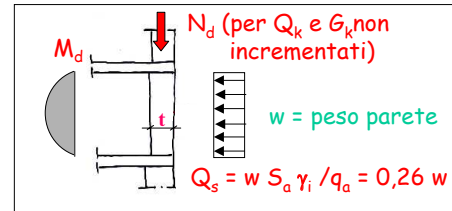
Interventi sulla fasce di piano

Incremento della resistenza a flessione e a taglio



33/35

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



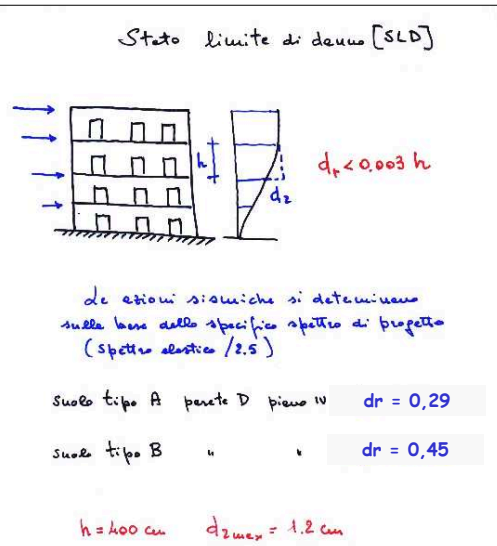
Queste verifiche sono quasi sempre soddisfatte. Qualche problema solo ai piani alti o per setti molto sottili (eccentricità troppo alte)

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}
VI	45	3,82	2664,39	2664,39	434,12	0,17	0,16	2,257	2,172	8,489	0,600	0,613	0,000
VI	55	3,77	7613,66	8063,93	507,40	0,07	0,06	0,727	0,686	6,855	0,231	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
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
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
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
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}
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
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
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
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
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
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

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

34/35

La verifica per lo stato limite di danno



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

Ne consegue che gli spostamenti calcolati devono essere raddoppiati

35/35

Corso di aggiornamento professionale:

PROGETTAZIONE STRUTTURALE E NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2008

Spoletto – 14÷16 giugno 2012

VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Parte 9:

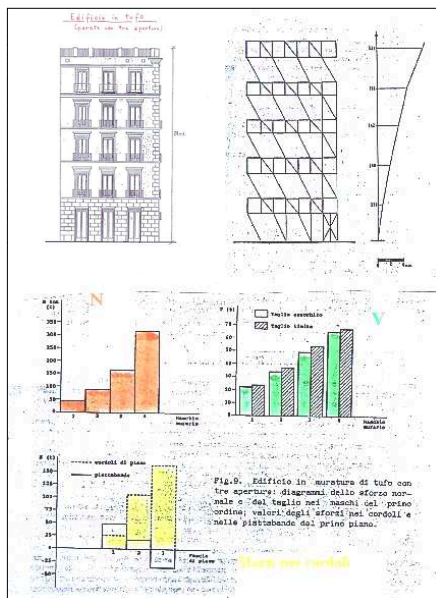
LA VERIFICA SISMICA CON L'ANALISI STATICA NON LINEARE



Prof. Ing. Bruno Calderoni - D.I.ST. – Università di Napoli Federico II

1/53

I risultati di una analisi non lineare per forze assegnate



Le zone attive dei maschi murari si riducono al ridursi dello sforzo normale

Le variazioni di sforzo normale modificano la rigidezza dei maschi murari e quindi la ripartizione dei tagli

Per pareti non simmetriche i risultati sono diverse al variare del verso delle azioni

6/53

Le prove su modelli di edifici in muratura di tufo in scala intermedia (1/10)



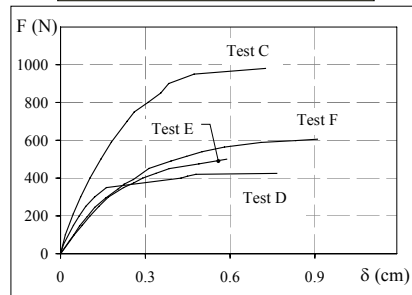
7/53

Le prime "vere" push-over sperimentali

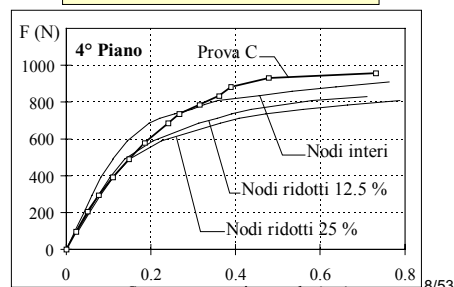
La deformata dell'edificio



I risultati delle prove



I confronti teorici



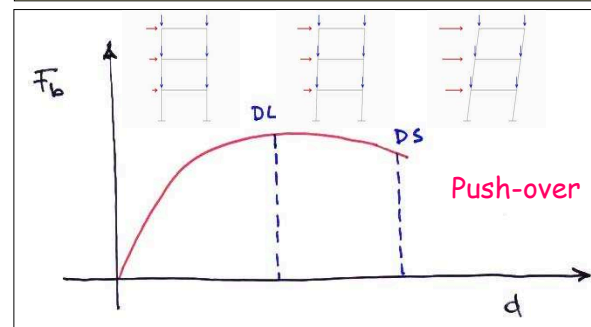
8/53

L'ANALISI STATICA NON LINEARE dell'OPCM 3274

L'OPCM 3274/3431 (ed ora le NTC 08) prevede l'utilizzo della analisi non lineare anche nelle applicazioni professionali

La non linearità non è connessa alla parzializzazione delle sezioni (non resistenza a trazione) ma al superamento delle resistenze ultime a pressoflessione e a taglio

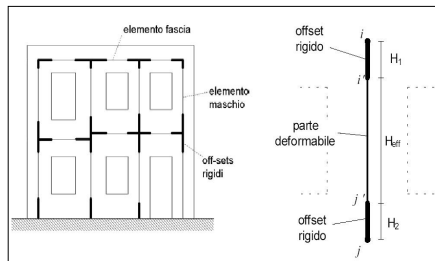
Il comportamento del materiale è sempre elastico-lineare e si considera la plasticità (non linearità) solo in alcune sezioni



Si ipotizza la formazione di cerniere plastiche (a pressoflessione o a taglio)

9/53

L'ANALISI STATICA NON LINEARE dell'OPCM 3274

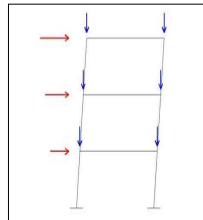


Il telaio a nodi rigidi o le mensole collegate da pendoli

Il modello della struttura è lo stesso utilizzato per le analisi lineari

Si potrebbe anche usare, se disponibile, un modello più sofisticato (elementi finiti non lineari ???)

Sulla struttura già caricata con i carichi verticali si applica un sistema di forze orizzontali (di prefissata distribuzione lungo l'altezza) la cui intensità aumenta in modo da far crescere lo spostamento di un punto di controllo



10/53

IL COMPORTAMENTO NON LINEARE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si ammette una modellazione semplificata: comportamento bilineare elastico perfettamente plastico sia a pressoflessione che a taglio per tutti gli elementi strutturali

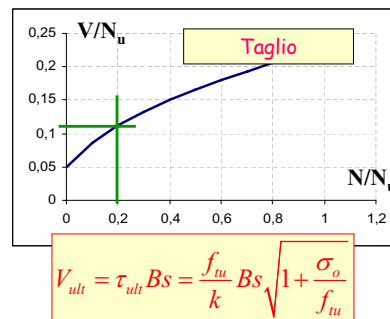
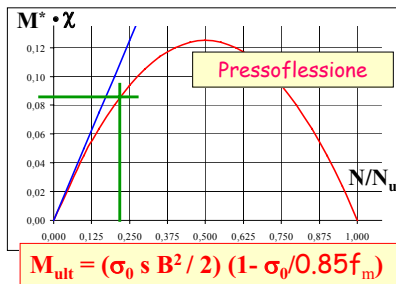
Occorre definire per tutti gli elementi e per entrambe le sollecitazioni il comportamento sia resistente che deformativo

La norma dà indicazioni complete per i maschi murari, ma non complete per le fasce di piano

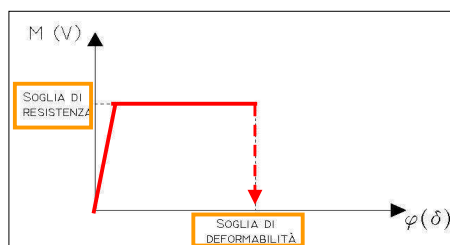
Le resistenze dei materiali da usare nel calcolo sono quelle medie (f_m) alle quali si applica solo il Fattore di Confidenza. Non si utilizza il coefficiente di sicurezza $\gamma_m=2$

11/53

I MASCHI MURARI - RESISTENZA



I MASCHI MURARI - DEFORMABILITÀ



$\delta/h = 0.6\%$ (flessione)
 $\delta/h = 0.4\%$ (taglio)

δ = spost. in testa al maschio
 h = altezza del maschio

12/53

LE FASCE DI PIANO - RESISTENZA

- Meccanismo a puntone - Flessione e taglio

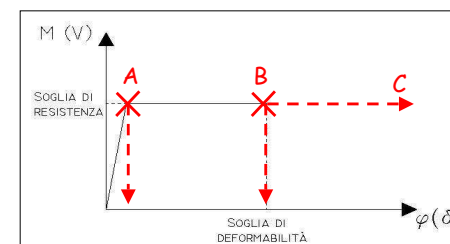
$$M_{ult} = N_p \cdot \frac{H}{2} \cdot \left(1 - \frac{N_p}{0.85 \cdot f_m \cdot H \cdot t} \right) \quad \text{con: } N_p = 0.4 f_m H t$$

$$V_{ult} = 2 M_{ult} / L$$

- Meccanismo a taglio (scorrimento senza attrito)

$$V_{ult} = H \cdot t \cdot f_{vo} \quad \leftarrow \text{E' SEMPRE MOLTO BASSO}$$

LE FASCE DI PIANO - DEFORMABILITÀ



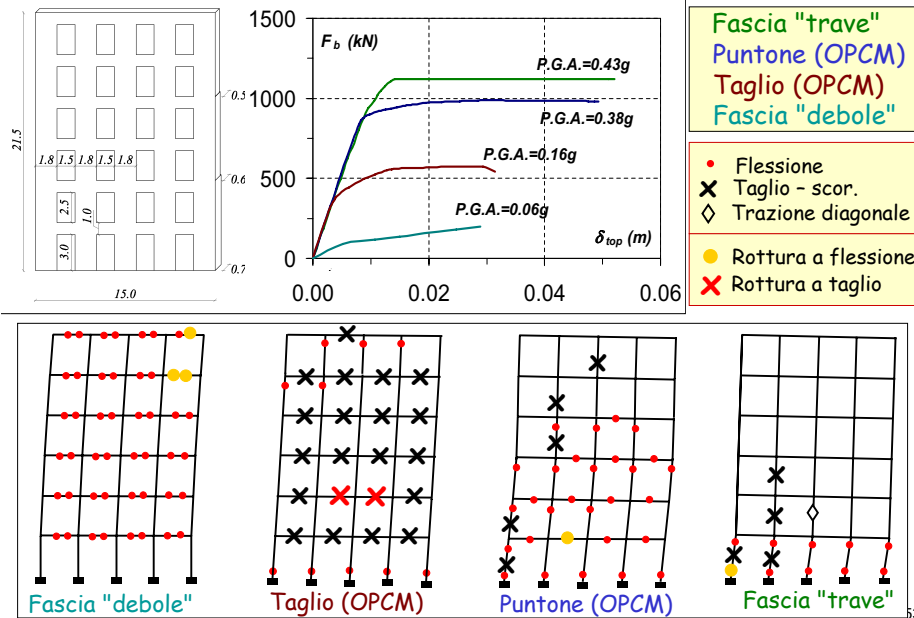
NESSUNA INDICAZIONE

Dove bisogna fermarsi?
In A, B o C

E come si definisce il punto B

13/53

Influenza delle fasce sulla vulnerabilità sismica



Attività sperimentale

Prove su pannelli di fascia in scala 1:10

- Muratura di tufo



- Materiale omogeneo poco resistente a trazione (malta bastarda)

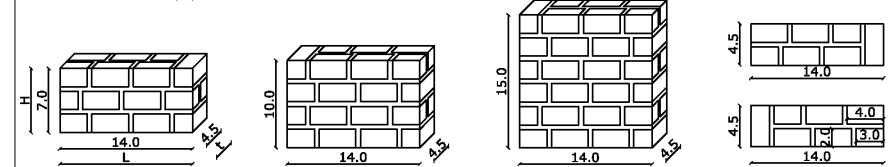
Forma dei provini

Fascia snella
 $H/L=0.5$ (X)

Fascia Intermedia
 $H/L=0.71$ (Y)

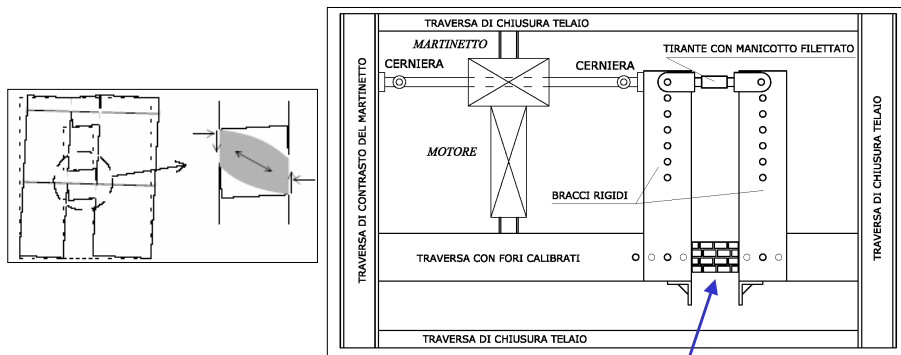
Fascia tozza
 $H/L=1.07$ (Z)

Tessitura



15/53

Apparecchiatura di prova



L'apparecchiatura realizzata simula il comportamento del pannello di fascia di piano di una parete muraria soggetta ad azioni orizzontali, imprimendo al pannello una distorsione corrispondente a due rotazioni alle estremità

Il provino è vincolato in modo che le due estremità non possano subire spostamenti relativi orizzontali: caso di fascia "con catena"

16/53

Apparecchiatura di prova



17/53

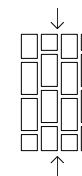
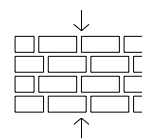
Apparecchiatura di prova



18/53

Resistenza dei materiali: muratura di tufo

Resistenza a compressione - f_b



H/L	σ_{\max} (N/mm ²)
0.50	2.41
0.71	2.33
1.07	2.51

H/L	σ_{\max} (N/mm ²)
0.50	2.99
0.71	2.16
1.07	2.62

$$f_{bm \text{ (rid.)}} = 1.85 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione - f_t

$$f_t \cong 1/20 \text{ di } f_b$$

(dati di letteratura e normative)

$$f_t = f_{v0} = 0.0925 \text{ N/mm}^2$$

19/53

Resistenza dei materiali: materiale omogeneo

Resistenza a compressione - f_b



$$f_{bm} = 4.30 \text{ N/mm}^2$$

	1	2	3	4	5	6	7	8
σ	4.8	4.5	4.3	4.0	3.8	4.2	4.6	4.6
σ	4.2	4.4	4.2	4.1	3.8	4.4	4.4	4.6
σ_{med}	4.5	4.5	4.3	4.1	3.8	4.3	4.5	4.6

Resistenza a trazione - $f_t = f_{v0}$



$$f_t = f_{v0} = 0.43 \text{ N/mm}^2$$

Provin o	F (N)	$f_{v0} = \frac{P_d}{A \cdot 2}$ (N/mm ²)	$\tau_d = \frac{P_d}{A \cdot \sqrt{2}}$ (N/mm ²)
22	4078	0.30	0.43
23	4546	0.34	0.48
24	3908	0.29	0.41
		0.31	0.44

20/53

Esecuzione delle prove



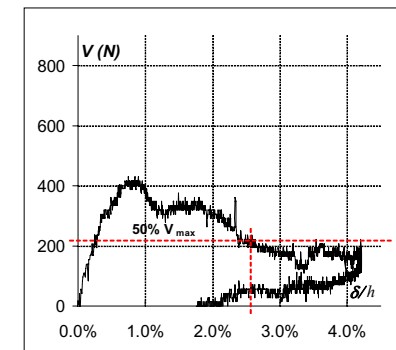
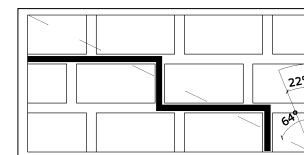
21/53

Esecuzione delle prove



22/53

Fascia snella (H/L=0.50)



416
376
430 } 407 N

$V_{\text{punt}} = 616 \text{ N} \rightarrow \text{Puntone}$

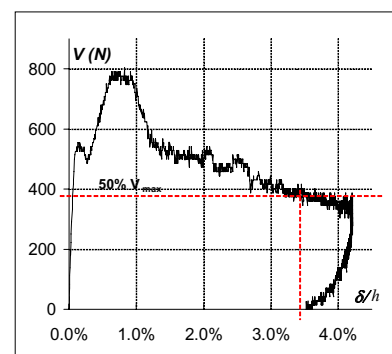
$V_{\text{fvo}} = 291 \text{ N} \rightarrow \text{Taglio-OPCM}$

23/53

Fascia tozza (H/L=1.07)



958
804
804
↓
855 N



$V_{\text{punt}} = 2831 \text{ N} \rightarrow \text{Puntone}$

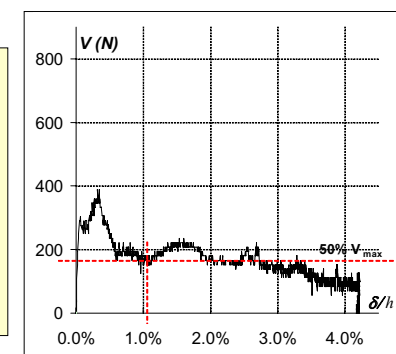
$V_{\text{fvo}} = 624 \text{ N} \rightarrow \text{Taglio-OPCM}$

24/53

Fascia intermedia (H/L=0.71)



430
430
388
↓
416 N

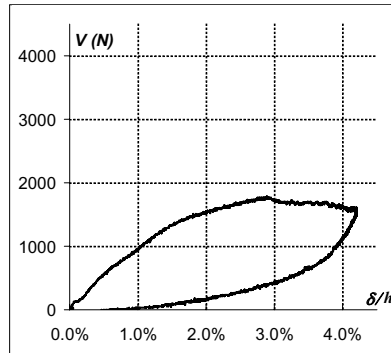


$V_{\text{punt}} = 1258 \text{ N} \rightarrow \text{Puntone}$

$V_{\text{fvo}} = 416 \text{ N} \rightarrow \text{Taglio-OPCM}$

25/53

Fascia snella (H/L=0.50)

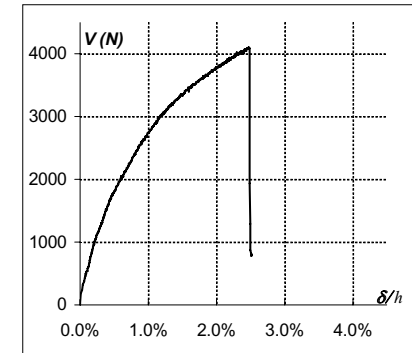


1762
1502
1822 } **1695 N**

$V_{\text{punt}} = 1422 \text{ N} \rightarrow \text{Puntone}$
 $V_{\text{fvo}} = 1354 \text{ N} \rightarrow \text{Taglio-OPCM}$

26/53

Fascia tozza (H/L=1.07)

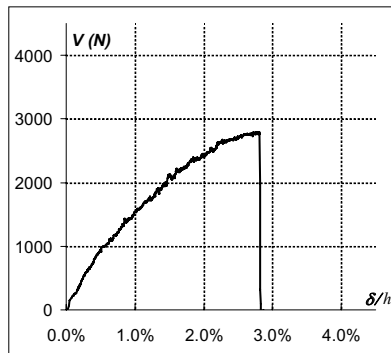


3765
6338
3540 } **4548 N**

$V_{\text{punt}} = 6580 \text{ N} \rightarrow \text{Puntone}$
 $V_{\text{fvo}} = 2900 \text{ N} \rightarrow \text{Taglio-OPCM}$

27/53

Fascia intermedia (H/L=0.71)



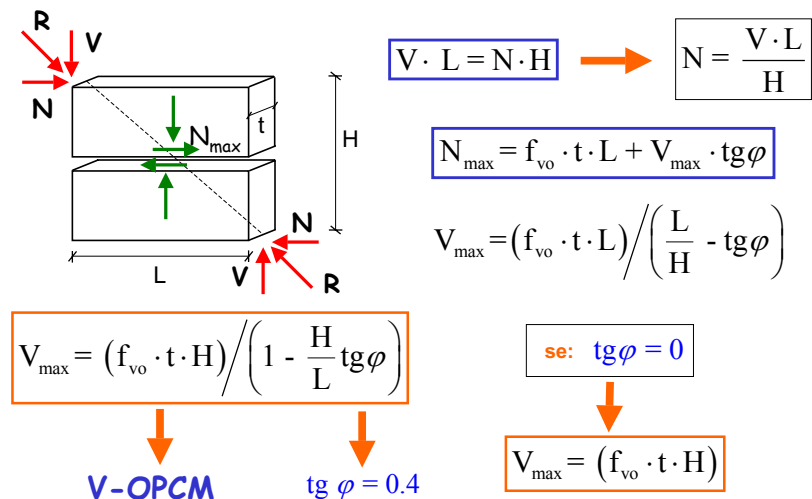
2640
2884
2786 } **2772 N**

$V_{\text{punt}} = 2924 \text{ N} \rightarrow \text{Puntone}$
 $V_{\text{fvo}} = 1935 \text{ N} \rightarrow \text{Taglio-OPCM}$

28/53

Meccanismi di rottura

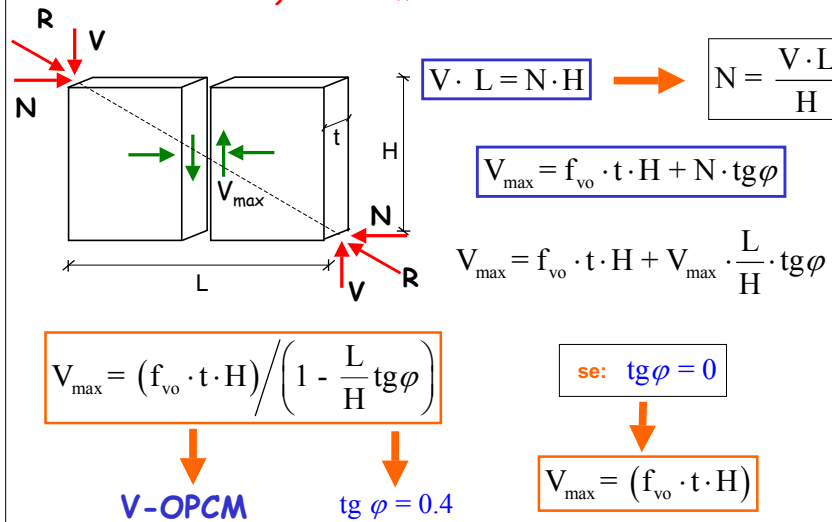
1) Scorrimento orizzontale



29/53

Meccanismi di rottura

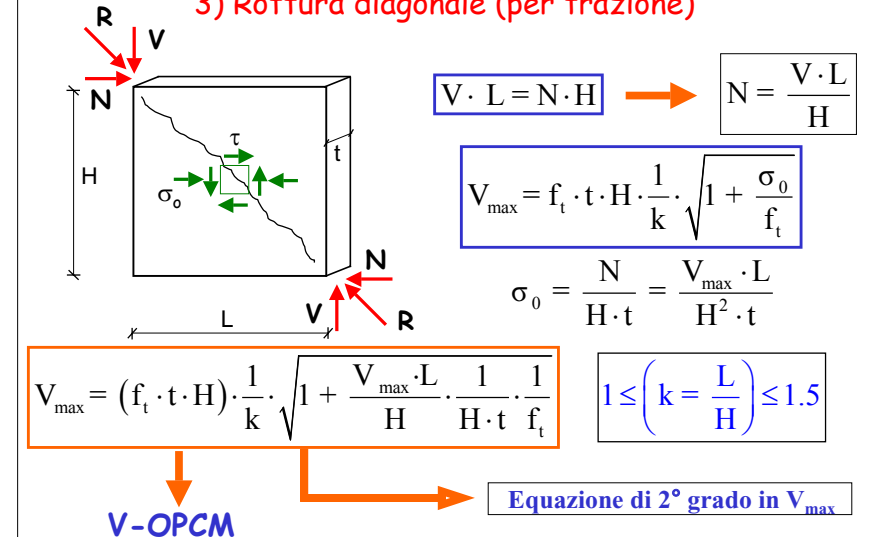
2) Scorrimento verticale



30/53



Meccanismi di rottura

3) Rottura diagonale (per trazione)





31/53

Fascia snella ($H/L=0.50$)

	Muratura  $f_t = f_b/20$	Malta  $f_t = f_b/10$
Meccanismo	$V_{\text{sper}} = 407 \text{ N}$	$V_{\text{sper}} = 1695 \text{ N}$
Puntone	616	1422
Scor. Orizzontale	364	1693
Scor. Verticale	1455	6772
Rottura diagonale	362	1687
Taglio senza attrito (V-OPCM)	291	1354
	Rottura mista: orizzontale-diagonale	Rottura del puntone



32/53

Fascia tozza ($H/L=1.07$)

	Muratura  $f_t = f_b/20$	Malta  $f_t = f_b/10$
Meccanismo	$V_{\text{sper}} = 855 \text{ N}$	$V_{\text{sper}} = 4548 \text{ N}$
Puntone	2831	6580
Scor. Orizzontale	1092	5080
Scor. Verticale	996	4631
Rottura diagonale	980	4557
Taglio senza attrito (V-OPCM)	624	2900
	Rottura diagonale	Rottura diagonale

33/53

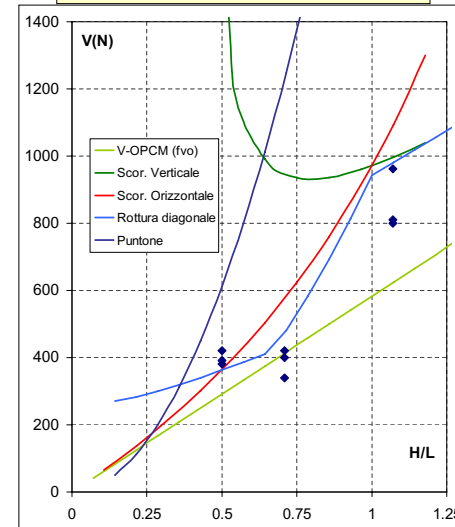
Fascia intermedia (H/L=0.71)

	Muratura  $f_t = f_b/20$	Malta  $f_t = f_b/10$
Meccanismo	$V_{sper} = 416 \text{ N}$	$V_{sper} = 2772 \text{ N}$
Puntone	1258	2924
Scor. Orizzontale	582	2709
Scor. Verticale	946	4398
Rottura diagonale	481	2236
Taglio senza attrito (V-OPCM)	416	1935
	Rottura mista: orizzontale-diagonale	Rottura diagonale

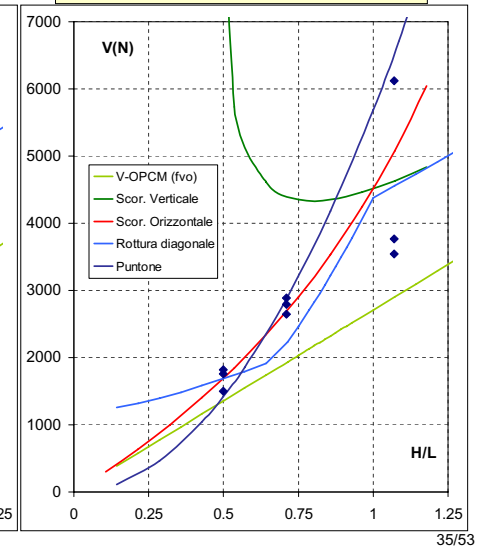
34/53

Sintesi dei risultati

Muratura ($f_t = f_b/20$)



Malta ($f_t = f_b/10$)



35/53

Considerazioni sulla Resistenza (1)

1. La rottura della fascia è condizionata dalla forma del pannello (snellezza), dalla direzione dei letti di malta rispetto alle azioni esterne (tessitura della muratura) nonché dal rapporto tra la resistenza a trazione e quella a compressione (f_t/f_b)
2. Il meccanismo a puntone riesce ad attivarsi solo nelle fasce snelle con f_t/f_b più alto e rappresenta in genere un limite superiore per la resistenza della fascia

36/53

Considerazioni sulla Resistenza (2)

3. La formulazione dell'OPCM per la resistenza a taglio ($V = f_{vo} \cdot t \cdot H$) è troppo cautelativa, perché non tiene conto dell'azione dello sforzo normale
4. Per determinare la resistenza effettiva della fascia di piano occorre analizzare tutti i possibili meccanismi di rottura
5. Il comportamento è fortemente influenzato dalla resistenza a trazione, un parametro di difficile valutazione sia sperimentale che teorica

37/53

Considerazioni sulla Capacità Deformativa (1)

1. Nel caso della muratura "reale", con tessitura a filari orizzontali, il comportamento è piuttosto **duttile** qualunque sia il meccanismo di rottura che si attiva (scorrimento orizzontale o rottura diagonale)
2. La capacità deformativa si paga però con una **perdita di resistenza** non trascurabile
3. I **limiti** di deformazione previsti dall'**OPCM** per i maschi murari sembrano essere **cautelativi** anche per le fasce di piano

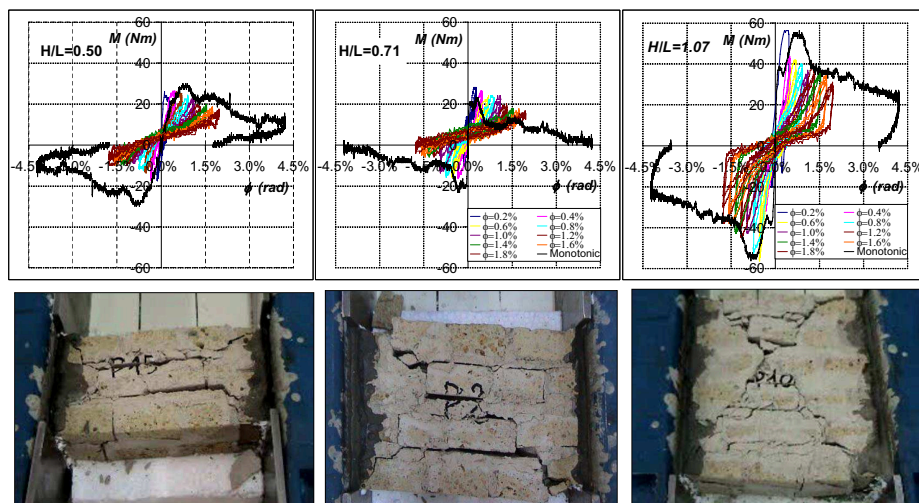
38/53

Considerazioni sulla Capacità Deformativa (2)

4. Nel caso di materiale "omogeneo" il comportamento è effettivamente **duttile** se si attiva il **meccanismo a puntone** con schiacciamento degli spigoli; è **fragile** se si attiva il meccanismo di **rottura diagonale**
5. La **buona capacità deformativa** della muratura è sicuramente connessa alle possibilità di movimento relativo tra gli elementi che la compongono (**ingranamento**)

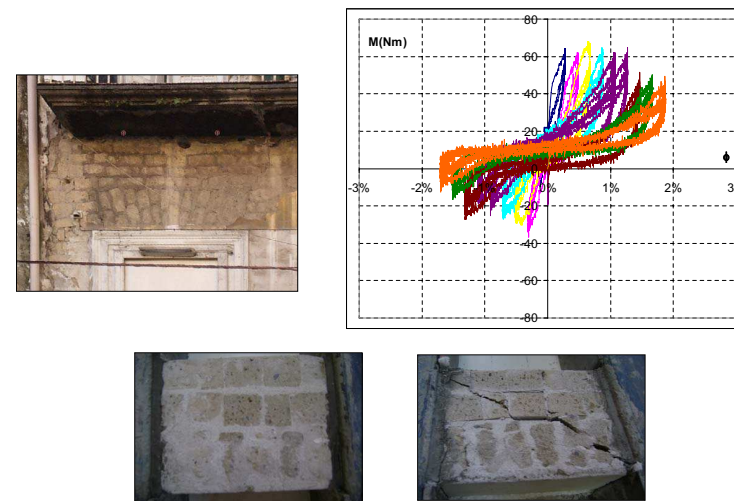
39/53

Analisi del comportamento ciclico degradante: prove già in corso



40/53

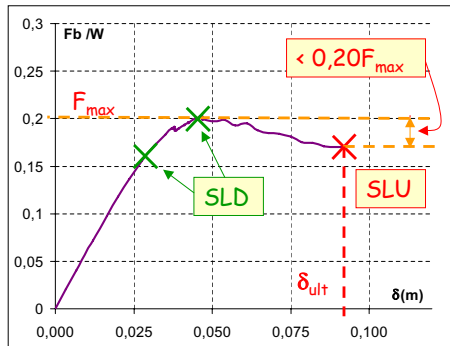
Influenza delle diverse tessiture murarie sul comportamento della fascia: analisi di tipologie storiche - prove già in corso



41/53

GLI SPOSTAMENTI LIMITE SULLA CURVA

La procedura di calcolo (e quindi la curva di push-over) si deve interrompere quando si raggiunge lo spostamento (δ_{ult}) corrispondente ad una riduzione della forza massima non superiore al 20% (Condizione di STATO LIMITE ULTIMO)

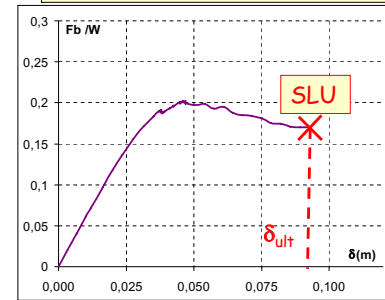


La condizione di STATO LIMITE DI DANNO è definita dallo spostamento pari al minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale si raggiunge il limite accettabile di spostamento di interpiano ad un piano qualsiasi ($d_r = 0.003 h$)

42/53

L'UTILIZZAZIONE DELLA PUSH-OVER

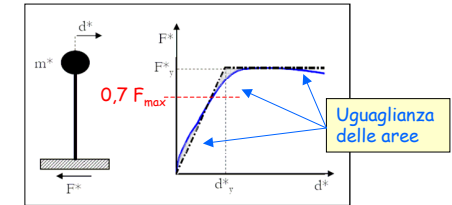
La curva è relativa ad un sistema a più gradi di libertà



Serve il primo modo di vibrare (analisi modale) o gli spostamenti dati dalle forze relative all'analisi statica lineare per avere i valori di Φ_i

Poi si trova la massa eccitata m^* del SDOF. Si bilinearizza e si ricava la rigidezza k^* ed il periodo T^*

Si deve passare ad un sistema equivalente ad un sol grado di libertà (SDOF) per poter utilizzare gli spettri di risposta



$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

$$m^* = \sum m_i \Phi_i$$

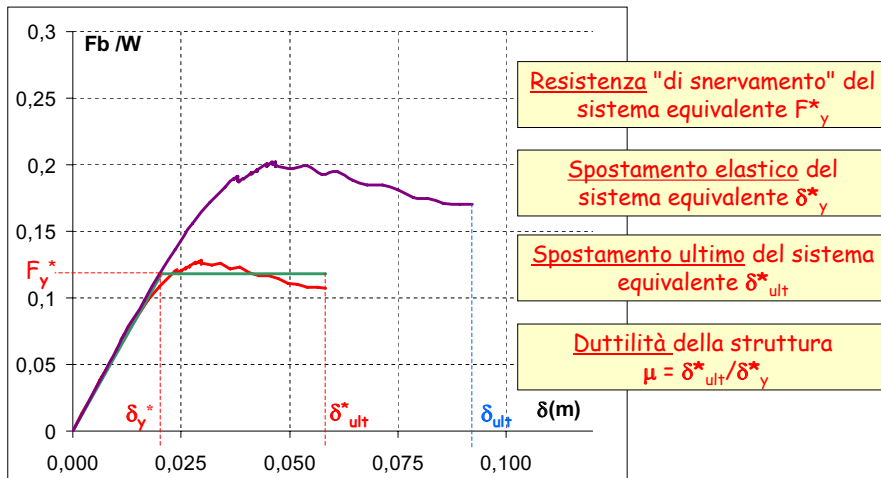
$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

43/53

LE INFORMAZIONI CHE SI RICAVANO DALLA PUSH-OVER (RIDOTTA A SDOF)



N.B. Rigidezza e duttilità del sistema equivalente SDOF coincidono con quelle del sistema reale

44/53

LA VERIFICA DELLA STRUTTURA A VALLE DELL'ANALISI STATICA NON LINEARE

La verifica consiste nel determinare lo spostamento richiesto alla struttura dal sisma (domanda - δ_{max})
Esso deve essere inferiore a quello massimo raggiungibile dalla struttura (capacità - δ_{ult})
sia per lo stato limite di danno (danno limitato - DL)
che per lo stato limite ultimo (danno severo - DS)

La domanda di spostamento si ricava dagli spettri degli spostamenti elastici, e si corregge (se necessario - $T^* < T_c$) per tener conto del comportamento plastico della struttura reale, mediante il fattore di struttura (q), che è funzione della duttività (ricavata dalla push-over)

Lo spettro degli spostamenti (che si ricava da quello delle accelerazioni diviso per $\omega^2 = (2\pi/T)^2$) vale per l'oscillatore semplice. Quindi si deve "consultare" entrando con il periodo T^* del sistema equivalente SDOF

Per i due stati limite si utilizzano due spettri diversi:
- per lo SLD lo spettro con probabilità di superamento P_{VR} 63% in 50 anni
- per lo SLV lo spettro con probabilità di superamento P_{VR} 10% in 50 anni

45/53

LA VALUTAZIONE DELLA DOMANDA DI SPOSTAMENTO DAGLI SPETTRI DI RISPOSTA

La duttilità (μ) richiesta è collegata al fattore di struttura ($q = F_{el}/F_y$)

se $T > T_c$ $\mu = q$ (equivalenza degli spostamenti)

se $T < T_c$ $\mu = 1 + (q-1) T_c/T$ (equivalenza dell'energia)

Analoghe relazioni esistono tra δ_{el} e δ_{max} (spost.max.plast.)

se $T > T_c$ $\delta_{max} = \delta_{el}$ (equivalenza degli spostamenti)

se $T < T_c$ $\delta_{max} = \delta_{el} (1 + (q-1) T_c/T)/q$ (equivalenza dell'energia)

Quindi, conoscendo T^* ed F_y^* :

- dallo spettro degli spostamenti $\delta_{el}^* = S_{de}(T^*) = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2$

- dallo spettro delle accelerazioni $F_{el}^* = m^* S_e(T^*)$ $q^* = F_{el}^*/F_y^*$

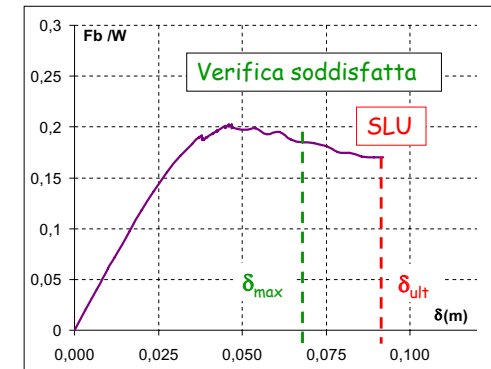
- e infine se $T^* > T_c$ o $q^* < 1$ $\delta_{max}^* = \delta_{el}^*$

se $T^* < T_c$ $\delta_{max}^* = \delta_{el}^* (1 + (q^*-1) T_c/T^*)/q^*$

Per il sistema reale $\delta_{max} = \delta_{max}^* \times \Gamma$ che va confrontato con δ_{ult}

46/53

LA VERIFICA ALLO SLU IN TERMINI DI SPOSTAMENTO



Il confronto si può anche fare in termini di duttilità richiesta e disponibile

LA VERIFICA ALLO SLD IN TERMINI DI SPOSTAMENTO

Per valutare la domanda di spostamento allo SLD si utilizza il corrispondente spettro degli spostamenti elastici e si procede nello stesso modo calcolando δ_{max}

47/53

LA VERIFICA ALLO SLU IN TERMINI DI ACCELERAZIONE

Il fattore di struttura ($q = F_{el}/F_y$) è collegato alla duttilità (μ) disponibile

se $T^* > T_c$ $q^* = \mu$ (equivalenza degli spostamenti)

se $T^* < T_c$ $q^* = 1 + (\mu-1) T^*/T_c$ (equivalenza dell'energia)

Quindi, conoscendo q^* , T^* ed F_y^* :

- $F_{el}^* = q^* F_y^*$

- $F_{el}^* = m^* S_e(T^*) = m^* PGA S_d(T^*)$

- $PGA = F_{el}^* / [m^* S_d(T^*)]$ (accelerazione del terreno sopportabile)

se $PGA > a_g$ della zona sismica la verifica è soddisfatta

se $PGA < a_g$ della zona sismica la verifica non è soddisfatta

LA VERIFICA ALLO SLD IN TERMINI DI ACCELERAZIONE

La duttilità (μ) si valuta in corrispondenza dello spostamento di SLD

Se $\mu < 1$ il sistema rimane in campo elastico e $q=1$

Si procede nello stesso modo dividendo lo spettro elastico per 2.5

Si ricava la PGA da confrontare con la a_g della zona sismica

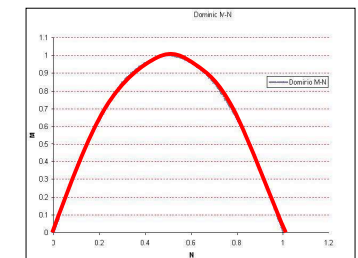
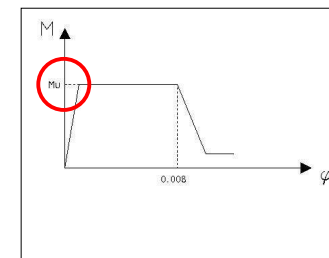
48/53

IL PROGRAMMA SAP 2000 PER L'ANALISI STATICA NON LINEARE

- Requisiti di modellazione indicati nella ordinanza soddisfatti quasi integralmente

- Modello a telaio equivalente con nodi rigidi

- Resistenza a presso-flessione definita per mezzo della cerniera plastica PMM



49/53

I LIMITI DEL PROGRAMMA

Consente l'utilizzo di cerniere plastiche a taglio, ma il valore massimo di taglio trasmissibile è fisso, indipendentemente dallo sforzo normale, che invece varia durante l'analisi.

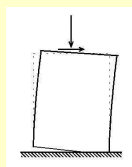
Va bene per le fasce di piano, ma non per i maschi murari

In genere, però, la rottura a taglio di un maschio corrisponde alla rottura dell'intera parete

Spesso non consente l'esplorazione del comportamento della struttura successivo alla crisi di un singolo elemento strutturale importante

La curva non riesce a volte ad andare avanti col ramo decrescente

I LIMITI DELLA METODOLOGIA



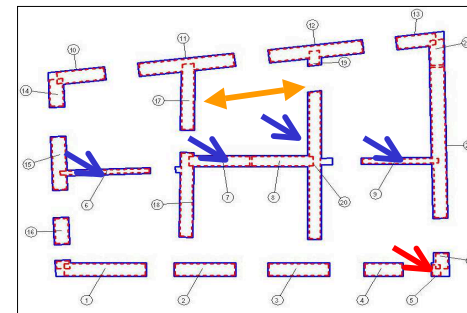
Non consente di tener conto della parzializzazione delle sezioni

Moduli elastici fessurati

Non consente di evidenziare e di tener conto del fenomeno di innalzamento del maschio murario

50/53

L'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO DI CASTELLAMMARE



L'edificio ha subito nel corso degli anni interventi non perfettamente programmati (apertura - chiusura - ampliamento dei vani di passaggio)

Insorgere di alcune irregolarità

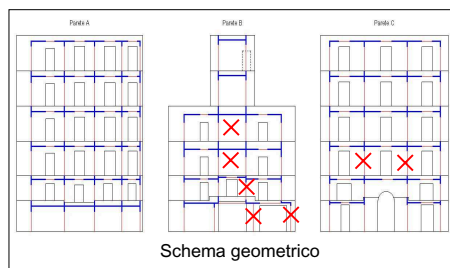
Modifica della distribuzione strutturale

Le notevoli irregolarità ci obbligano a delle deroghe

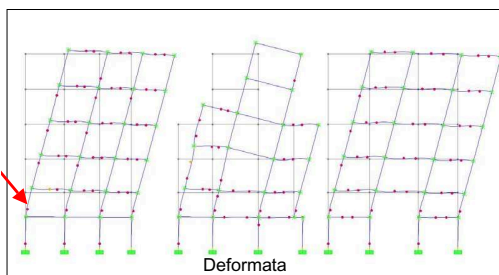
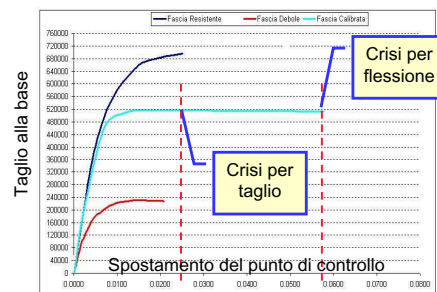
Non è stato possibile prescindere dall'armare a taglio alcuni maschi murari

51/53

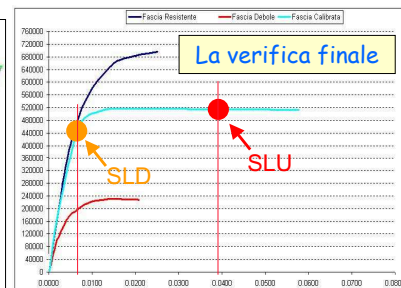
Treno di Telai in direzione X – Fascia a resistenza calibrata



Schema geometrico

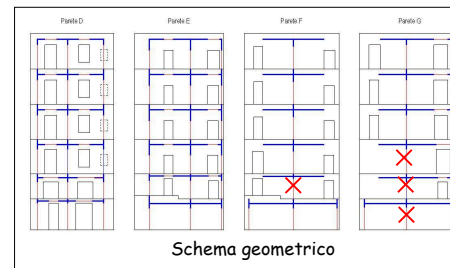


Deformata

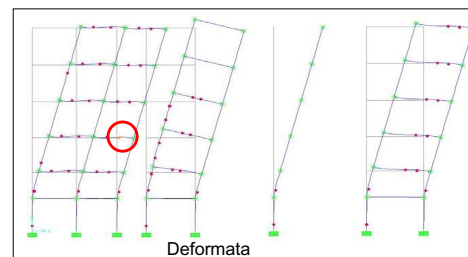
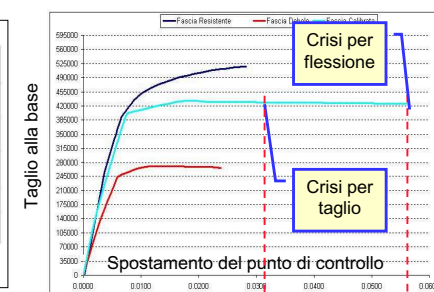


52/53

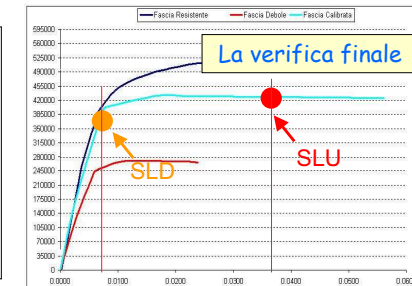
Treno di Telai in direzione Y – Fascia a resistenza calibrata



Schema geometrico



Deformata



53/53

VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Parte 10: LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA



Prof. Ing. Bruno Calderoni - D.I.ST. – Università di Napoli Federico II

1/45

LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA ESISTENTI

La valutazione della vulnerabilità è la determinazione quantitativa dello stato di sicurezza nei confronti del sisma dell'edificio nello stato in cui si trova

La valutazione consiste nel determinare l'aliquota dell'accelerazione al suolo prevista in quella zona per un determinato livello di rischio che l'edificio è in grado di sopportare in relazione ad un determinato stato limite

Per gli edifici in muratura sono previsti due livelli di accelerazione al suolo di riferimento relativi ai due stati limite:

- stato limite di danno lieve (DL) $PGA_{63\%}$ in 50 anni
- stato limite di danno severo (DS) $PGA_{10\%}$ in 50 anni

Si devono valutare gli indicatori di rischio sismico:

- $a_e = PGA_{DL} / PGA_{63\%}$ PGA_{DL} = acc.stimata di danno lieve
- $a_u = PGA_{DS} / PGA_{10\%}$ PGA_{DS} = acc.stimata di danno severo

2/45

LA VALUTAZIONE DELLA ACCELERAZIONE STIMATA DI DANNO LIEVE O SEVERO

Si deve determinare quale livello di accelerazione al suolo (PGA_{DL} e PGA_{DS}) porta la struttura al raggiungimento del corrispondente stato limite

A livello logico è il contrario della verifica sismica di un edificio nuovo od esistente, nella quale si valuta se l'edificio è in grado o meno di sopportare un predefinito sisma di progetto (PGA di progetto).

Nel caso la risposta fosse negativa, in genere si procede ad un opportuno rinforzo per far sì che il sisma sia superato

Nella valutazione di vulnerabilità "qualsiasi risposta è buona" purché si conosca il livello di rischio

Perciò si richiede di considerare e valutare anche situazioni che in genere si considerano inaccettabili come i
MECCANISMI LOCALI DI DANNO

3/45

Gli indicatori di rischio sismico sono quelli che corrispondono alle minime PGA_{DL} e PGA_{DS} determinate in relazione a tutti i possibili comportamenti della struttura, quindi considerando entrambi i:

- meccanismi nel piano delle pareti
- meccanismi fuori dal piano delle pareti

Molte Regioni hanno emesso delle Linee Guida di riferimento:
Abruzzo, Basilicata, Campania, Lazio,

I LIVELLI DI VERIFICA

Sono definiti due livelli di verifiche:
Verifiche di Livello 1
Verifiche di Livello 2
(D.M. 21/10/2003)

4/45

IL LIVELLO 1

Si applica agli edifici REGOLARI in pianta ed in altezza
E' sufficiente un livello di conoscenza LC1 o LC2

Si possono applicare i metodi di analisi più semplici:

- analisi semplificata per edifici "SEMPLICI"
- analisi statica lineare (o dinamica modale)
- altri metodi semplificati
- analisi cinematica lineare dei possibili meccanismi

IL LIVELLO 2

Si applica agli edifici NON REGOLARI in pianta ed in altezza
E' necessario un livello di conoscenza LC2 o LC3

Si applicano i metodi di analisi più sofisticati:

- analisi statica non lineare

E' comunque necessario procedere prima al livello 1 e quindi ad:

- analisi statica lineare o almeno ad altri metodi semplificati

Devono sempre essere analizzati i meccanismi mediante:

- analisi cinematica lineare (o non lineare) dei possibili meccanismi

5/45

CRITICITÀ NELLA VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ

Qualunque sia il livello di verifica è sempre opportuno utilizzare più modelli di calcolo adeguati al livello scelto per la valutazione della resistenza sismica

Esistono molte cause di incertezza:

- sulla conoscenza effettiva della costruzione (geometria, materiali, dettagli, difetti nascosti)
- sui valori dei parametri che influenzano il calcolo (in particolare il Modulo Elastico e la Resistenza a Compressione)
- sui metodi di calcolo utilizzati e sulla correttezza ed adeguatezza dello schema strutturale adottato

I risultati di un modello di calcolo forniscono la risposta del modello e non della costruzione reale. È responsabilità del progettista verificatore valutare se il modello è in grado di descrivere con sufficiente approssimazione la risposta della vera struttura, o se è necessario procedere ad ulteriori analisi con modelli diversi

6/45

I METODI DI ANALISI

L'ANALISI SEMPLIFICATA PER GLI "EDIFICI SEMPLICI"

La valutazione semplificata per gli "edifici semplici"

La PGA_{DS} si ricava dalla tabella (a_g) in funzione della A_{min} resistente delle due direzioni ortogonali, ridotta col coefficiente $\tau_0/20$ (N/cm²) (Reg. Lazio)

Accelerazione di picco del terreno $a_g \cdot S \cdot S_T$ (%)											
Tipo di struttura	Numero piani	≤ 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
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)

Pochi edifici esistenti rispettano tutte le regole

7/45

L'ANALISI STATICA LINEARE

Si definiscono:

- lo schema strutturale (telaio spaziale a nodi rigidi o treni di telai nelle due direzioni ortogonali o altro)
- il fattore di struttura (q)
- la distribuzione delle forze lungo l'altezza (\approx triangolare)
- le masse sismiche
- il valore dell'accelerazione iniziale per effettuare il calcolo ($a_g = PGA_{10\%}$ o $a_g = 1.0g$ o qualsiasi altro valore)

Si determinano

- gli sforzi normali sui maschi murari (da carichi verticali)
- le forze orizzontali sismiche (per il valore scelto di a_g)
- le caratteristiche della sollecitazione nei maschi murari e nelle fasce di piano dovute alle forze orizzontali

Si svolgono

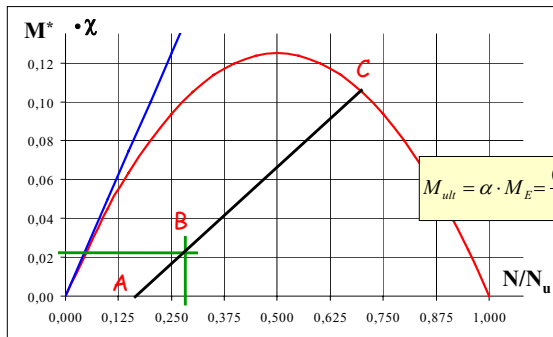
- le verifiche di resistenza a pressoflessione e taglio degli elementi strutturali (maschi murari e fasce di piano)

8/45

Le verifiche di resistenza e la valutazione della PGA_{DS}

MASCHI MURARI - Verifica a pressoflessione

- per i carichi verticali (solo N): N_V (punto A nel dominio)
- per le forze orizzontali sismiche (N, M, T): N_E, M_E, V_E
- in totale: $N_{tot} = N_V + N_E$ $M_{tot} = M_V + M_E$ (punto B nel dominio)
- $V_{tot} = V_V + V_E$



$\alpha = CA / BA$
Moltiplicatore del sisma per arrivare al limite di resistenza a pressoflessione

$$M_{ult} = \alpha \cdot M_E = \frac{(N_V + \alpha N_E) \cdot t \cdot l^2}{2A} \cdot \left(1 - \frac{(N_V + \alpha N_E)}{0,85 \cdot t \cdot A} f_m \right)$$

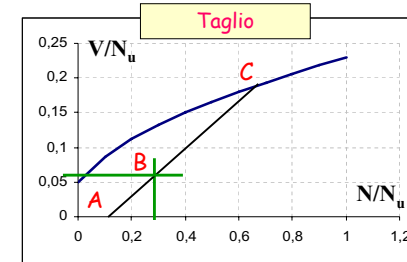
Si deve trovare il minimo valore di α tra tutte le sezioni dei maschi murari

9/45

MASCHI MURARI - Verifica a taglio

- per i carichi verticali (solo N): N_V (punto A nel dominio)
- per le forze orizzontali sismiche (N, M, T): N_E, M_E, V_E
- in totale: $N_{tot} = N_V + N_E$ $M_{tot} = M_V + M_E$ (punto B nel dominio)
- $V_{tot} = V_V + V_E$

$$V_{ult} = V_V + \alpha V_E = \frac{f_{tu}}{k} B s \sqrt{1 + \frac{N_V + \alpha N_E}{B s \cdot f_{tu}}}$$



$\alpha = CA / BA$
Moltiplicatore del sisma per arrivare al limite di resistenza a taglio

Si deve trovare il minimo valore di α tra tutte le sezioni dei maschi murari

10/45

FASCE DI PIANO - Verifica a flessione e a taglio

- per i carichi verticali (M, T): ≈ 0
- per le forze orizzontali sismiche (M, T): M_E, V_E

Flessione

$$M_{ult} = \alpha \cdot M_E = N_p \cdot \frac{H}{2} \cdot \left(1 - \frac{N_p}{0,85 \cdot f_m \cdot H \cdot t} \right)$$

con: $N_p = 0,4 f_m H t$

Taglio

$$V_{ult} = \alpha \cdot V_E = 2 M_{ult} / L$$

$$V_{ult} = \alpha \cdot V_E = H \cdot t \cdot f_{vo}$$

α

Moltiplicatore del sisma per arrivare al limite di resistenza a flessione o a taglio

Si deve trovare il minimo valore di α tra tutte le sezioni di fascia di piano

α_{min} = il minore tra tutti gli α calcolati (tra maschi e fasce di piano)

$$PGA_{DS} = \alpha_{min} \times a_g$$

Se è stato usato $a_g = 1,0g$ $\alpha_{min} = PGA_{DS}$

11/45

La valutazione della PGA_{DL}

Spostamenti orizzontali

- per i carichi verticali ≈ 0
- per le forze orizzontali sismiche: $d_{r,E}$

Si deve imporre
 $\alpha d_{r,E} = 0,003 h$

α

Moltiplicatore del sisma per arrivare al limite di spostamento di interpiano

Si deve trovare il minimo valore di α tra tutti i piani e/o maschi da verificare

α_{min} = il minore tra tutti gli α calcolati (ai vari piani)

$$PGA_{DL} = \alpha_{min} \times a_g$$

Se è stato usato $a_g = 1,0g$ $\alpha_{min} = PGA_{DS}$

12/45

La valutazione delle PGA_{DS} e PGA_{DL} LA PROCEDURA INCREMENTALE

Si può adottare, in alternativa, una procedura incrementale:

- il calcolo si svolge inizialmente con una (a_g) bassa
- si svolgono le verifiche di resistenza di tutti gli elementi
- si effettuano le verifiche sugli spostamenti di interpiano
- si va avanti nel calcolo incrementando a piccoli passi l' a_g

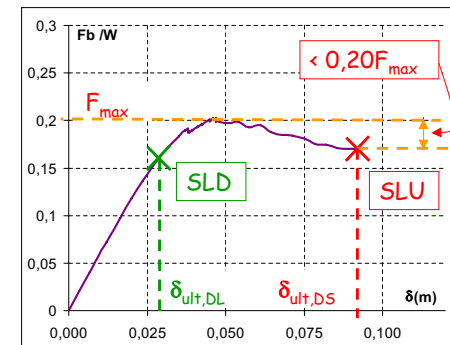
La procedura si interrompe quando la prima verifica di resistenza non è soddisfatta ($PGA_{DS} = a_{g \text{ corrente}}$)

o quando la prima verifica di deformabilità sugli spostamenti di interpiano non è soddisfatta ($PGA_{DL} = a_{g \text{ corrente}}$)

13/45

L'ANALISI STATICA NON LINEARE

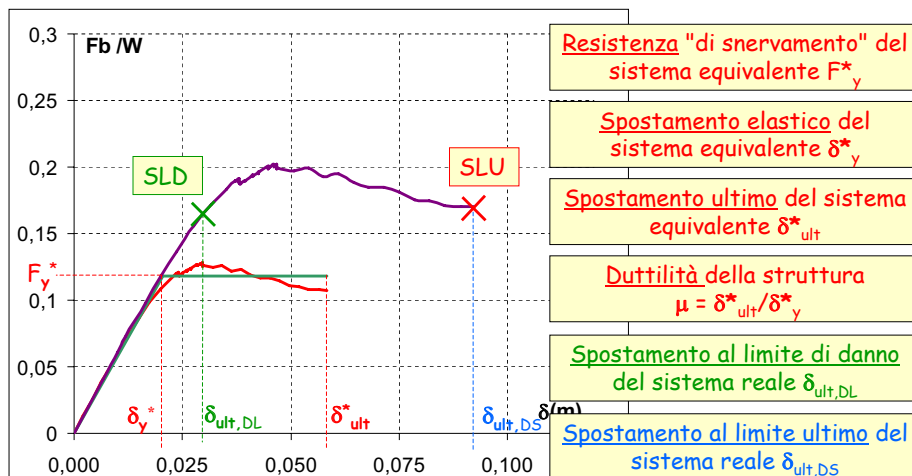
Si procede in modo identico alla verifica sismica, determinando la curva di push-over della struttura ed i due spostamenti limite corrispondenti a SLD e SLU



Si devono determinare le accelerazioni al suolo (PGA_{DS} e PGA_{DL}) che comportano il raggiungimento rispettivamente dei due spostamenti limite individuati sulla curva

14/45

LE INFORMAZIONI CHE SI RICAVANO DALLA PUSH-OVER (ORIGINARIA e RIDOTTA per il SDOF)



N.B. Rigidezza e duttilità del sistema equivalente SDOF coincidono con quelle del sistema reale

Si è già trovato il periodo T^* e la massa m^* del SDOF

15/45

LA DETERMINAZIONE DELL'ACCELERAZIONE PGA_{DS} a partire dallo spostamento al limite ultimo $\delta_{ult,DS}$

Dalla duttilità ($\mu = \delta_{ult}^*/\delta_y^*$) si ricava il fattore di struttura ($q^* = F_{el}^*/F_y^*$)

- se $T^* > T_c$ $q^* = \mu$ (equivalenza degli spostamenti)
- se $T^* < T_c$ $q^* = 1 + (\mu - 1) T^*/T_c$ (equivalenza dell'energia)

Dal fattore di struttura q^* , conoscendo F_y^* , si risale alla forza elastica non ridotta (F_{el}^*), che rappresenta l'azione sismica a cui può essere al massimo soggetta la struttura

Si ha quindi:

- $F_{el}^* = q^* F_y^*$
- $F_{el}^* = m^* S_e(T^*) = m^* \times PGA_{DS} \times S \times S_d(T^*)$
- $PGA_{DS} = F_{el}^* / [m^* S S_d(T^*)]$ (accelerazione del terreno per lo SLU)

Fattore del suolo ($S=1,25$ per suolo B)

Spettro elastico delle accelerazioni

Indicatore di rischio allo stato limite ultimo: $a_u = PGA_{DS} / PGA_{10\%}$

16/45

LA DETERMINAZIONE DELL'ACCELERAZIONE PGA_{DL} a partire dallo spostamento al limite di danno $\delta_{ult,DL}$

Se $\delta_{ult,DL} < \delta_y$ il sistema è in campo elastico: $q^* = 1$ $F^* = F_{el}^*$
 Se $\delta_{ult,DL} > \delta_y$ il sistema è in campo plastico: $\mu = \delta_{ult,DL}^* / \delta_y^*$ (duttilità)
 da cui si ricava il fattore di struttura ($q^* = F_{el}^* / F_v^*$)
 se $T^* < T_c$ $q^* = 1 + (\mu - 1) T^* / T_c$ (equivalenza dell'energia)
 se $T^* > T_c$ $q^* = \mu$ (equivalenza degli spostamenti)

Si ha quindi:

- $F_{el}^* = q^* F_y^*$ oppure $F_{el}^* = F^*$ (se $q^* = 1$)
 - $F_{el}^* = m^* S_e(T^*) = m^* \times PGA_{DL} \times S \times S_d(T^*)$
 - $PGA_{DL} = F_{el}^* / [m^* S S_d(T^*)]$ (acc. del terreno per lo SLD)

Fattore del suolo ($S=1.25$ per suolo B)

Spettro elastico delle accelerazioni

Indicatore di rischio allo stato limite di danno: $a_e = PGA_{DL} / PGA_{50\%}$

17/45

UN EDIFICIO REALE - Palazzo Petrucci a Napoli

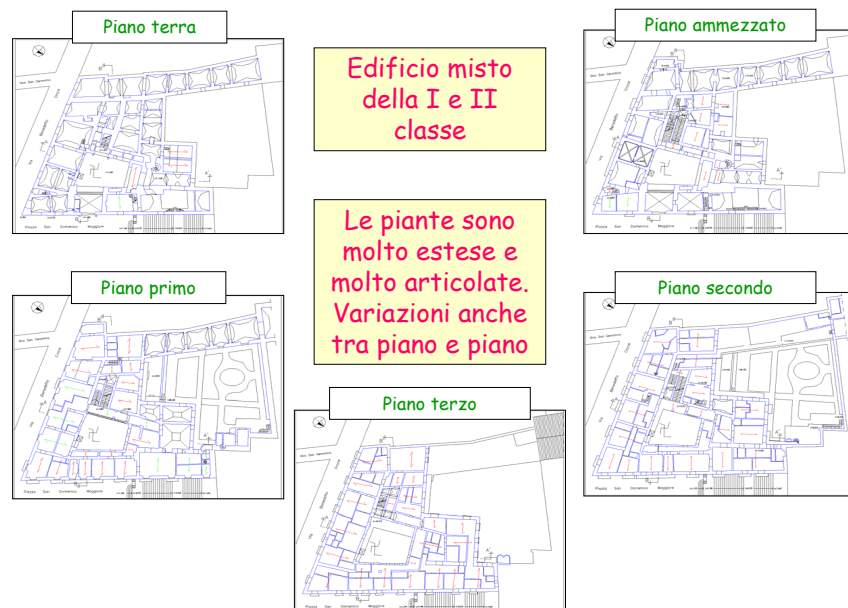


- Muratura di tufo
 - Solai con travi in acciaio o legno
 - Volte in muratura

- 5 Piani
 - $H_{tot} = 23,0$ m
 - Interpiani 3.5-5.9 m
 - Spessore muri: 40 - 120 cm

18/45

LE PIANTE AI VARI PIANI



19/45

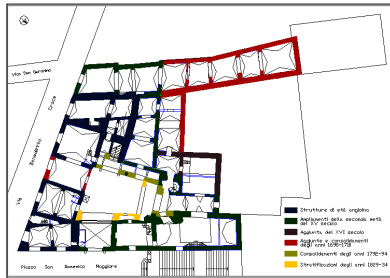
I PROSPETTI E LE SEZIONI



Fig. 6.3 Rilevo architettonico Palazzo Petrucci – sezioni e prospetti (Arch. Helen Rotolo)

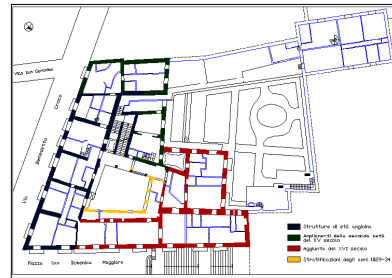
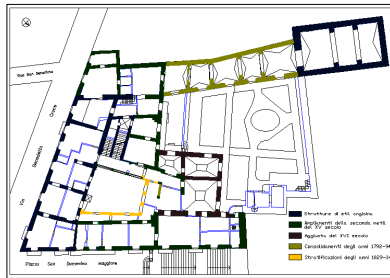
20/45

LE STRATIFICAZIONI STORICHE DELLA MURATURA



Il primo impianto dell'edificio è del 1300

Nel corso dei secoli ha subito, modifiche, variazioni, aggiunte, etc



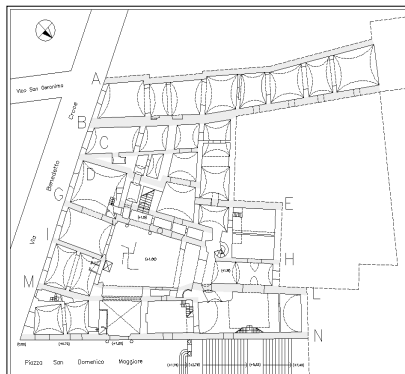
23/45

LE STRATIFICAZIONI STORICHE DELLA MURATURA



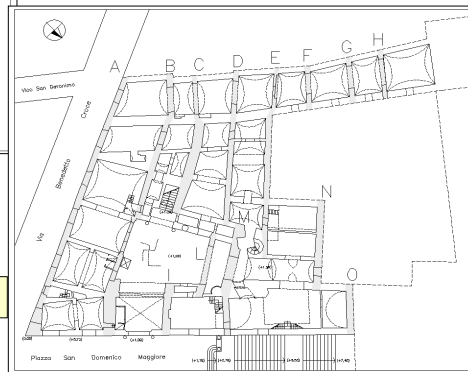
5

INDIVIDUAZIONE DELLE PARETI RESISTENTI



La direzione X

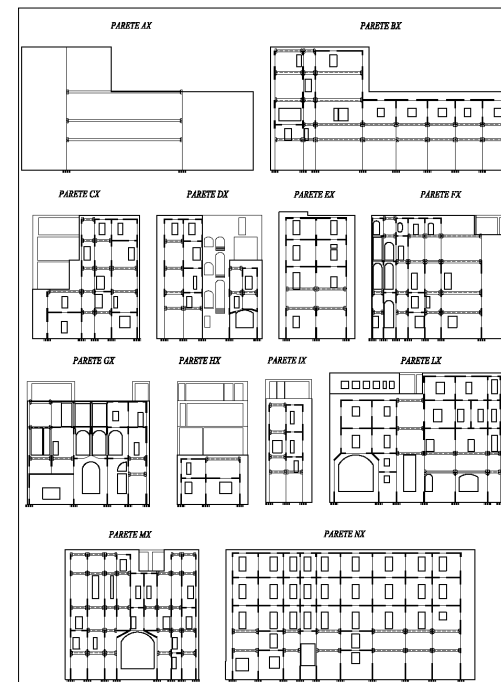
La direzione Y



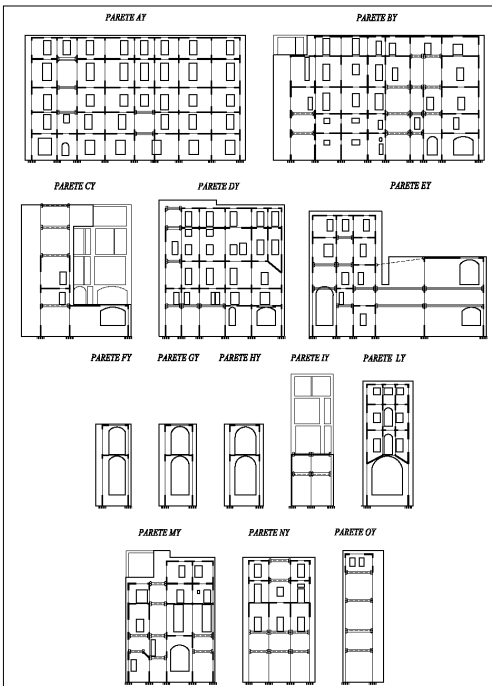
23/45

Il modello a telaio per le pareti in dir.x

La modellazione a telaio si presenta piuttosto complessa a causa della geometria irregolare dell'edificio



24/45



Il modello a telaio per le pareti in dir.y

Le pareti sono molte diverse le une dalle altre sia per distribuzione delle aperture che per estensione in verticale

Solo le pareti di facciata sono piuttosto regolari

25/45

LE PROPRIETÀ MECCANICHE DELLE MURATURE

Si differenziano tra i vari "cronotipi" murari

Cronotipo	σ_{\max} (N/mm ²)	τ_o (N/mm ²)	E (N/mm ²)
Cantieri	3.25 (83% x 3.90)	0.12 (1/27 σ_{\max})	965
Bozzette	2.60 (83% x 3.00)	0.10 (1/26 σ_{\max})	1160
Blocchetti	2.17 (83% x 2.60)	0.08 (1/27 σ_{\max})	830

Tab. 6.2: Caratteristiche meccaniche della muratura adottate nella modellazione

Valori ricavati dalla sperimentazione in scala reale

26/45

L'ANALISI DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

MODELLO DI CALCOLO SPAZIALE DELL'EDIFICIO

- impalcato deformabile: pareti singole indipendenti
- impalcato rigido: due treni di telai (direzione x e y)

SCHEMA DI CALCOLO DELLE PARETI

- mensole collegate con fasce di piano non resistenti (fascia debole - pendoli)
- telai a nodi rigidi con fasce resistenti (fascia con catena)

TIPO DI ANALISI:

- analisi statica non lineare
- (si deve sempre fare prima l'analisi lineare - statica o modale)

DISTRIBUZIONI DELLE FORZE LUNGO L'ALTEZZA:

- proporzionali alle masse (UP)
- proporzionali alla deformata del primo modo di vibrare (MP)

27/45

LE IPOTESI DI BASE SUL COMPORTAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

MASCHI MURARI

- Comportamento a pressoflessione con M_{ult} come da OPCM ma con limiti di deformazione $\delta/h = 0.8\%$ (per l'OPCM $\delta/h = 0.6\%$)
- Comportamento a taglio con V_{ult} come da OPCM (Turnsek e Cacovic) con limiti di deformazione $\delta/h = 0.4\%$
- Al superamento dei limiti di deformazione si perde quasi del tutto la capacità portante dell'elemento, ma esso può continuare a deformarsi con forti danneggiamenti (schema CO), oppure si considera rotto con minori danneggiamenti (schema DS)

I limiti del programma sulla schematizzazione della cerniera tagliante (senza l'effetto dello sforzo normale) impongono verifiche a taglio "manuali"

28/45

LE IPOTESI DI BASE SUL COMPORTAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

FASCE DI PIANO (TRAVERSI) - Fascia con catena

- Comportamento a flessione con M_{ult} come da OPCM (meccanismo a puntone) con limiti di deformazione $\delta/h = 0.8\%$
- Comportamento a taglio con V_{ult} come da OPCM ($V_{ult} = f_{vo} \cdot h$) con limiti di deformazione $\delta/h = 0.4\%$
- Al superamento dei limiti di deformazione si perde quasi del tutto la capacità portante dell'elemento, ma esso può continuare a deformarsi con forti danneggiamenti (schema CO), oppure si considera rotto con minori danneggiamenti (schema DS)

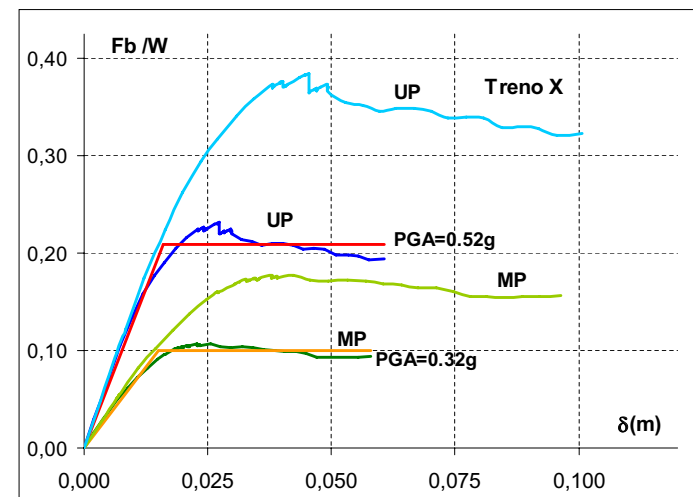
FASCE DI PIANO (TRAVERSI) - Fascia debole

Si è assegnato un M_{ult} molto basso con limite di deformazione $\delta/h = 0.4\%$ a rottura (basso danneggiamento-schema DS) oppure senza limite (forte danneggiamento-schema CO)

29/45

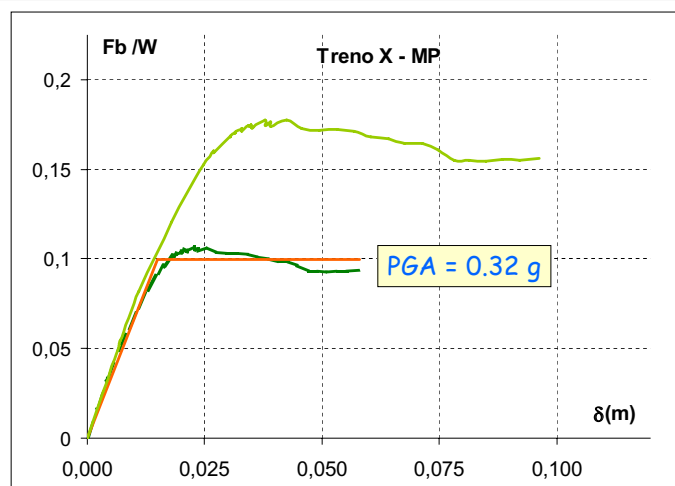
I RISULTATI DEL CALCOLO

TRENO DI TELAI IN DIR.X - Fascia con catena



30/45

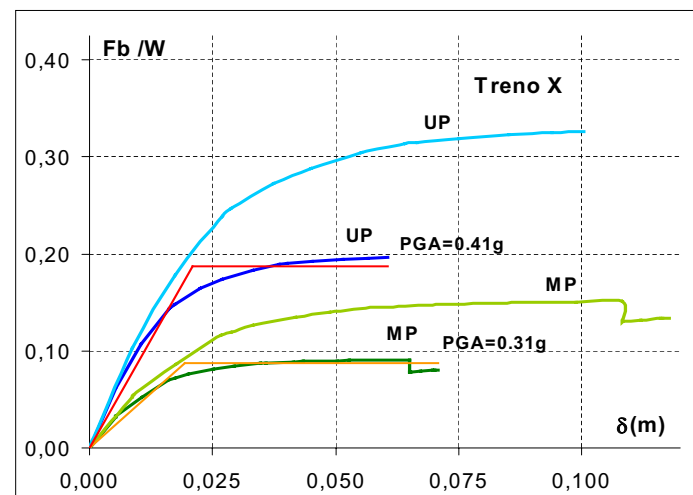
TRENO DI TELAI IN DIR.X - Fascia con catena



Dati: $M_{tot} = 13474 \text{ ton}$ $m^* = 5031 \text{ ton}$ $S = 1.25$ (tipo B)
 Dalla curva: $T^* = 0.47 \text{ sec} < T_c$ $\mu = 4.14$ $q^* = 3.98$ $F_y^* = 12340 \text{ kN}$
 Ricavata: $PGA = 0.32 \text{ g}$ $\delta/h_{max, fasce} \approx 0.5-1\%$ (per $q^*=3$ $PGA=0.24$)

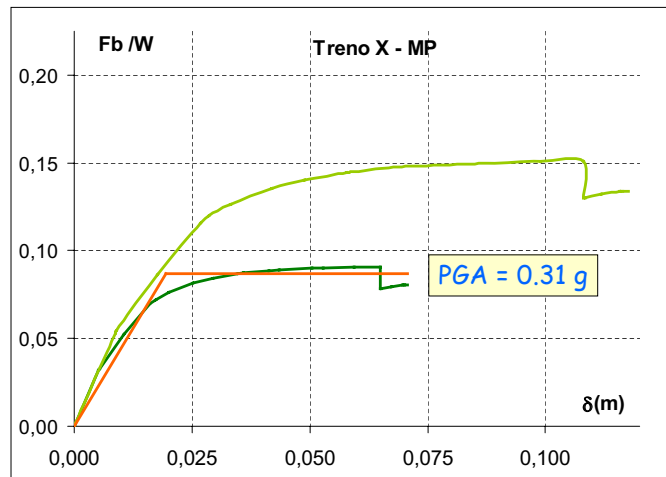
31/45

TRENO DI TELAI IN DIR.X - Fascia debole



32/45

TRENO DI TELAI IN DIR.X - Fascia debole

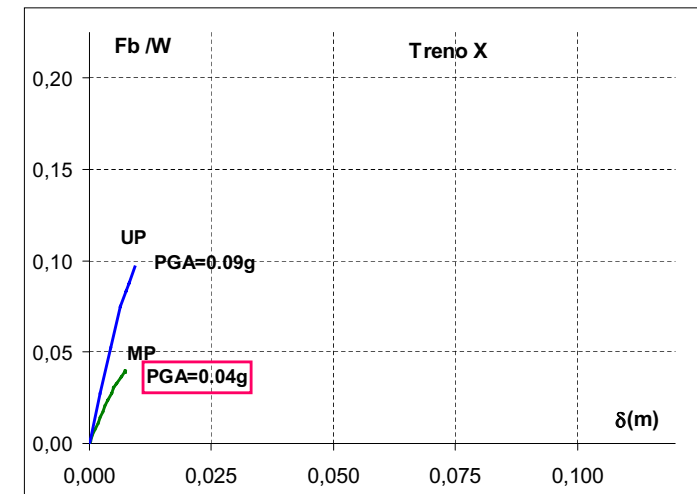


Dati: $M_{tot} = 13474 \text{ ton}$ $m^* = 4514 \text{ ton}$ $S = 1.25$ (tipo B)
 Dalla curva: $T^* = 0.55 \text{ sec} > T_c$ $\mu = 3.64$ $q^* = 3.64$ $F_y^* = 11500 \text{ kN}$
 Ricavata: $PGA = 0.31 g$ $\phi_{max, fasce} \approx 6\%$ (per $q^*=3$ $PGA=0.26$)

33/45

TRENO DI TELAI IN DIR.X - Fascia debole

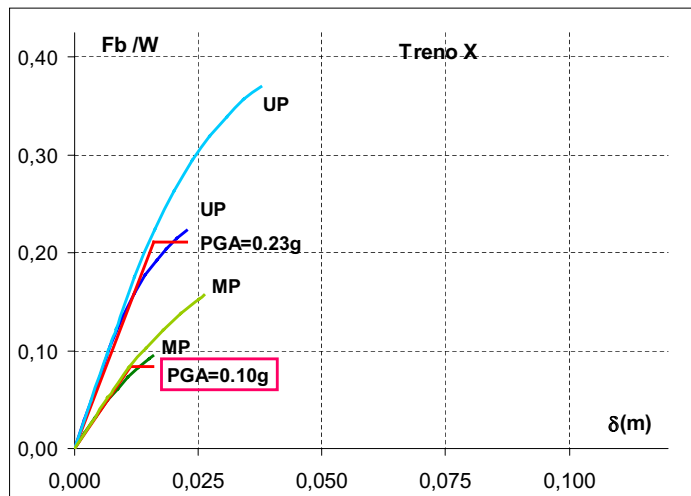
Limitazione della rotazione nelle fasce allo 0,4%



34/45

TRENO DI TELAI IN DIR.X - Fascia con catena

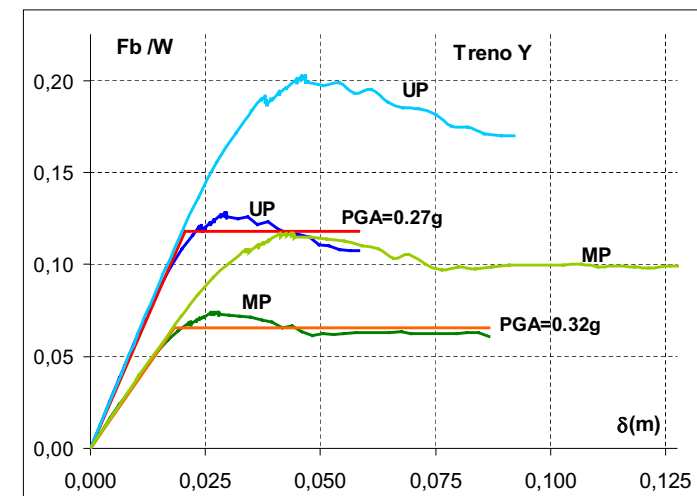
Raggiungimento della deformazione ultima nei traversi
 ($\delta/h = 0.4\%$ a taglio)



35/45

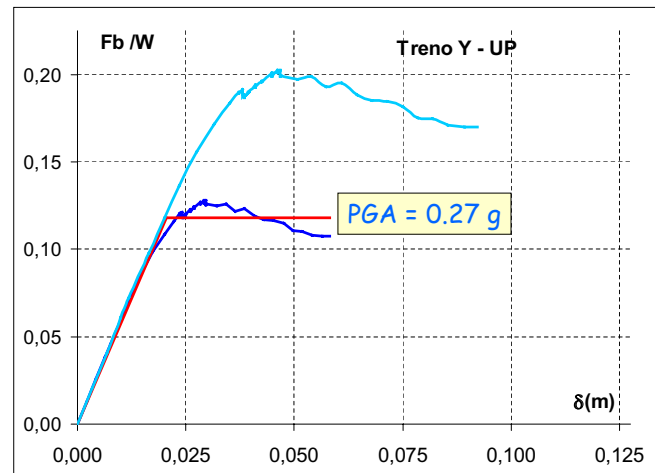
I RISULTATI DEL CALCOLO

TRENO DI TELAI IN DIR.Y - Fascia con catena



36/45

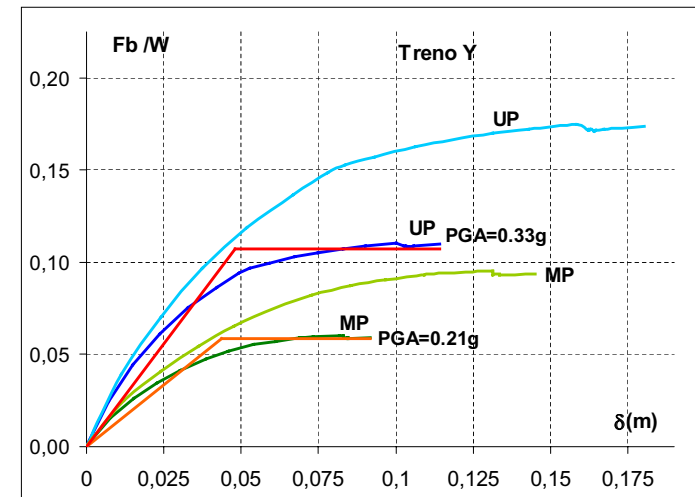
TRENO DI TELAI IN DIR.Y - Fascia con catena



Dati: $M_{tot} = 13474$ ton $m^* = 5036$ ton $S = 1.25$ (tipo B)
 Dalla curva: $T^* = 0.55$ sec $> T_c$ $\mu = 2.85$ $q^* = 2.85$ $F_y^* = 13600$ kN
 Ricavata: $PGA = 0.27$ g $\delta/h_{max, fasce} \approx 0,5-1\%$

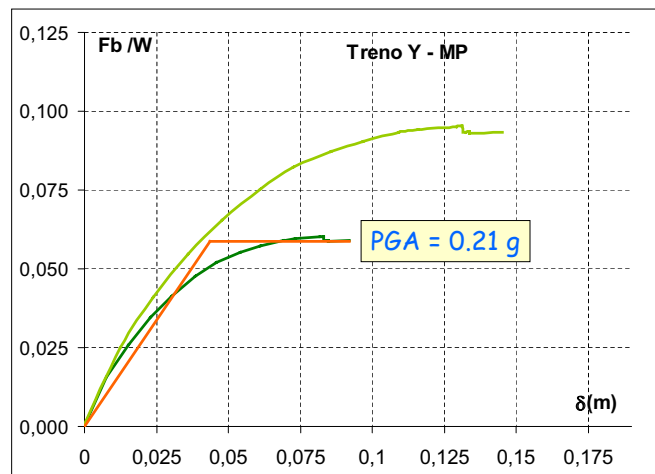
37/45

TRENO DI TELAI IN DIR.Y - Fascia debole



38/45

TRENO DI TELAI IN DIR.Y - Fascia debole

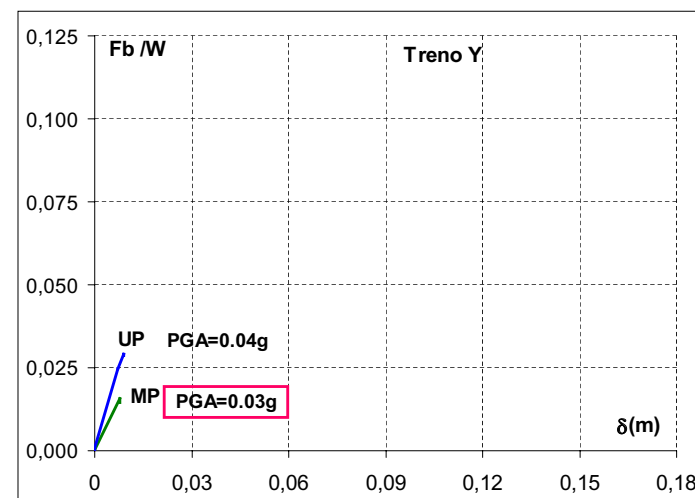


Dati: $M_{tot} = 13474$ ton $m^* = 4332$ ton $S = 1.25$ (tipo B)
 Dalla curva: $T^* = 1.05$ sec $> T_c$ $\mu = 2.10$ $q^* = 2.10$ $F_y^* = 6770$ kN
 Ricavati: $PGA = 0.21$ g $\phi_{max, fasce} \approx 6\%$

39/45

TRENO DI TELAI IN DIR.Y - Fascia debole

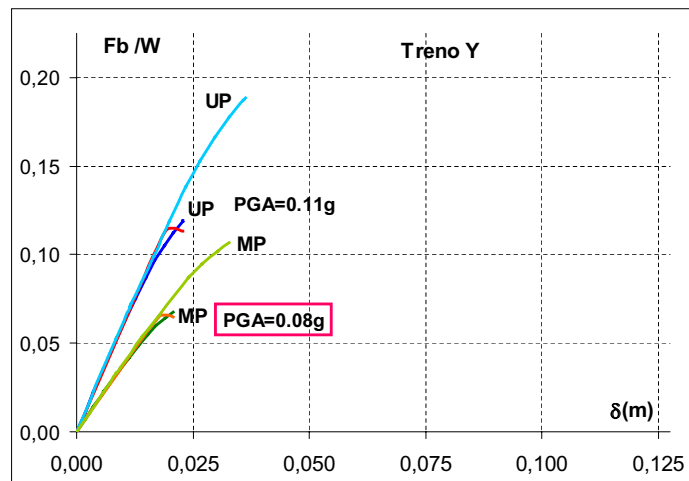
Limitazione della rotazione nelle fasce allo 0,4%



40/45

TRENO DI TELAI IN DIR.Y - Fascia con catena

Raggiungimento della deformazione ultima nei traversi
($\delta/h = 0.4\%$ a taglio)



41/45

ANALISI DELLE SINGOLE PARETI

Ipotesi di impalcato non rigido

Ad ogni parete compete una massa sismica corrispondente alla sua area di influenza

Per ogni parete singola si è svolta:

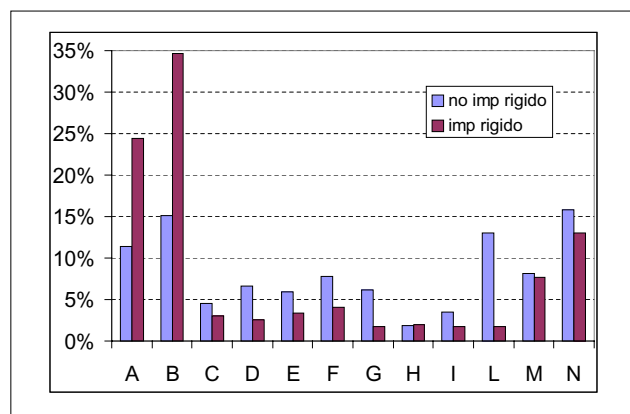
- l'analisi lineare (statica o modale) preliminare
- l'analisi statica non lineare, per entrambe le distribuzioni di forze

Si è analizzato solo lo schema
"telaio con fasce di piano con catena"

42/45

LA DISTRIBUZIONE DEI TAGLI TRA LE DIVERSE PARETI IN RELAZIONE ALLE IPOTESI SULL'IMPLACATO

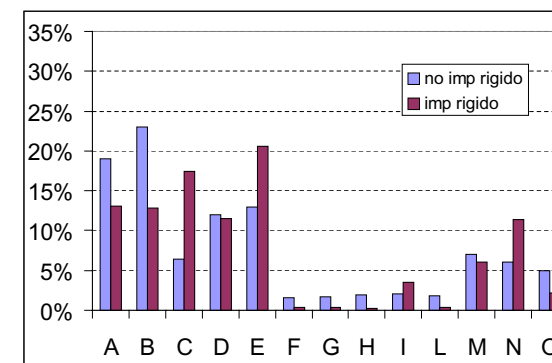
Pareti in direzione X



43/45

LA DISTRIBUZIONE DEI TAGLI TRA LE DIVERSE PARETI IN RELAZIONE ALLE IPOTESI SULL'IMPLACATO

Pareti in direzione Y



44/45

Le pareti lungo X		Fascia con "catena"- f_{v0}	
		DS PGA (g)	CO PGA (g)
Treno x	UP	0.23	0.57
	MP	0.10	0.32
Parete AX	UP	0.48	0.48
	MP	0.68	0.68
Parete BX	UP	0.61	0.61
	MP	0.20	0.27
Parete CX	UP	0.14	0.18
	MP	0.11	0.36
Parete DX	UP	0.09	0.09
	MP	0.06	0.06
Parete EX	UP	0.19	0.22
	MP	0.13	0.14
Parete FX	UP	0.12	0.54
	MP	0.10	0.48
Parete GX	UP	0.13	0.15
	MP	0.08	0.10
Parete HX	UP	0.26	0.31
	MP	0.24	0.28
Parete IX	UP	0.17	0.17
	MP	0.10	0.10
Parete LX	UP	0.09	0.23
	MP	0.08	0.12
Parete MX	UP	0.16	0.42
	MP	0.12	0.32
Parete NX	UP	0.18	0.18
	MP	0.09	0.09

I risultati in termini di PGA

Forte dispersione dei risultati:

PGA_{DS}

varia tra

0,06g e 0,32g
0,09g e 0,27g

??????????

0.10 = $PGA \leq 0,10g$

Le pareti lungo Y		Fascia con "catena"- f_{v0}	
		DS PGA (g)	CO PGA (g)
Treno y	UP	0.11	0.32
	MP	0.08	0.27
Parete A	UP	0.12	0.16
	MP	0.10	0.14
Parete B	UP	0.10	0.16
	MP	0.08	0.14
Parete C	UP	0.25	0.45
	MP	0.29	0.29
Parete D	UP	0.12	0.18
	MP	0.09	0.14
Parete E	UP	0.16	0.17
	MP	0.07	0.09
Parete F	UP	0.19	0.19
	MP	0.18	0.18
Parete G	UP	0.19	0.19
	MP	0.20	0.20
Parete H	UP	0.21	0.21
	MP	0.22	0.22
Parete I	UP	0.74	0.74
	MP	0.71	0.71
Parete L	UP	0.15	0.16
	MP	0.14	0.14
Parete M	UP	0.09	0.17
	MP	0.07	0.09
Parete N	UP	0.15	0.15
	MP	0.09	0.09
Parete O	UP	0.35	0.46
	MP	0.26	0.26

VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Parte 11: GLI AGGREGATI EDILIZI



Prof. Ing. Bruno Calderoni - D.I.ST. – Università di Napoli Federico II

1/21

GLI AGGREGATI EDILIZI

Insieme di varie unità edilizie connesse più o meno strettamente tra loro che costituiscono, almeno apparentemente, un'unica entità difficilmente divisibile in parti dal comportamento strutturale autonomo

L'aggregato è il risultato di una genesì articolata e non unitaria dovuta a fattori storici, tecnologici, sociali, economici etc.

L'oggetto da studiare non è per forza l'edificio stesso ma una porzione di aggregato (comprendente l'edificio o gran parte di esso) che costituisce un insieme strutturale dal comportamento il più possibile unitario ed omogeneo:
UNITÀ STRUTTURALE

2/21

La definizione della UNITÀ STRUTTURALE

La Unità Strutturale da analizzare deve essere individuata preliminarmente caso per caso

I criteri per individuare la US

- deve comprendere le parti derivanti, per quanto possibile, da un comune processo costruttivo sia in pianta che in elevazione
- deve comprendere tutti gli elementi strutturali interessati dalla trasmissione al suolo dei carichi verticali dell'edificio
- deve avere continuità da cielo a terra in relazione al flusso dei carichi verticali
- deve essere delimitata da spazi aperti o da giunti strutturali o da edifici contigui costruiti con tipologie e/o materiali diversi o in epoche diverse

3/21

Le azioni sulla UNITÀ STRUTTURALE

L'analisi strutturale della US di un edificio in aggregato deve tener conto delle interazioni dovute alla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti, connessi o in aderenza

Le azioni che possono derivare dalle US contigue:

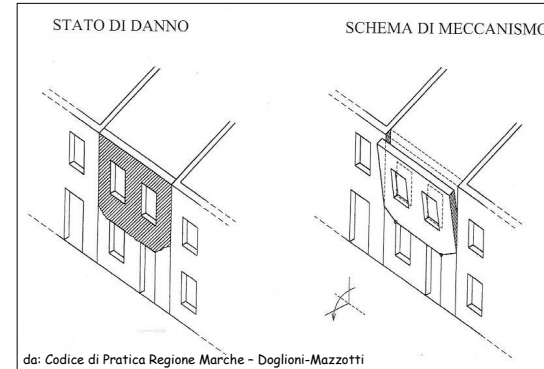
- carichi verticali e orizzontali provenienti da solai o da pareti
- spinte di archi e volte
- spinte di archi di contrasto o di tiranti ancorati su altri edifici
- spinte non contrastate dovute a orizzontamenti sfalsati su pareti in comune
- effetti locali causati da differenze di altezza o rigidità o da prospetti non allineati
- martellamento all'interfaccia di unità adiacenti

4/21

I MECCANISMI DI DANNO per gli aggregati edilizi (Codice di pratica-Regione Marche)

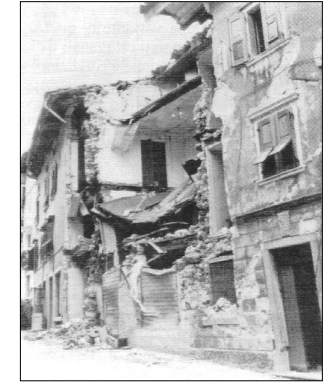
I MECCANISMI PER LA PARETE ESTERNA

Ribaltamento verso l'esterno della facciata per tutta la larghezza



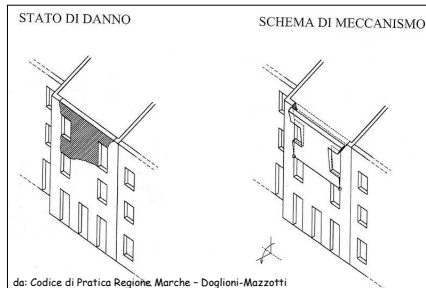
da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

Cattivo ammassamento con le pareti ortogonali e alle estremità con quelle degli altri edifici.



5/21

Ribaltamento verso l'esterno della zona centrale della facciata

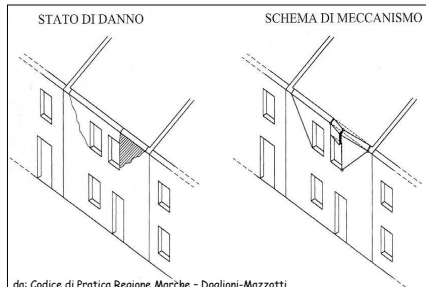


da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

Buon ammassamento con le pareti ortogonali
Aperture vicine alle estremità

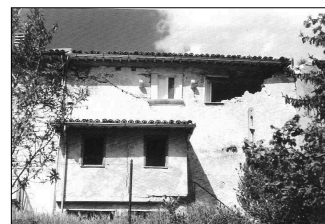


Ribaltamento verso l'esterno della zona alta della facciata

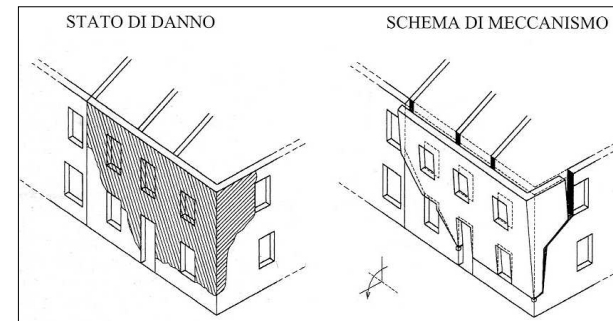


da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

Buon ammassamento con le pareti ortogonali
Aperture lontane dalle estremità



6/21



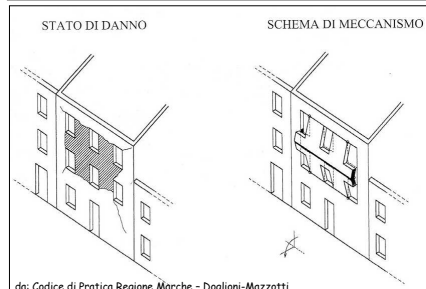
da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

Ribaltamento verso l'esterno con interessamento dell'angolata

Cattivo ammassamento con le pareti ortogonali interne e con i solai.
Buon collegamento nell'angolo.

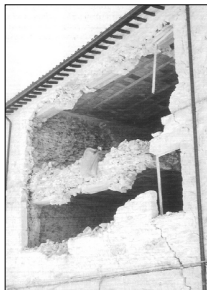


Spanciamento verso l'esterno della zona centrale della facciata

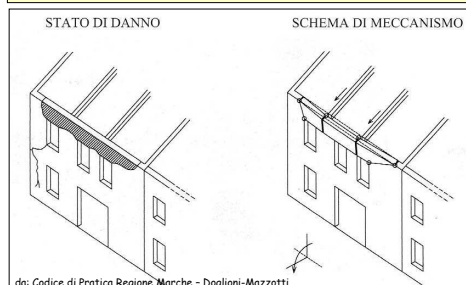


da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

Buon collegamento in sommità.
Mancanza di collegamento ai piani intermedi.
Muratura di cattiva qualità



Ribaltamento della fascia alta della facciata



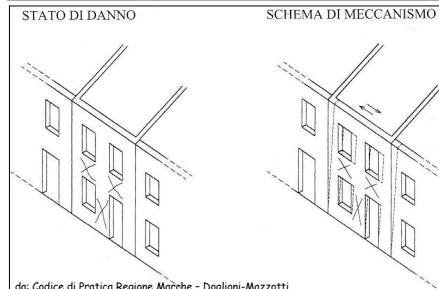
da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

Spinte e martellamenti della copertura.
Aperture numerose vicine alla sommità



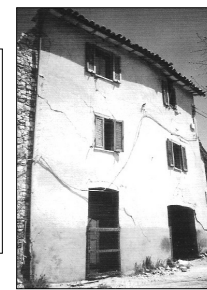
3/21

Rottura della facciata nel proprio piano (comportamento a taglio)

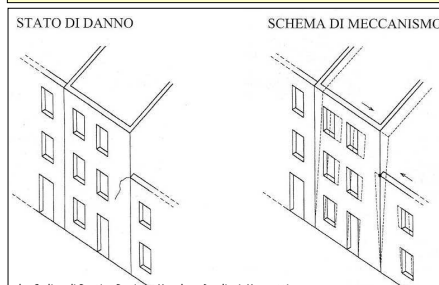


da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

Buon collegamento con le murature interne. Lesioni ad andamento inclinato (formazione di puntoni). Più probabile alle estremità degli aggregati

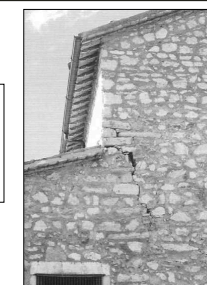


Lesioni nel piano della parete per disuniformità altimetrica



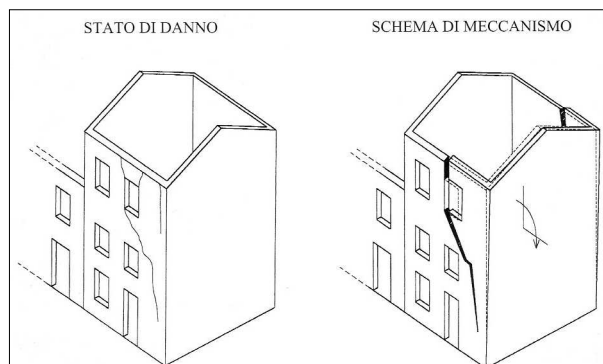
da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

Lesioni inclinate da martellamento. Favorite dalla presenza di aperture



I MECCANISMI PER LA PARETE DI TESTATA

Ribaltamento globale della parete verso l'esterno



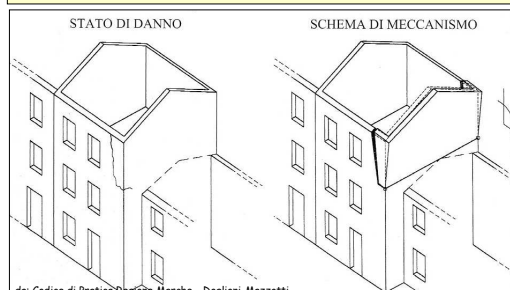
da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

Mancanza di collegamenti con gli impalcati.
Un buon ammassamento alle estremità chiama in causa anche parte delle pareti ortogonali, spostando le lesioni in corrispondenza delle aperture (se vicine ai cantonali)



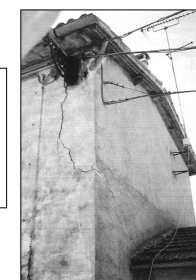
10/21

Ribaltamento parziale della parete verso l'esterno

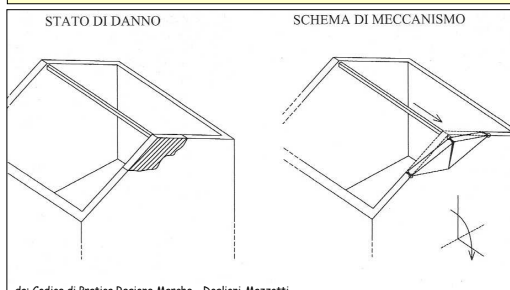


da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

Si può verificare in presenza di un edificio adiacente più basso



Ribaltamento del timpano verso l'esterno



da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

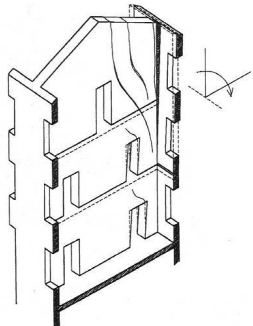
Mancanza di connessioni con la copertura. Favorito dall'azione della trave di colmo



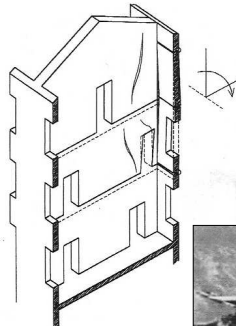
11/21

I MECCANISMI PER LA PARETE DI DI SPINA

SCHEMA DI MECCANISMO 1



SCHEMA DI MECCANISMO 2



Rottura della
parete per azioni
nel suo piano

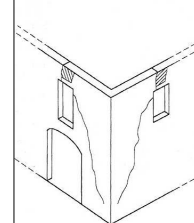
da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

Trascinamento nel ribaltamento o nello spanciamento della parete di facciata (stabilizzandola) in presenza di buon ammassamento.
Comportamento resistente nel proprio piano per sisma in quella direzione.



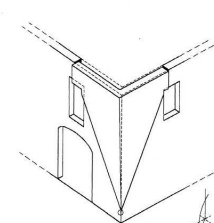
I MECCANISMI PER L'ANGOLATA LIBERA

STATO DI DANNO



da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

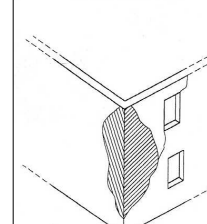
SCHEMA DI MECCANISMO



Ribaltamento
verso
l'esterno

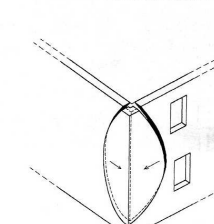
Mancanza di
collegamenti e
tiranti in
copertura

STATO DI DANNO



da: Codice di Pratica Regione Marche - Doglioni-Mazzotti

SCHEMA DI MECCANISMO



Espulsione
dell'angolo

Presenza di
vincolo in
copertura
(nuovo solaio).
Si attiva un
effetto arco

13/21

La verifica sismica della UNITÀ STRUTTURALE

La verifica sismica della US di un edificio in aggregato si può effettuare con i metodi utilizzati per gli edifici isolati

Si possono modellare in modo approssimato le influenze strutturali degli edifici adiacenti, connessi o in aderenza

L'analisi della capacità sismica globale della US assume quindi un significato convenzionale

Si ammettono metodologie semplificate definite in base:

- alla situazione effettiva specifica della US (definita caso per caso) in relazione al resto dell'aggregato
- ai meccanismi di danno che si possono effettivamente attivare

14/21

La verifica del Comportamento Sismico Globale della US LE SEMPLIFICAZIONI CONSENTITE

a) impalcati rigidi nel piano orizzontale

- si può verificare separatamente ogni piano della US, senza considerare le variazioni di sforzo normale (ΔN) dovute al momento globale ribaltante trasmesso dai piani superiori (in pratica si effettua una verifica a taglio tipo POR)
- si possono trascurare gli effetti torsionali di piano, dovuti sia all'eccentricità propria che a quella accidentale, considerando solo la traslazione degli impalcati nella direzione dell'azione sismica (schema piano a treno di telai o di mensole collegate)

b) impalcati non rigidi nel piano orizzontale

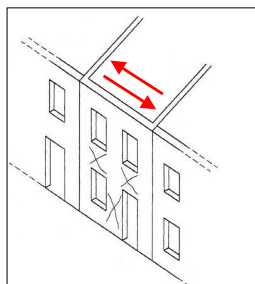
nessuna semplificazione

Ogni parete si analizza come una struttura isolata, soggetta ai carichi verticali ed alle azioni sismiche dirette nella direzione della parete valutate con riferimento all'area di influenza

15/21

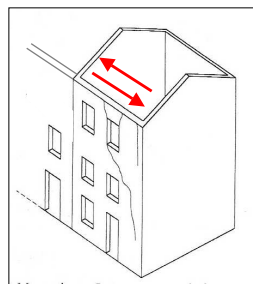
Comportamento Sismico Globale della US

Verifica sismica delle pareti nel proprio piano



CORTINA DI
EDIFICI

Sisma
PARALLELO
alla facciata



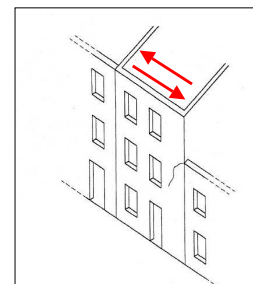
Unità Strutturale
Intermedia
SEMPLIFICAZIONI
APPLICABILI

Unità Strutturale di
Testata
SEMPLIFICAZIONI
NON APPLICABILI

16/21

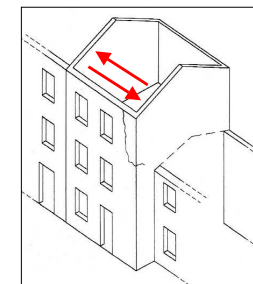
Comportamento Sismico Globale della US

Verifica sismica delle pareti nel proprio piano



CORTINA DI
EDIFICI

Sisma
PARALLELO
alla facciata



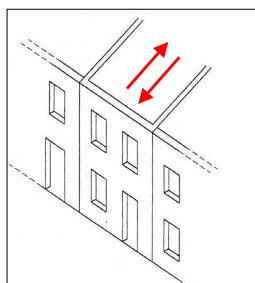
Unità Strutturale Intermedia
Diverso numero di piani
SEMPLIFICAZIONI
APPLICABILI
SOLO AI PIANI BASSI

Unità Strutturale Intermedia
Diverso numero di piani
Facciata non allineata
SEMPLIFICAZIONI NON
APPLICABILI A NESSUN PIANO

17/21

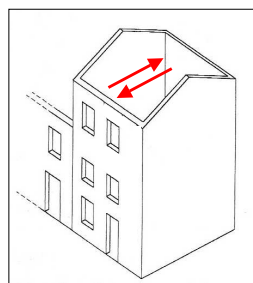
Comportamento Sismico Globale della US

Verifica sismica delle pareti nel proprio piano

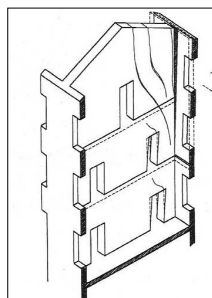


CORTINA DI
EDIFICI

Sisma
ORTOGONALE
alla facciata



Unità Strutturale
Intermedia
SEMPLIFICAZIONI
APPLICABILI
SOLO PER IL
COMPORTAMENTO
TORSIONALE



Unità Strutturale di
Testata
SEMPLIFICAZIONI
NON APPLICABILI

18/21

Comportamento Sismico Globale della US

AZIONI SISMICHE AGGIUNTIVE

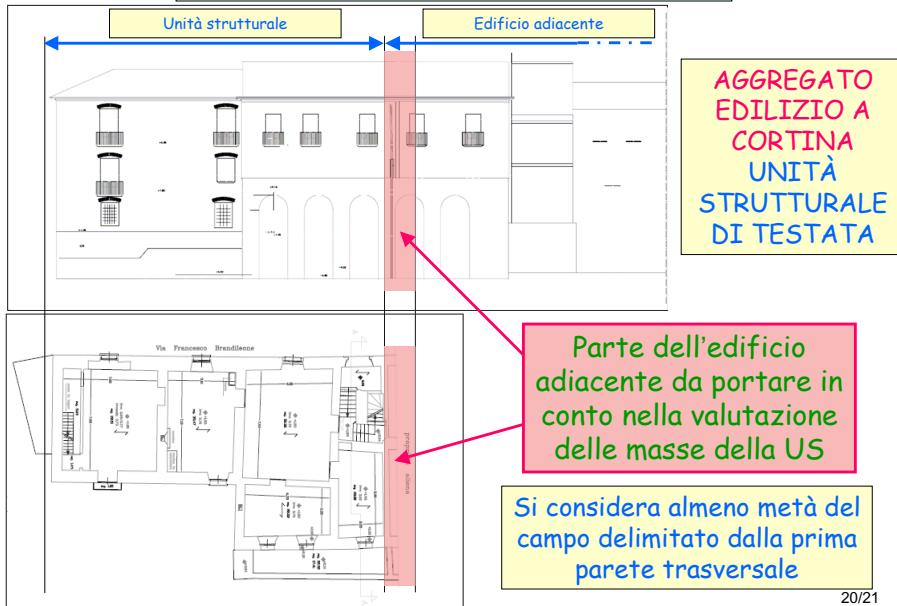
Nella verifica globale della US occorre sempre considerare azioni sismiche aggiuntive trasmesse dagli edifici adiacenti

Tali azioni sono dovute alla masse delle parti degli edifici adiacenti comunque connesse alla US

Anche rigidezze diverse (se maggiori quelle della US) possono richiamare sulle pareti della US forze sismiche connesse a masse non direttamente collegate ad esse

19/21

Comportamento Sismico Globale della US AZIONI SISMICHE AGGIUNTIVE



20/21

La verifica del Comportamento Sismico Locale della US VERIFICA DELLE PARETI AL DI FUORI DEL PIANO

La verifica sismica locale della US di un edificio in aggregato si effettua con gli stessi metodi utilizzati per gli edifici isolati

Lo schema strutturale da adottare dipende sempre dalla efficienza dei collegamenti della parete con gli impalcati

Nella verifica occorre tener conto anche di:

- carichi verticali trasmessi dagli edifici adiacenti non facenti parte della US (ad es. solai poggianti su muri in comune)
- eventuali forze orizzontali da carichi verticali (ad es. spinte di volte adiacenti)
- azioni sismiche relative alle masse di una parte degli edifici adiacenti non scollegati

21/21

Corso di aggiornamento professionale:
PROGETTAZIONE STRUTTURALE E NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2008
Spoleto – 14÷16 giugno 2012

VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

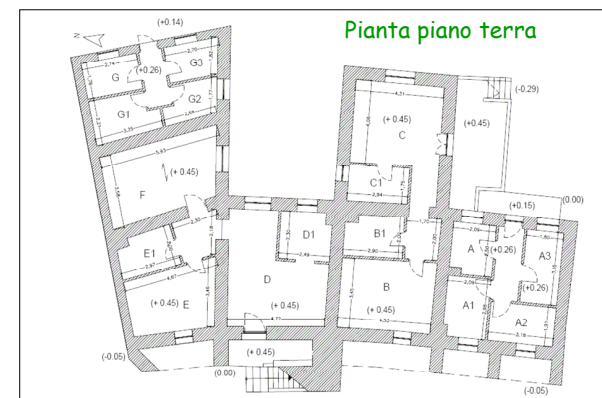
Parte 12: L'ADEGUAMENTO DI UN EDIFICIO ESISTENTE CON L'ANALISI LINEARE



EDIFICIO NEI PRESSI DI NAPOLI

- Muratura di tufo
- Solai con travi in acciaio e spaccatelle di tufo

Edificio della
II classe

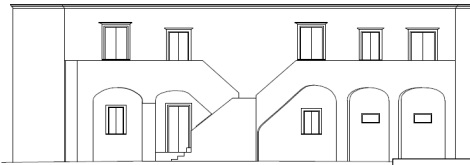


- 2 Piani
- $H_{tot} = 7,50m$
- Interpiani
3.5 - 4 m
- Spessore muri:
40 - 60 cm

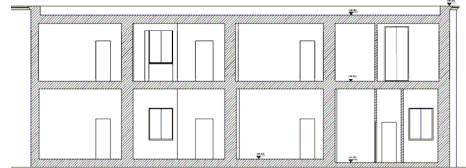
5 pareti // x
5 pareti // y

LA GEOMETRIA DELL'EDIFICIO

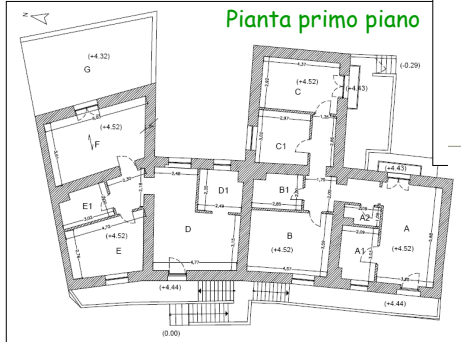
Prospetto



Sezione



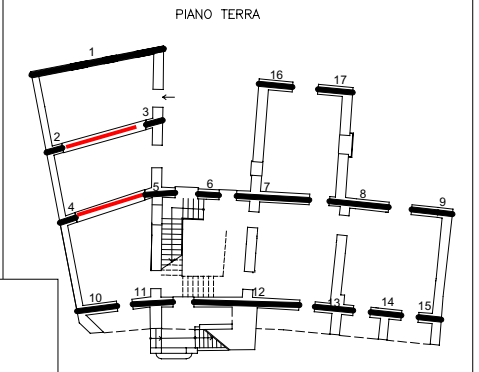
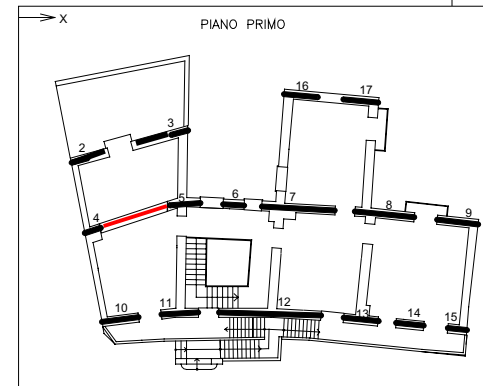
Pianta primo piano



3/45

ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

Individuazione dei maschi murari



I maschi murari in dir. x

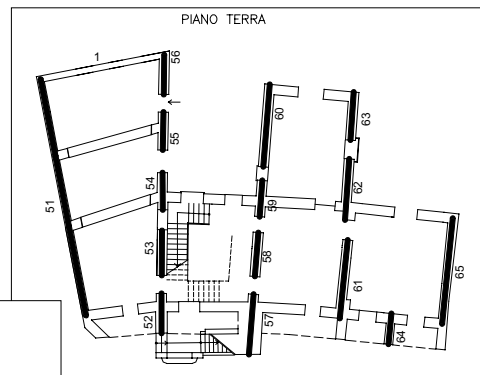
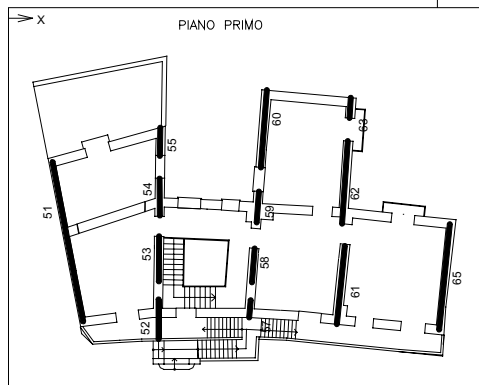
Si devono eliminare le pareti 2-3 e 4-5 al piano terra

OBBLIGO DI ADEGUAMENTO

4/45

ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

Individuazione dei maschi murari



I maschi murari in dir. y

5/45

Valutazione dei carichi verticali

CARICHI UNITARI:

- Solai in acciaio nuovi ed esistenti $s = 20 + 5$ cm

$$G_k = 5.40 \text{ KN/m}^2 \quad Q_k = 4.00 \text{ KN/m}^2$$

- Scala in acciaio

$$G_k = 5.40 \text{ KN/m}^2 \quad Q_k = 4.00 \text{ KN/m}^2$$

- Muratura di tufo

$$G_k = 16.00 \text{ N/m}^2$$

Gli sforzi normali sui maschi murari vengono determinati per "aree di influenza", tenendo conto delle orditure dei solai

6/45

Calcolo dello sforzo normale nei maschi murari

Dir.x		Dir.y	
Maschio 7		Maschio 51	
II ordine		II ordine	
Peso proprio muratura:	110.9 kN	Peso proprio muratura:	175.0 kN
Fasce di piano.:	11.6 "	Solaio:	62.0 "
Solaio:	59.7 "	N ₅₁₋₂ =	237.0 kN
N ₇₋₂ =	182.2 kN	I ordine	
I ordine		I ordine	
Peso proprio muratura:	153.2 kN	Peso proprio muratura:	374.5 kN
Fasce di piano.:	15.8 "	Solaio:	434.9 "
Solaio:	46.5 "	N ₅₁₋₂ =	809.4 kN
N ₇₋₁ =	215.5 kN	N _{51-tot} =	1046.4 kN
N _{7-tot} =	397.8 kN	Maschio 61	
Maschio 12		II ordine	
II ordine		II ordine	
Peso proprio muratura:	150.7 kN	Peso proprio muratura:	118.0 kN
Fasce di piano.:	9.1 "	Fasce di piano.:	6.2 "
Solaio:	48.2 "	Solaio:	70.0 "
N ₁₂₋₂ =	208.0 kN	N ₆₁₋₂ =	194.2 kN
I ordine		I ordine	
Peso proprio muratura:	222.5 kN	Peso proprio muratura:	193.9 kN
Fasce di piano.:	15.4 "	Fasce di piano.:	8.6 "
Solaio:	118.0 "	Solaio-ballat.:	81.1 "
N ₁₂₋₁ =	355.9 kN	N ₆₁₋₁ =	283.6 kN
N _{12-tot} =	567.9 kN	N _{61-tot} =	477.8 kN

7/45

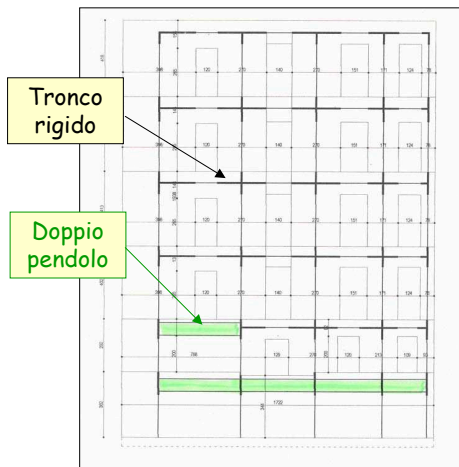
DETERMINAZIONE DEI PESI SISMICI E CALCOLO DELLE FORZE ORIZZONTALI

Pesi sismici		I parametri sismici	
- Livello copertura		Fattore di struttura	
Muratura superiore:	= 1040.1 kN	$q = 1.5 \times \alpha_u / \alpha_1 = 1.5 \times 1.5 = 2.25$	
Zona fasce di piano:	= 259.5 kN	Parametri di zona	
Parapetti:	= 237.4 kN	PGA=0.17g suolo tipo B	
Solaio di copertura:	= 1413.0 kN	Periodo proprio	
Totale liv. copertura:	= 2950.0 kN	$T_1 = 0.05 \times 7.5^{0.75} = 0.22 \text{ sec} < T_c$	
- Livello intermedio		Coefficiente sismico	
Muratura superiore:	= 1040.1 kN	$c = 0.17 \times 1.25 \times 2.5 / 2.25 = 0.236$	
Zona fasce di piano:	= 232.7 kN	Forze di piano ($\lambda = 1$)	
Muratura inferiore:	= 1748.8 kN	$F_2 = 1770 \times (7.5 \times 2950) / (2950 \times 7.5 + 4550 \times 4.2) = 0.537 \times 1770 = 950 \text{ kN}$	
Parapetti:	= 48.0 kN	$F_1 = 1770 \times (4.2 \times 4550) / (2950 \times 7.5 + 4550 \times 4.2) = 0.463 \times 1770 = 820 \text{ kN}$	
Solaio di copertura:	= 1480.4 kN		
Totale liv. intermedio:	= 4550.0 kN		
W_{tot} = 7500 kN			
Forza totale			
$F_h = (2950 + 4550) \times 0.236 = 1770 \text{ kN}$			

8/45

LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Come risolvere i problemi di schematizzazione



I tronchi rigidi simulano la estensione dei pannelli di nodo

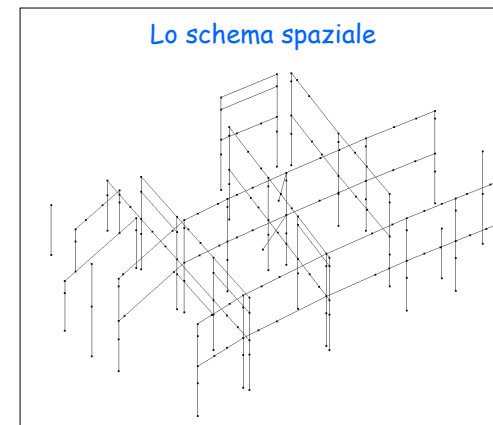
Un maschio murario si può suddividere in due o più parti, collegando i singoli ritti con doppi pendoli a livello di piano.

Ogni rritto in cui il maschio è suddiviso deve avere (1/n) dell'area e della rigidità flessionale e tagliante del maschio originario

Basta assegnare ad ogni rritto la altezza della sezione del maschio intero ed una base ridotta di (n)

9/45

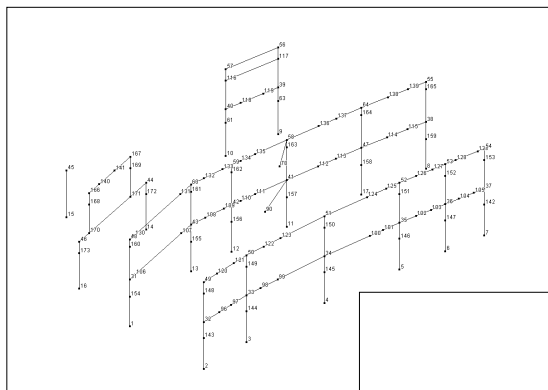
Lo schema spaziale si ottiene con due sistemi piani di telai collegati da impalcanti rigidi



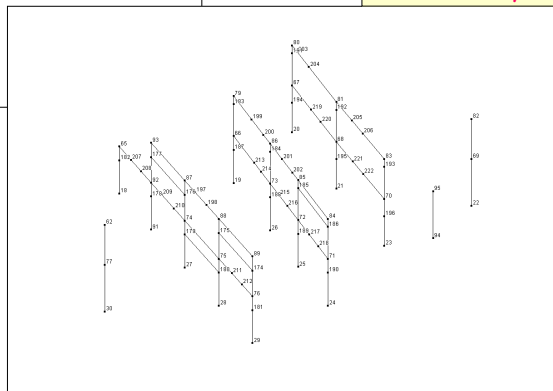
Il numero di ritte è pari alla somma dei maschi in dir.x e di quelli in dir.y

Le fasce di piano sono quelle effettivamente presenti nelle due direzioni

10/45



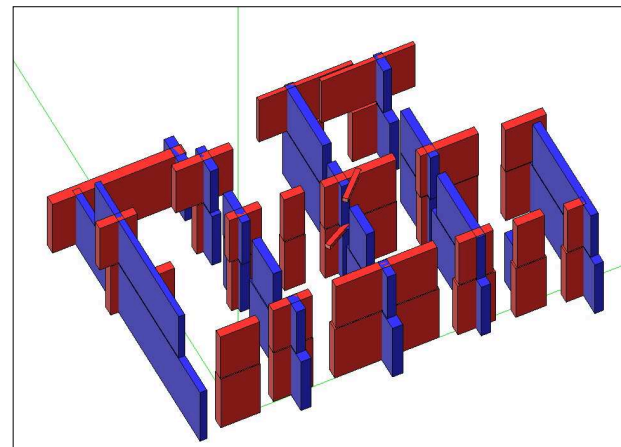
I telai in
direzione x



I telai in
direzione y

11/45

Il modello solido dello schema strutturale non
deve restituire la forma effettiva dell'edificio

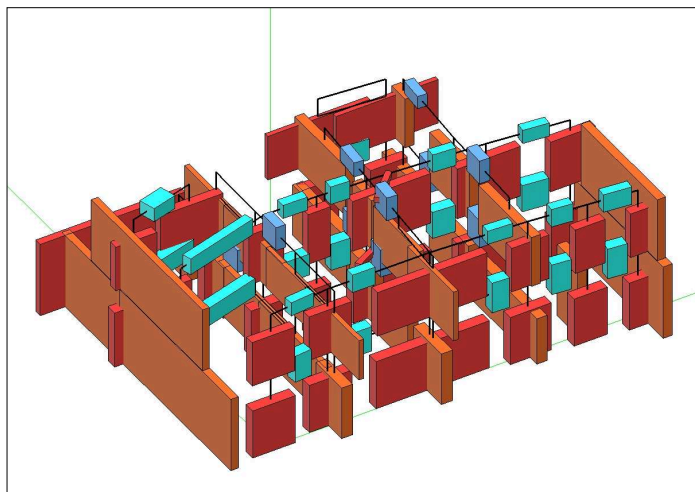


Modello costituito
dai soli maschi
murari (Mensole
collegate)

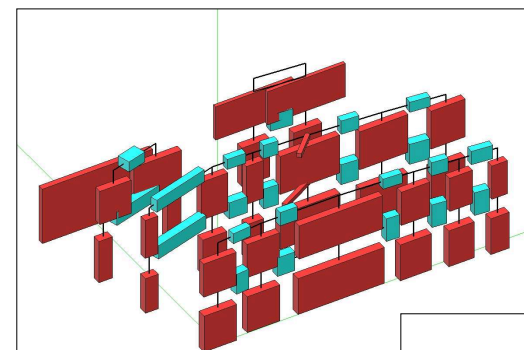
Ipotesi di fascie di
piano deboli
o non rinforzate

12/45

Il rendering dello schema spaziale adottato, con i tronchi
rigidi e le fasce di piano efficaci a flessione e taglio



13/45

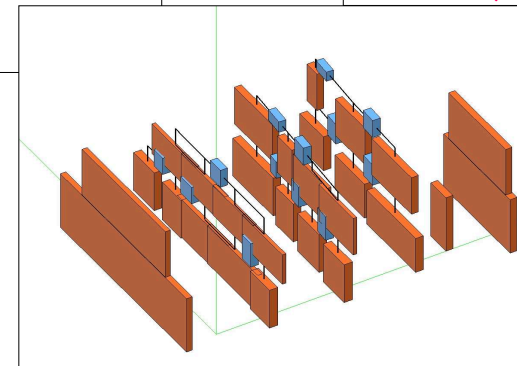


Le sezioni dei
maschi murari
sono rettangolari

I telai in
direzione x

Le sezioni delle
fascie di piano
(traversi) sono
rettangolari

I telai in
direzione y



14/45

LA RISOLUZIONE DELLO SCHEMA SPAZIALE

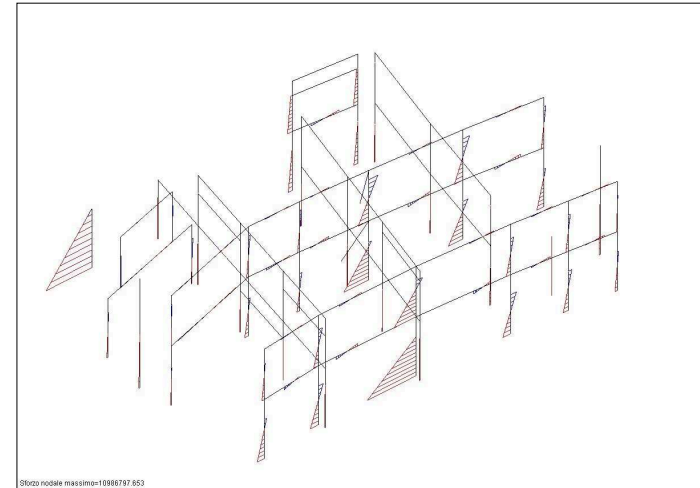
Con la risoluzione dello schema spaziale automaticamente si ottiene la ripartizione dei tagli di piano tra i vari maschi murari (telai) ad ogni livello.....

.....e quindi le corrispondenti caratteristiche della sollecitazione in tutti gli elementi strutturali (maschi murari e fasce di piano)

Per i telai disposti in dir. x interessano solo M , ΔN e T dovuti al sisma agente lungo X.
Al contrario per quelli disposti in dir. y

15/45

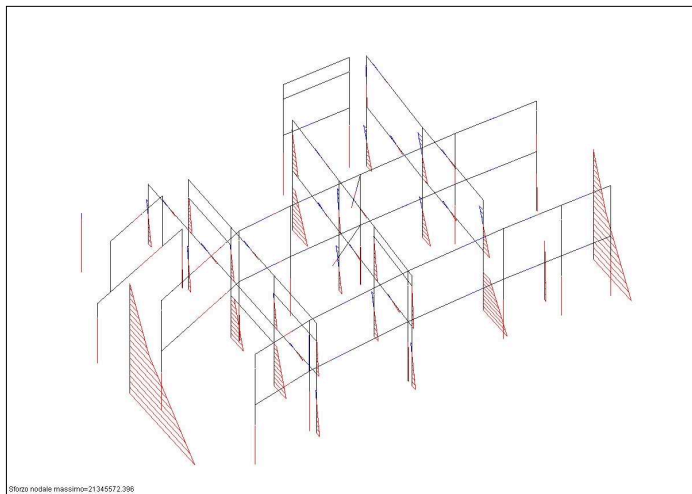
Il diagramma del momento per sisma X nei telai in dir.x



Le fasce di piano sono molto efficaci in questa direzione.
I diagrammi del momento sono intrecciati

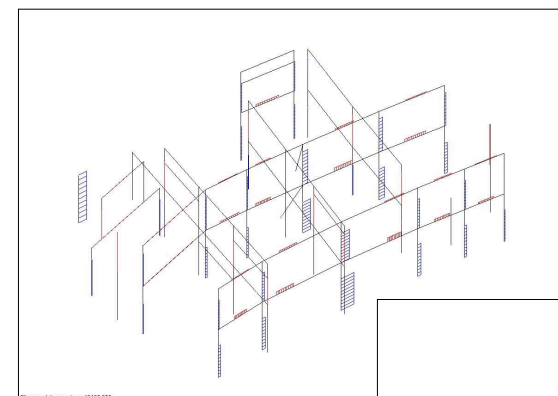
16/45

Il diagramma del momento per sisma Y nei telai in dir.y



Le fasce di piano sono poco efficaci in questa direzione.
I diagrammi del momento sono simili a quello della mensola

17/45

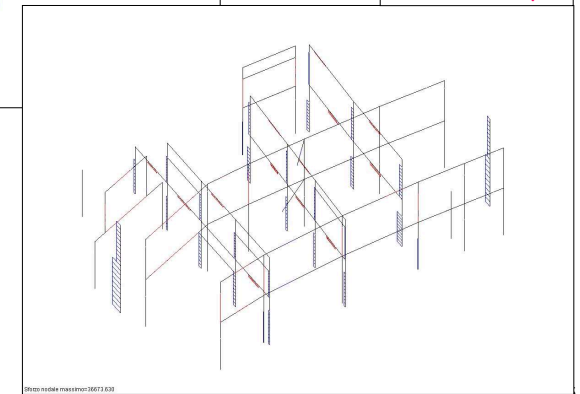


I telai in
direzione x

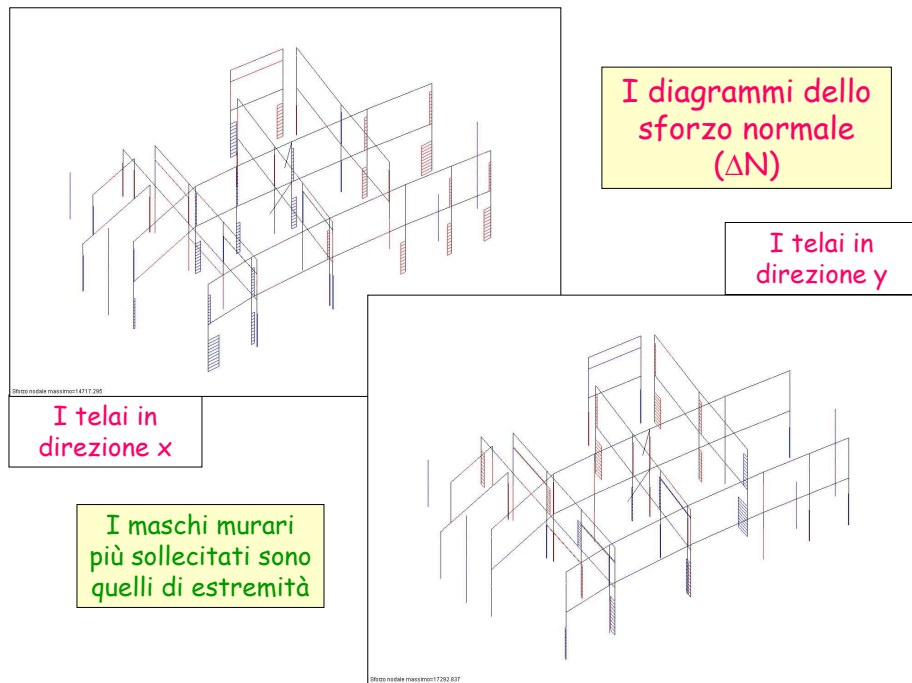
Le forze
orizzontali sono
fronteggiate da
pochi maschi
murari

I diagrammi del
taglio

I telai in
direzione y



18/45



Caratterizzazione del materiale

Muratura di tufo di buona qualità
con connessioni trasversali e malta buona o iniezioni di malta

Resistenza media a compressione (Tab. 11.D.1. E 11.D.2.)

$$f_m = 1,2 \times 1,5 \times 1,7 = 3,0 \text{ MPa}$$

Resistenza media a taglio (Tab. 11.D.1. E 11.D.2.)

$$f_m = 0,042 \times 1,5 \times 1,7 = 0,1 \text{ MPa}$$

Livello di conoscenza "ACCURATO" LC3

$$F.C. = 1,0 \quad \gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo

$$f_d = 3,0 / 2 = 1,5 \text{ MPa}$$

Resistenza a taglio di calcolo

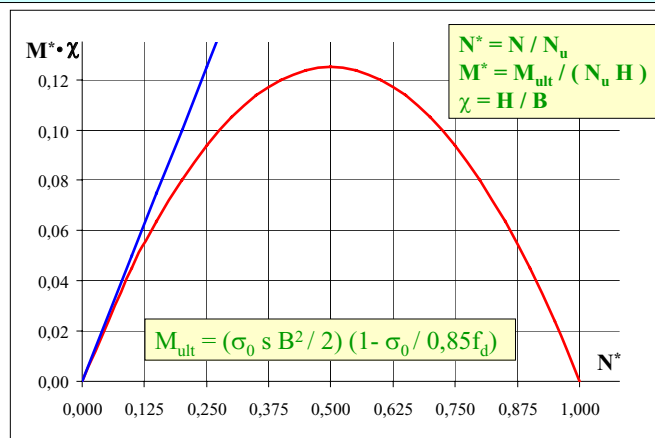
$$f_{vcd} = 0,1 / 2 = 0,05 \text{ MPa}$$

Modulo elastico (Tab. 11.D.1. E 11.D.2.)

$$E_m = 1260 \times 1,7 = 2142 \text{ MPa} (21420 \text{ kg/cm}^2)$$

20/45

Le verifiche a pressoflessione dei maschi murari



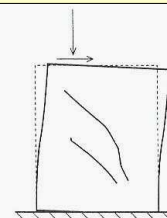
per $(\sigma_0 / 0,85 f_d = 0,1)$	$M_{ult} = (s_0 s B^2 / 2) \times 0,9$
per $(\sigma_0 / 0,85 f_d = 0,2)$	$M_{ult} = (s_0 s B^2 / 2) \times 0,8$
per $(\sigma_0 / 0,85 f_d = 0,3)$	$M_{ult} = (s_0 s B^2 / 2) \times 0,7$

A parità di tensione di compressione agente il momento ultimo non varia in maniera eccessiva al variare della resistenza a compressione

21/45

Le verifiche a taglio dei maschi murari

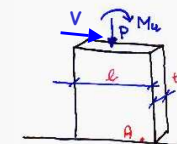
Rottura per trazione diagonale



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

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

La formula dell'Ordinanza per edifici esistenti



$$\sigma_0 = P / (l t) \quad \tau_k = f_{vcd}$$

$$V_t = \tau_{ult} l t = \frac{1,5 \tau_k}{b} l t \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \tau_k}}$$

$$b = h / l \quad 1,0 < b < 1,5$$

22/45

LA VERIFICA DEI MASCHI MURARI (a taglio e a pressoflessione)

Telai X
Piano terra

maschio	l (m)	t (m)	h (m)	h/t	M (kgm)	N (kg)	ΔN_{sempre} (kg)	N+ ΔN (kg)	N- ΔN (kg)	T (kg)	σ_p (kg/cm ²)	$\sigma_p (+\Delta N)$ (kg/cm ²)	$\sigma_p (-\Delta N)$ (kg/cm ²)	$M_u (+\Delta N)$ (kgm)	$M_u (-\Delta N)$ (kgm)	b	$V_u (+\Delta N)$ (kg)	$V_u (-\Delta N)$ (kg)
1	7.80	0.40	3.80	0.49	102000	30000	0	30000	30000	25000	0.96	0.96	0.96	108176	108176	1.0	35349	35349
2	0.95	0.60	3.80	4.00	2122	19230	-1040	18190	20270	1220	3.37	3.19	3.56	6478	6943	1.5	6533	6829
3	0.95	0.60	3.80	4.00	2250	22270	1040	23310	21230	1326	3.91	4.09	3.72	7521	7138	1.5	7240	6961
4	0.90	0.60	3.80	4.22	1544	15720	1640	17360	14080	857	2.91	3.21	2.61	5842	5040	1.5	6208	5713
5	1.70	0.80	3.80	2.24	8396	24350	7250	31600	17100	4648	2.39	3.10	1.68	20333	12624	1.5	11552	9173
6	1.20	0.80	3.80	3.17	5621	17050	5396	22446	11654	4167	2.37	3.12	1.62	10175	6105	1.5	8175	6398
7	4.20	0.60	3.80	0.90	56234	39780	5945	45725	33835	23985	1.58	1.81	1.34	82357	63571	1.0	34949	31570
8	3.30	0.55	3.80	1.15	32200	34040	6076	40116	27964	16892	1.88	2.21	1.54	54717	40565	1.1	24585	21627
9	2.40	0.55	3.80	1.58	16418	29710	14156	43866	15554	7633	2.25	3.32	1.18	38919	16940	1.5	15381	10583
10	2.30	0.60	3.80	1.65	15798	29830	14717	44547	15113	7749	2.16	3.23	1.10	38259	15887	1.5	15891	10823
11	2.30	0.60	3.80	1.65	17787	23700	4617	28317	19083	10806	1.72	2.05	1.38	27324	19565	1.5	13337	11636
12	6.10	0.60	3.80	0.62	109868	54500	788	55288	53712	40496	1.49	1.51	1.47	148650	144966	1.0	47857	47201
13	2.20	0.60	3.80	1.73	17253	28840	5956	34796	22884	11352	2.18	2.64	1.73	30362	21750	1.5	14024	12010
14	1.80	0.60	3.80	2.11	11038	22270	5232	27502	17038	7040	2.06	2.55	1.58	19808	13437	1.5	11321	9513
15	1.30	0.60	3.80	2.92	4950	18890	8935	27825	9955	3082	2.42	3.57	1.28	13026	5823	1.5	9357	6410
16	1.95	0.55	3.80	1.95	8399	18300	7940	26240	10360	2968	1.71	2.45	0.97	20675	9336	1.5	11071	8111
17	2.00	0.55	3.80	1.90	8934	18300	7940	26240	10360	3122	1.66	2.39	0.94	21331	9595	1.5	11246	8261

23/45

LA VERIFICA DEI MASCHI MURARI (a taglio e a pressoflessione)

Telai Y
Piano terra

maschio	l (m)	t (m)	h (m)	h/t	M (kgm)	N (kg)	ΔN_{sempre} (kg)	N+ ΔN (kg)	N- ΔN (kg)	T (kg)	σ_p (kg/cm ²)	$\sigma_p (+\Delta N)$ (kg/cm ²)	$\sigma_p (-\Delta N)$ (kg/cm ²)	$M_u (+\Delta N)$ (kgm)	$M_u (-\Delta N)$ (kgm)	b	$V_u (+\Delta N)$ (kg)	$V_u (-\Delta N)$ (kg)
51	15.40	0.40	3.80	0.25	213469	104651	0	104651	104651	36672	1.70	1.70	1.70	698442	698442	1.0	83482	83482
52	2.30	0.60	3.80	1.65	10326	48772	8853	57625	39919	4533	3.53	4.18	2.89	44565	35492	1.5	17683	15206
53+54	6.00	0.60	3.80	0.63	81353	50223	2261	52484	47962	21150	1.40	1.46	1.33	139448	128851	1.0	46326	44989
55	2.20	0.55	3.80	1.73	9074	20383	148	20531	20235	4504	1.68	1.70	1.67	19579	19339	1.5	10928	10873
56	2.45	0.55	3.80	1.55	11450	17230	6444	23674	10786	5770	1.28	1.76	0.80	25005	12383	1.5	12318	9687
57	2.50	0.60	3.80	1.52	12971	21036	8979	30015	12057	5632	1.40	2.00	0.80	31631	14121	1.5	14364	10795
58	2.55	0.55	3.80	1.49	13641	25868	1409	27277	24459	7465	1.84	1.94	1.74	29473	26920	1.5	13293	12788
59	2.10	0.55	3.80	1.81	10188	23285	1087	24372	22198	6427	2.02	2.11	1.92	21355	19795	1.5	11278	10900
60	4.80	0.55	3.80	0.79	48889	40748	11474	52222	29274	14027	1.54	1.98	1.11	105888	64147	1.0	37763	31172
61	5.80	0.55	3.80	0.66	79167	47775	17262	65037	30513	21686	1.50	2.04	0.96	156448	81849	1.0	46135	36089
62	3.50	0.55	3.80	1.09	26578	35321	5578	40899	29743	14025	1.83	2.12	1.55	59646	45743	1.0	28265	25256
63	2.80	0.55	3.80	1.36	17099	25550	11685	37235	13865	10270	1.66	2.42	0.90	42243	18040	1.4	16955	12238
64	1.80	0.50	3.80	2.11	3783	7848	0	7848	7848	923	0.87	0.87	0.87	6580	6580	1.5	6618	6618
65	7.90	0.50	3.80	0.49	124501	49184	0	49184	49184	19975	1.25	1.25	1.25	175304	175304	1.0	48319	48319

La massima tensione di compressione è 4,18 kg/cm² = 0,33x0.85f_d

24/45

LA VERIFICA DEI MASCHI MURARI (a taglio e a pressoflessione)

Le verifiche sono sempre soddisfatte e non si deve prevedere alcun intervento di rinforzo dei maschi

Considerando le fasce deboli (mensole collegate) le verifiche non sarebbero soddisfatte in molti maschi

Quindi è essenziale che le fasce di piano siano in grado di supportare le caratteristiche della sollecitazione che le competono per la loro funzione di accoppiamento dei maschi murari (fascia trave)

25/45

LE VERIFICHE DELLE FASCE DI PIANO (a flessione e a taglio)

Trave in muratura con
catena o cordolo
(Fascia catena)

Trave in muratura con
armatura sup. e inf.
(Fascia trave)

- meccanismo di pressoflessione

$$M_{ult} = H_p \cdot h/2 \times [1 - H_p / (0.85 f_{hd} h t)]$$

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

$$V_p = 2 M_{ult} / l \quad (\text{puntone})$$

- meccanismo di taglio

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

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

- resistenza della trave muraria:

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

Per la flessione (EC6)

$$M_{rd} = 0.4 f_{hd} t d^2 \quad (\text{per la muratura})$$

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

d = altezza utile

z = braccio della coppia interna

Per il taglio (OPCM)

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

$$V_{rdmax} = 0.3 f_{bd} t d \quad (\text{max. res. a taglio con armatura})$$

$$A_{fst} = V_d / (f_{yd} z) \quad (\text{area staffe a metro})$$

26/45

VERIFICHE DELLE FASCE DI PIANO (a flessione e a taglio)

fascia	altezza (m)	base (m)	z (m)	M (kg/m)	T (kg)	A _{cm} ²	V _{kg}	A _{cm} ² /m	V _{res} (kg)	M _{res} (kgm)
5-6	1,20	0,60	0,72	5230	6200	3,04	3600	2,64	32400	18662
6-7	1,50	0,60	0,90	3010	9630	1,40	4500	3,28	40500	29160
7-8	1,50	0,60	0,90	8030	12990	3,73	4500	4,43	40500	29160
8-9	1,50	0,60	0,90	5760	10150	2,68	4500	3,46	40500	29160
10-11	1,50	0,60	0,90	6830	11440	3,18	4500	3,90	40500	29160
11-12	1,40	0,60	0,84	7260	11900	3,62	4200	4,35	37800	25402
12-13	1,70	0,60	1,02	8070	15760	3,31	5100	4,74	45900	37454
13-14	1,70	0,60	1,02	3630	9390	1,49	5100	2,82	45900	37454
14-15	1,70	0,60	1,02	1970	6590	0,81	5100	1,98	45900	37454
16-17	1,20	0,60	0,72	5660	7540	3,29	3600	3,21	32400	18662

Telai X
Piano terra

Tutte le fasce di piano devono essere armate a taglio

fascia	altezza (m)	base (m)	z (m)	M (kg/m)	T (kg)	A _{cm} ²	V _{kg}	A _{cm} ² /m	V _{res} (kg)	M _{res} (kgm)
52-53	1,00	0,60	0,60	5873	8853	4,10	2700	4,53	27000	12960
54-55	1,00	0,60	0,60	4351	6592	3,03	2700	3,37	27000	12960
55-56	1,20	0,60	0,72	3434	6444	2,00	3240	2,75	32400	18662
57-58	1,50	0,60	0,90	6625	8979	3,08	4050	3,06	40500	29160
58-59	1,50	0,60	0,90	4280	7073	1,99	4050	2,41	40500	29160
59-60	1,50	0,60	0,90	4802	9022	2,23	4050	3,07	40500	29160
61-62	1,40	0,60	0,84	6739	10595	3,36	3780	3,87	37800	25402
62-63	1,70	0,60	1,02	5311	9644	2,18	4590	2,90	45900	37454

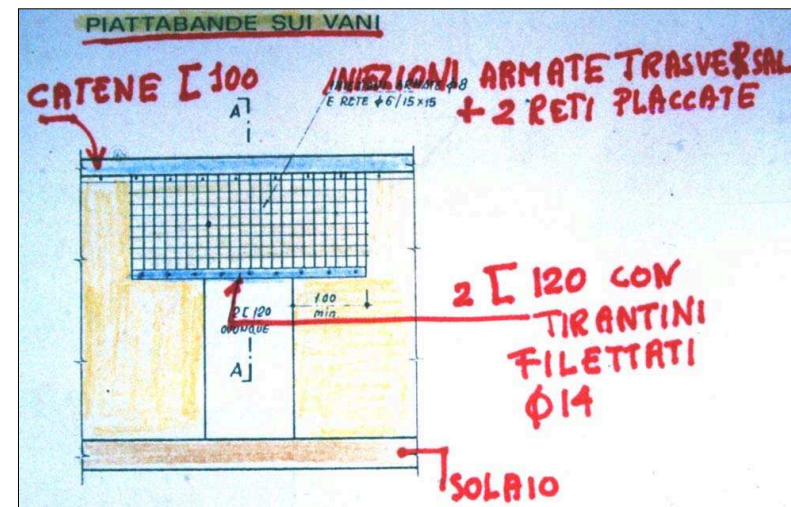
Tutte le fasce sono comunque armate a flessione

Telai Y
Piano terra

27/45

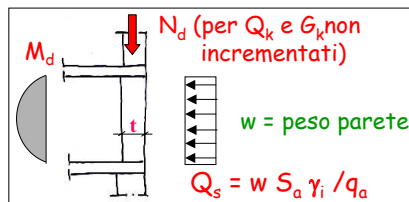
Interventi sulla fasce di piano

Incremento della resistenza a flessione e a taglio



28/45

Le verifiche dei maschi murari al di fuori del proprio piano



Coefficiente sismico

$$c = 2.5 \times 1.25 \times 0.17 / 3 = 0.177$$

Momento resistente

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

Le verifiche sono sempre abbondantemente soddisfatte

- Piano primo - Maschio meno caricato (12 x)

$$p.p. = 0.5 \times 16 \times 1 = 8.0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{oriz} = 8.0 \times 0.177 = 1.41 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{max} = 1.41 \times 3.5^2 / 8 = 2.17 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_u \text{ min} = 0.06 \text{ N/mm}^2$$

$$M_u = 7.1 \text{ kNm/m} > M_{max}$$

- Piano primo - Maschio più caricato (6 x)

$$p.p. = 0.5 \times 16 \times 1 = 8.0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{oriz} = 8.0 \times 0.177 = 1.41 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{max} = 1.41 \times 3.5^2 / 8 = 2.17 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_u \text{ max} = 0.17 \text{ N/mm}^2$$

$$M_u = 18.4 \text{ kNm/m} > M_{max}$$

- Piano primo - Maschio (51 y)

$$p.p. = 0.35 \times 16 \times 1 = 5.6 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{oriz} = 5.6 \times 0.177 = 0.99 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{max} = 0.99 \times 3.5^2 / 8 = 1.52 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_u \text{ max} = 0.07 \text{ N/mm}^2$$

$$M_u = 4.0 \text{ kNm/m} > M_{max}$$

- Piano terra - Maschio meno caricato (1 x)

$$p.p. = 0.6 \times 16 \times 1 = 9.6 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{oriz} = 9.6 \times 0.177 = 1.7 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{max} = 1.7 \times 4.2^2 / 8 = 3.75 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_u \text{ min} = 0.09 \text{ N/mm}^2$$

$$M_u = 15.0 \text{ kNm/m} > M_{max}$$

- Piano terra - Maschio più caricato (6 x)

$$p.p. = 0.6 \times 16 \times 1 = 9.6 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{oriz} = 9.6 \times 0.177 = 1.7 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{max} = 1.7 \times 4.2^2 / 8 = 3.75 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_u \text{ max} = 0.24 \text{ N/mm}^2$$

$$M_u = 35.1 \text{ kNm/m} > M_{max}$$

- Piano terra - Maschio (51 y)

$$p.p. = 0.4 \times 16 \times 1 = 6.4 \text{ kN/m}^2$$

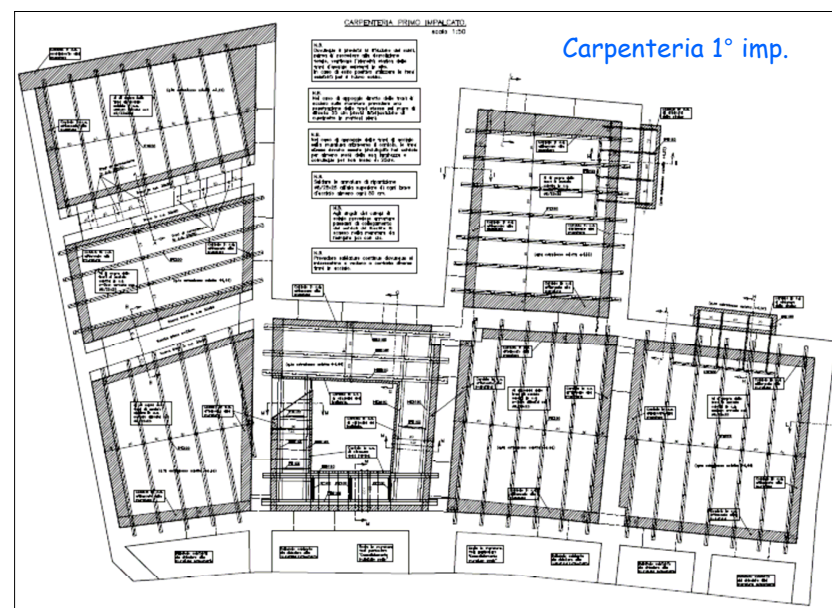
$$q_{oriz} = 6.4 \times 0.177 = 1.13 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{max} = 1.13 \times 4.2^2 / 8 = 2.5 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_u \text{ max} = 0.17 \text{ N/mm}^2$$

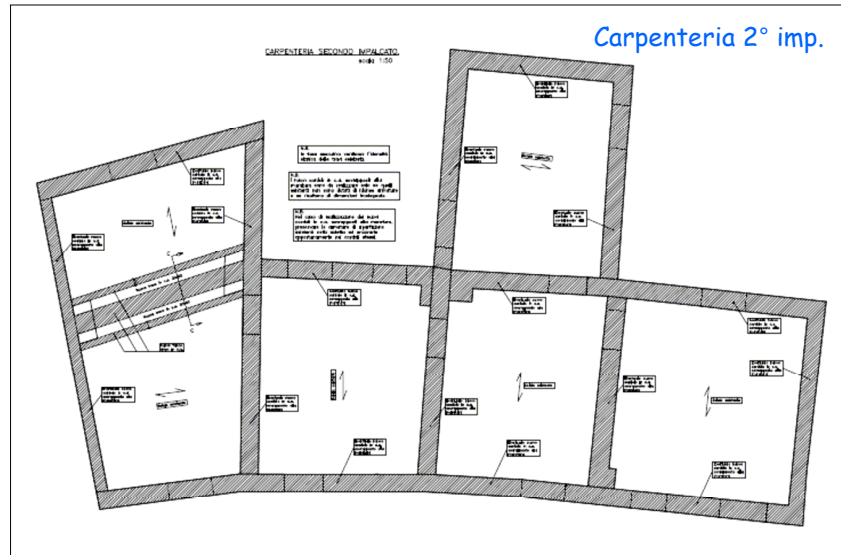
$$M_u = 11.8 \text{ kNm/m} > M_{max}$$

Rifazione dei solai con realizzazione di cordoli



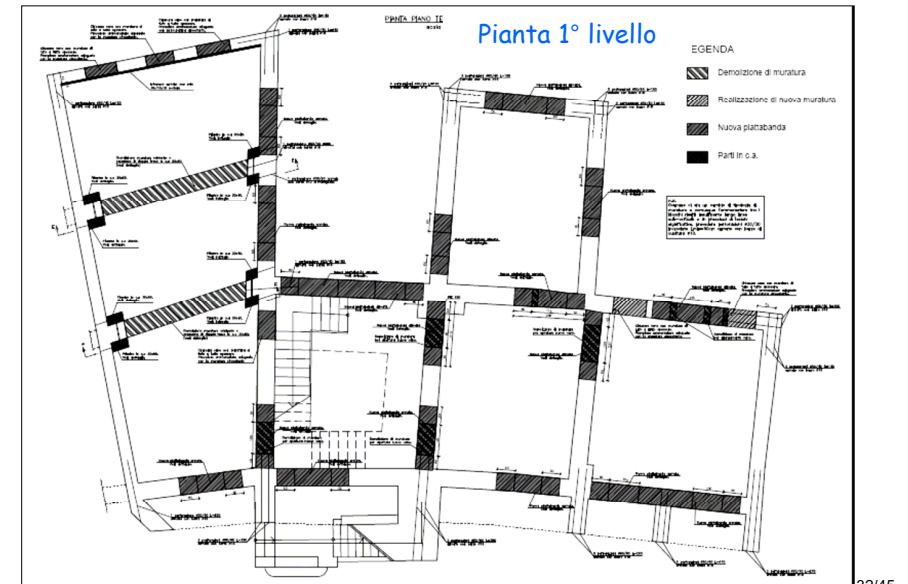
30/45

Realizzazione di cordoli in copertura



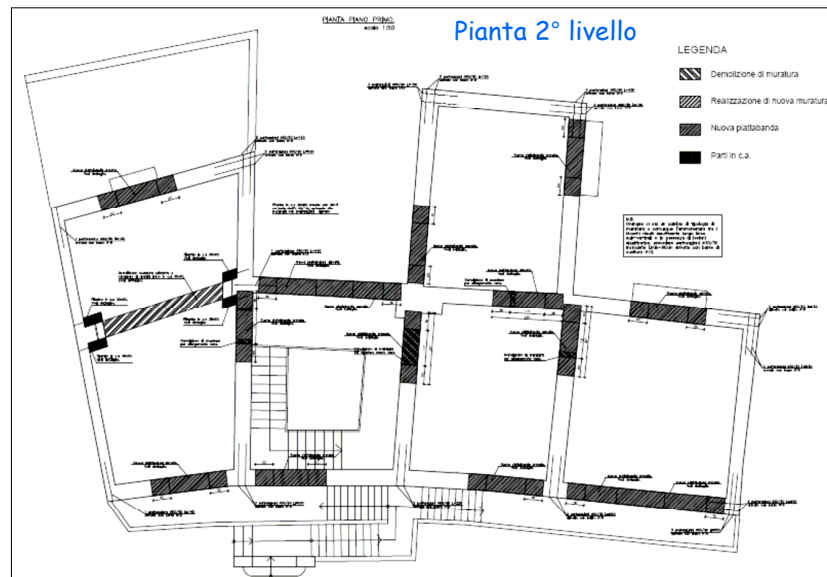
31/45

Interventi sulle murature: Cuciture croci di muro, Piattabande, Aperture e Chiusure di vani



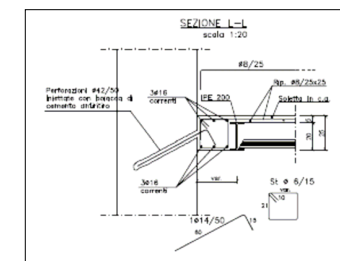
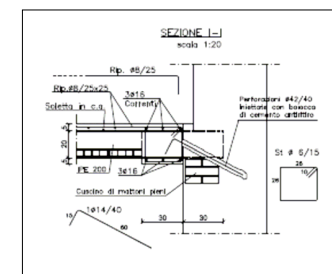
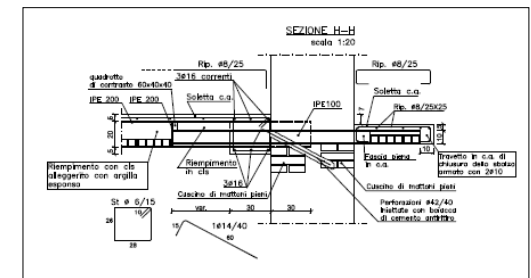
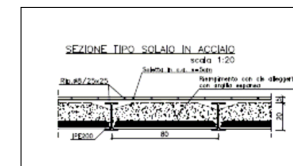
32/45

Interventi sulle murature: Cuciture croci di muro, Piattabande, Aperture e Chiusure di vani



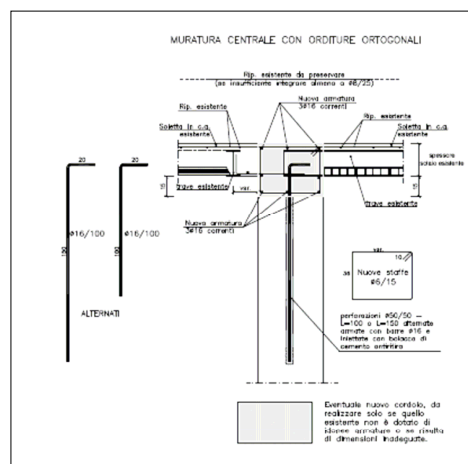
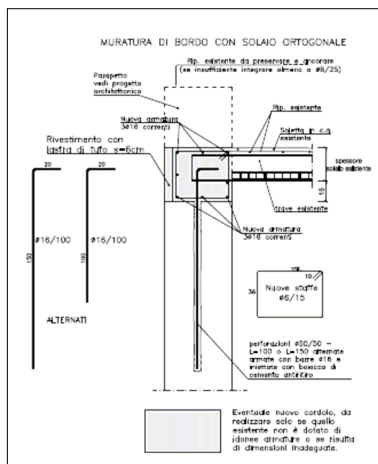
33/45

Interventi sui solai: nuovi solai in acciaio e cordoli



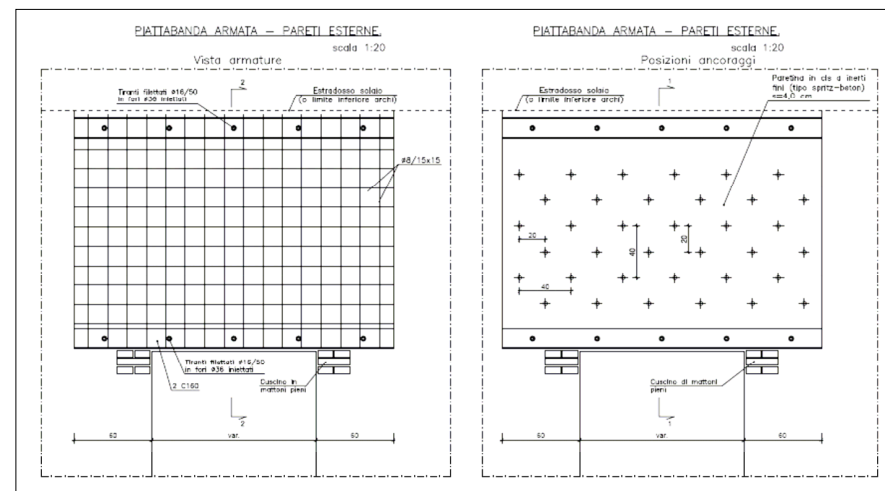
34/45

Interventi in copertura: nuovi cordoli



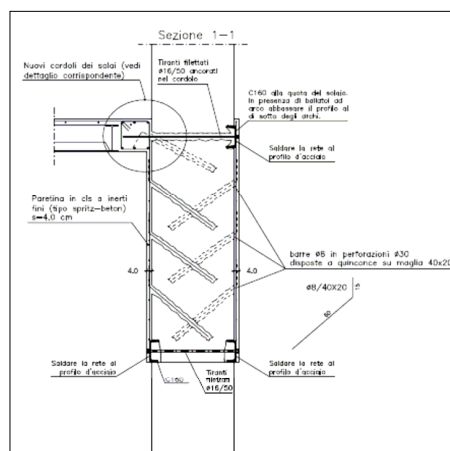
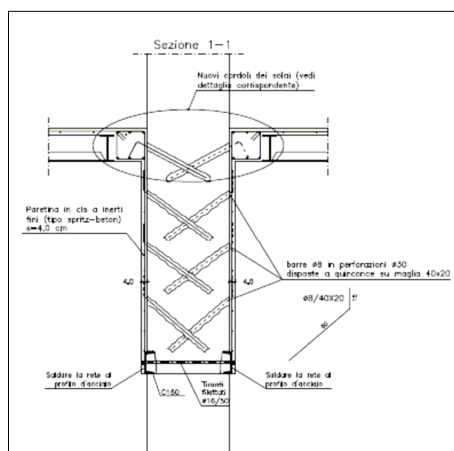
35/45

Interventi sulle murature: nuove piattabande



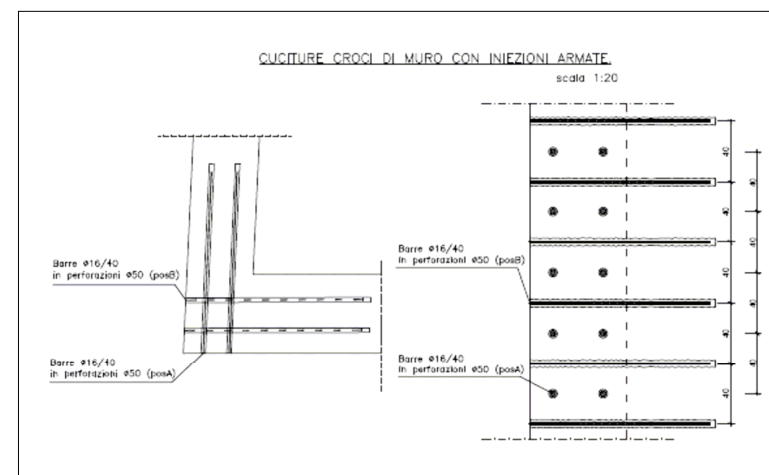
36/45

Interventi sulle murature: nuove piattabande



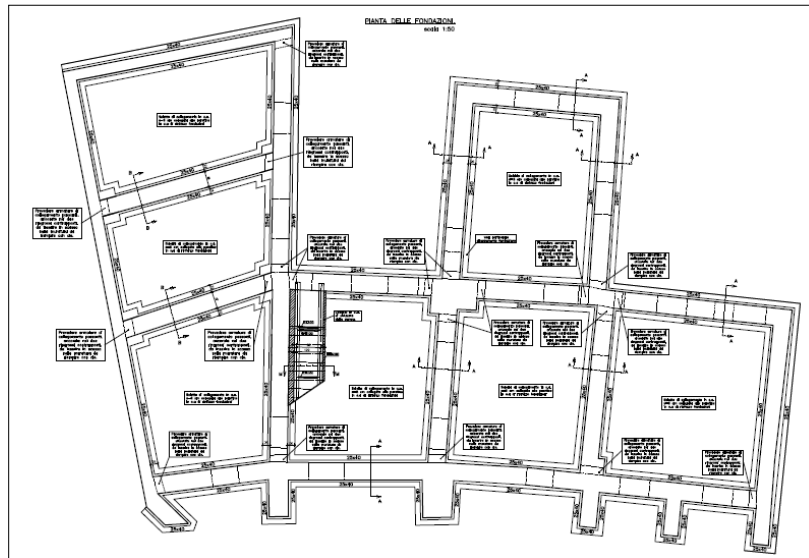
37/45

Interventi sulle murature: cuciture croci di muro



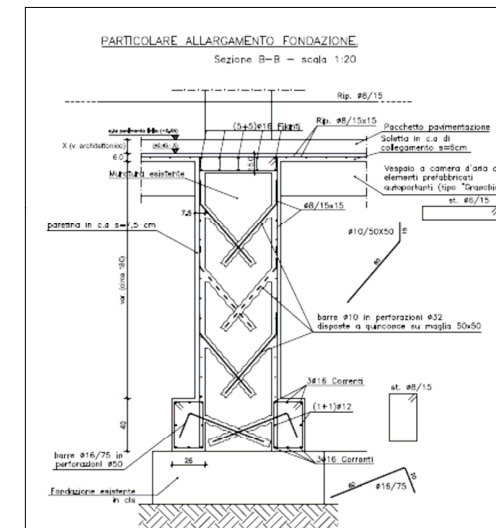
38/45

Interventi in fondazione: collegamento murature con rivestimenti armati e zoccolature di allargamento



39/45

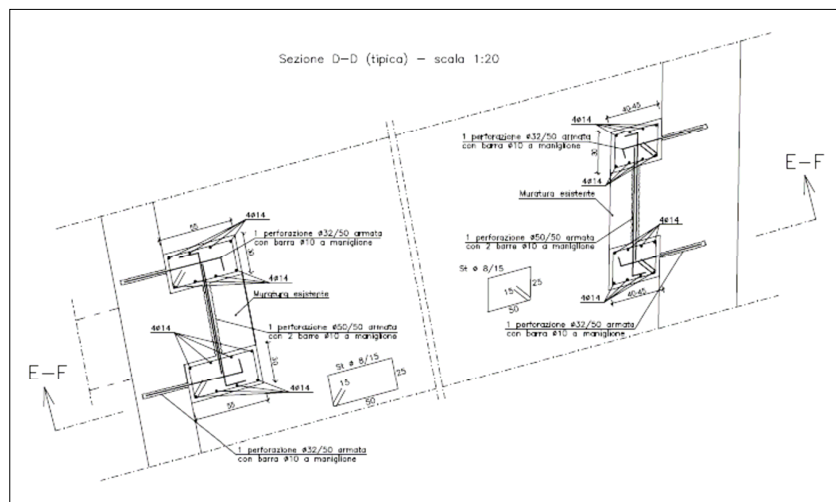
Interventi in fondazione: collegamento murature con rivestimenti armati e zoccolature di allargamento



40/45

Interventi sulle murature: eliminazione pareti

Pilastrini di rinforzo muratura



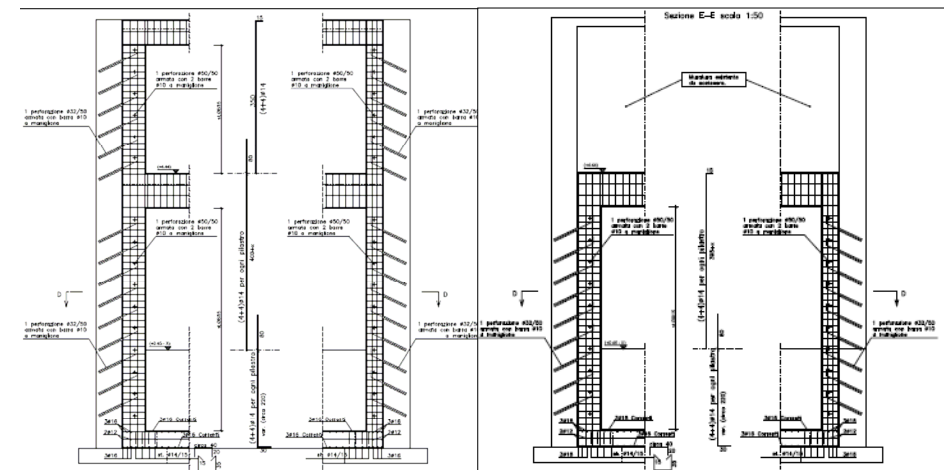
41/45

Interventi sulle murature: eliminazione pareti

Pilastrini di rinforzo muratura

Ad entrambi i livelli

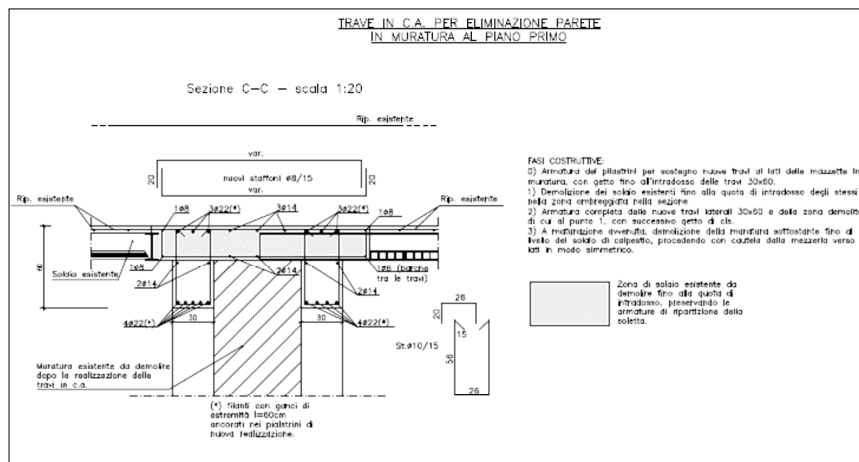
Solo al piano terra



42/45

Interventi sulle murature: eliminazione pareti

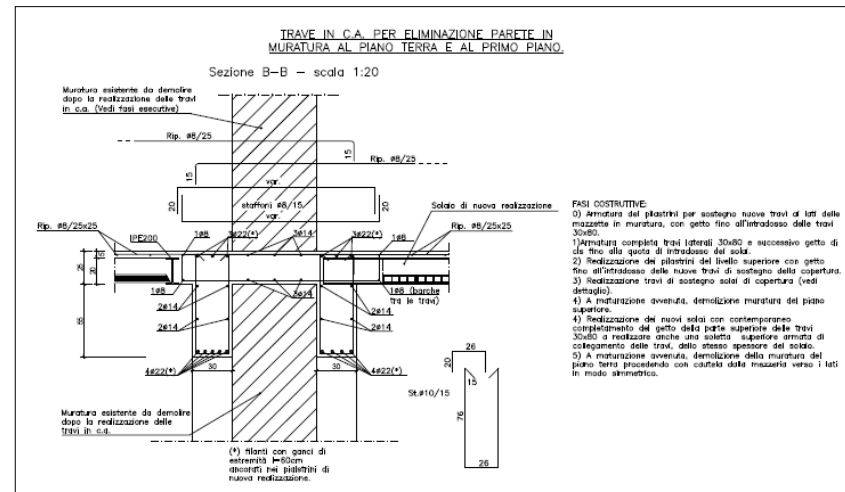
Creazione travi binate in copertura



43/45

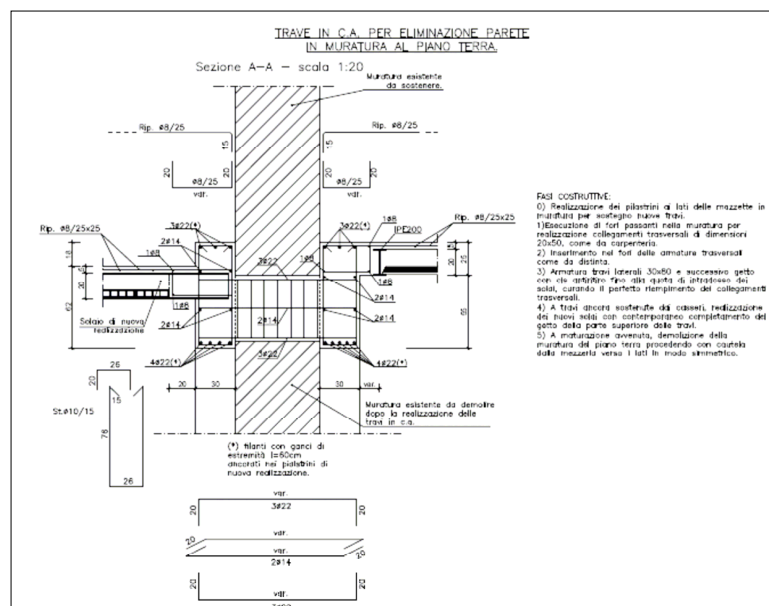
Interventi sulle murature: eliminazione pareti

Creazione travi binate al 1° impalcato



44/45

Creazione travi binate al 1° impalcato per sostegno parete superiore



45/45

Corso di aggiornamento professionale:

PROGETTAZIONE STRUTTURALE E NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2008

Spoletto - 14÷16 giugno 2012

VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Parte 13:

LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DI UN EDIFICIO ESISTENTE



Prof. Ing. Bruno Calderoni - D.I.ST. - Università di Napoli Federico II

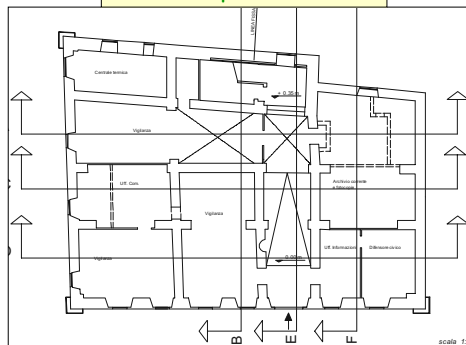
1/35

EDIFICIO IN GIULIANOVA

- Muratura mista di pietra calcarea a spacco e mattoni pieni con malta di calce
- Impalcati con volte in muratura e tetto in legno a falde

Edificio della
1ª classe

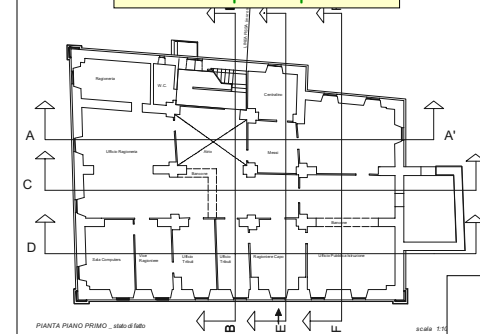
Pianta piano terra



- 3 Piani
- $H_{tot} = 14 \text{ m}$
- Interpiani 4.5 m
- Spessore muri: 65 - 80 cm

2/35

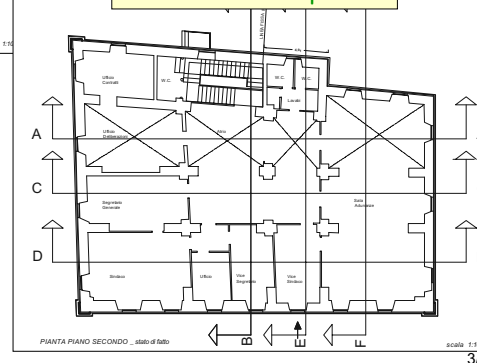
Pianta primo piano



LA GEOMETRIA DELL'EDIFICIO

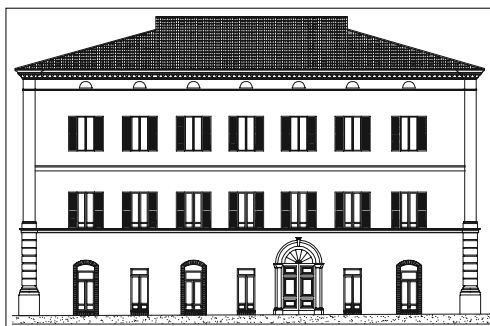
Le piante

Pianta secondo piano



- Pareti perimetrali robuste (maschi murari piuttosto estesi)
- Pareti interne più deboli ai piani superiori (maschi murari di sezione ridotta)
- Qualche disimmetria (soprattutto in direzione Y)

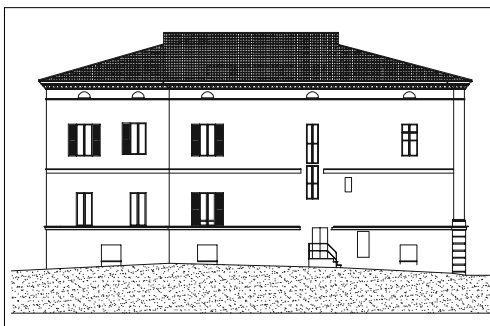
3/35



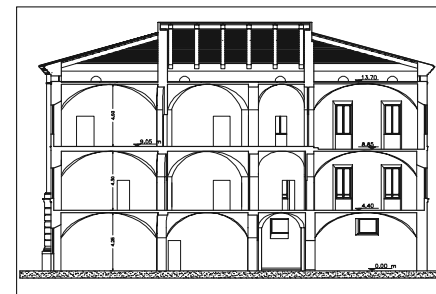
LA GEOMETRIA DELL'EDIFICIO

I prospetti

Pareti di facciata
abbastanza regolari



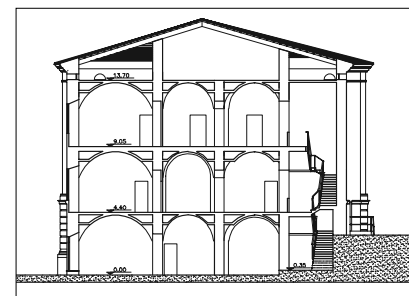
4/35



LA GEOMETRIA DELL'EDIFICIO

Le sezioni

- Volte (a crociera) a tutti i piani
- Tetto in legno (nuovo) non spingente
- "Scatola muraria" efficiente (buone ammorsature e croci di muro integre)

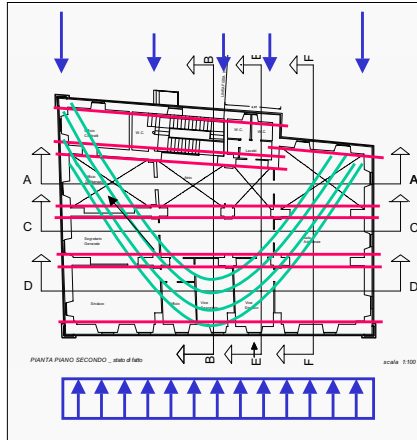


- Impalcato integralmente in muratura:
può avere un comportamento ad arco nel piano orizzontale
- è rigido ? (forse sì)
- è resistente ? (dipende dal modo in cui è sollecitato)

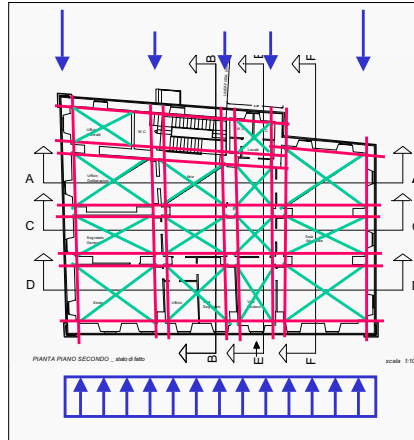
5/35

I possibili meccanismi resistenti e deformativi dell'impalcato "rinforzato"

Comportamento ad arco nel piano orizzontale con tiranti che fronteggiano le spinte

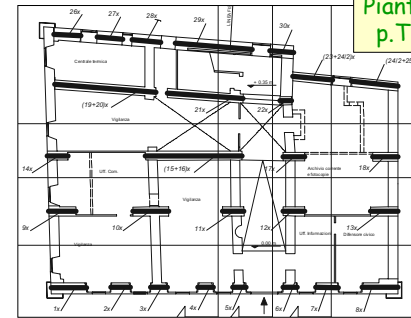


Comportamento a trave reticolare sull'altezza dell'impalcato



6/35

Pianta p.T.

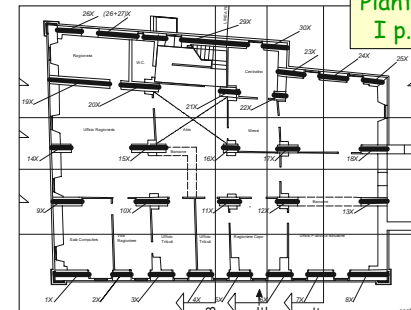


ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

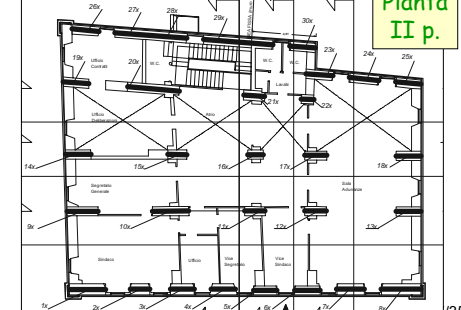
Individuazione dei maschi murari

I maschi murari in dir. x

Pianta I p.

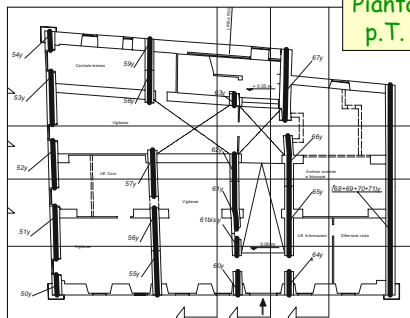


Pianta II p.



7/35

Pianta p.T.

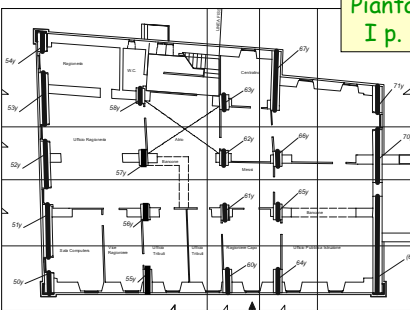


ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

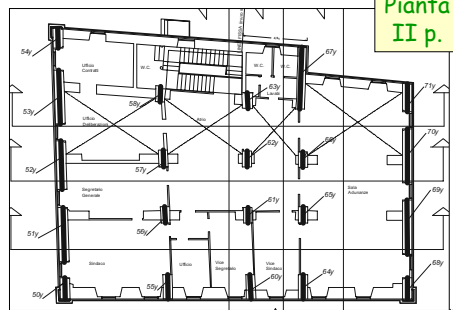
Individuazione dei maschi murari

I maschi murari in dir. y

Pianta I p.



Pianta II p.



8/35

ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

CARICHI UNITARI:

- Volte piani intermedi

$$G_k = 12.0 \text{ KN/m}^2 \quad Q_k = 3.0 \text{ KN/m}^2$$

- Volte terzo livello

$$G_k = 12.0 \text{ KN/m}^2 \quad Q_k = 3.0 \text{ KN/m}^2$$

- Muratura di pietrame e/o mattoni pieni

$$G_k = 20.00 \text{ kN/m}^2$$

Gli sforzi normali sui maschi murari vengono determinati per "aree di influenza", tenendo conto della tipologia delle volte

9/35

Lo sforzo normale nei maschi murari

Dir.X

TELAIO X - I ordine						TELAIO X - II ordine						TELAIO X - III ordine					
maschio	l (cm)	t (cm)	h (cm)	N (kN)	σ_0 (N/mm ²)	maschio	l (cm)	t (cm)	h (cm)	N (kN)	σ_0 (N/mm ²)	maschio	l (cm)	t (cm)	h (cm)	N (kN)	σ_0 (N/mm ²)
1	270	80	430	776.3	0.359	1	270	80	460	488.5	0.226	1	270	80	470	270.6	0.125
2	150	80	430	436.0	0.363	2	150	80	460	277.0	0.231	2	150	80	470	151.5	0.126
3	140	80	430	494.7	0.442	3	190	80	460	350.1	0.230	3	190	80	470	193.7	0.127
4	130	80	430	465.8	0.448	4	190	80	460	333.6	0.219	4	190	80	470	190.4	0.125
5	100	80	430	453.6	0.567	5	180	80	460	347.4	0.241	5	180	80	470	181.2	0.126
6	110	80	430	482.5	0.548	6	200	80	460	364.9	0.228	6	200	80	470	203.4	0.127
7	180	80	430	558.3	0.388	7	210	80	460	370.1	0.220	7	200	80	470	201.8	0.126
8	280	80	430	537.7	0.240	8	300	80	460	537.7	0.224	8	300	80	470	299.8	0.125
9	230	65	430	528.8	0.354	9	230	65	460	363.5	0.243	9	240	65	470	189.4	0.121
10	210	65	430	623.2	0.457	10	210	65	460	395.9	0.290	10	280	65	470	224.4	0.123
11	170	65	430	407.8	0.369	11	170	65	460	260.3	0.236	11	160	65	470	129.6	0.125
12	170	65	430	411.8	0.373	12	170	65	460	266.9	0.242	12	170	65	470	138.1	0.125
13	130	65	430	626.6	0.311	13	160	65	460	377.6	0.363	13	200	65	470	158.9	0.122
14	160	65	430	408.3	0.393	14	370	65	460	275.3	0.114	14	200	65	470	157.9	0.121
15	750	65	430	1386.3	0.284	15	370	65	460	378.7	0.157	15	150	65	470	120.5	0.124
16						16	370	65	460	379.6	0.158	16	120	65	470	97.9	0.126
17	170	65	430	419.3	0.379	17	170	65	460	274.7	0.249	17	170	65	470	136.7	0.124
18	190	65	430	437.7	0.354	18	190	65	460	280.9	0.227	18	180	65	470	142.6	0.122
19	820	65	430	1884.3	0.354	19	480	65	460	630.4	0.202	19	200	65	470	157.9	0.121
20	600	65	430	755.6	0.194	20	310	65	460	546.2	0.271	19bis	170	65	470	134.7	0.122
21						21	150	65	460	251.4	0.258	20	400	65	470	308.7	0.119
22	100	65	430	245.4	0.372	22	100	65	460	161.1	0.248	21	170	65	470	134.5	0.122
23	390	65	430	564.9	0.219	23	220	65	460	313.8	0.219	22	100	65	470	78.8	0.121
24	310	65	430	618.0	0.307	24	220	65	460	331.9	0.232	23	200	65	470	157.8	0.121
25	300	65	430	638.3	0.327	25	200	65	460	297.7	0.229	24	230	65	470	178.9	0.120
26	220	85	430	726.6	0.389	26	270	65	460	216.5	0.123	25	200	65	470	155.9	0.120
27	220	85	430	726.6	0.389	27	540	65	460	767.3	0.219	26	270	65	470	232.3	0.132
28	610	65	430	1446.9	0.365	28						27	540	65	470	850.9	0.242
29	185	65	430	479.9	0.399	29	590	65	460	834.5	0.218	28					
30						30	200	65	460	292.1	0.225	29	500	65	470	425.4	0.131
												30	200	65	470	155.8	0.120

Massima tensione di compressione per soli carichi verticali (non incrementati)
 $\sigma_{max}=0.57\text{Mpa}$
 valore accettabile

10/35

Lo sforzo normale nei maschi murari

Dir.Y

TELAIO Y - I ordine						TELAIO Y - II ordine						TELAIO Y - III ordine					
maschio	l (cm)	t (cm)	h (cm)	N (kN)	σ_0 (N/mm ²)	maschio	l (cm)	t (cm)	h (cm)	N (kN)	σ_0 (N/mm ²)	maschio	l (cm)	t (cm)	h (cm)	N (kN)	σ_0 (N/mm ²)
50	160	65	430	398.0	0.38	50	200	65	470	155.7	0.120	50	160	65	460	269.3	0.26
51	420	65	430	930.5	0.34	51	400	65	470	313.2	0.120	51	420	65	460	595.5	0.22
52	380	65	430	851.7	0.34	52	350	65	470	276.1	0.121	52	380	65	460	544.6	0.22
53	420	65	430	896.8	0.33	53	420	65	470	327.1	0.120	53	420	65	460	565.6	0.21
54	150	65	430	371.1	0.38	54	150	65	470	116.5	0.120	54	150	65	460	220.0	0.23
55	630	65	430	1103.4	0.27	55	190	65	470	159.5	0.129	55	140	65	460	269.8	0.30
56						56	125	65	470	123.4	0.152	56	170	65	460	252.3	0.23
57	460	65	430	593.6	0.20	57	125	65	470	101.8	0.125	57	130	65	460	203.7	0.24
58	500	65	430	409.4	0.13	58	125	65	470	99.1	0.122	58	120	65	460	192.8	0.25
59	250	65	430	516.4	0.32	59	190	65	470	151.0	0.122	59	190	65	460	300.1	0.24
60	190	65	430	447.5	0.36	60	120	65	470	98.0	0.126	60	120	65	460	197.9	0.25
60bis	120	65	430	180.0	0.23	62	120	65	470	98.8	0.127	62	120	65	460	195.7	0.25
61	580	65	430	889.3	0.24	63	120	65	470	96.9	0.124	63	120	65	460	189.8	0.24
62						64	200	65	470	157.9	0.121	64	200	65	460	312.0	0.24
63	100	65	430	286.0	0.44	65	120	65	470	97.7	0.125	65	120	65	460	202.3	0.26
64	930	65	430	1185.4	0.20	66	120	65	470	98.2	0.126	66	120	65	460	197.7	0.25
65						67	470	65	470	368.3	0.121	67	470	65	460	698.9	0.23
66	390	65	430	528.5	0.21	68	120	65	470	93.8	0.120	68	710	65	460	963.5	0.21
67	560	65	430	1267.7	0.35	69	420	65	470	329.2	0.121	69					
68						70	410	65	470	321.7	0.121	70	420	65	460	618.8	0.23
69	1640	65	430	3517.8	0.33	71	220	65	470	172.8	0.121	71	210	65	460	322.5	0.24

Massima tensione di compressione per soli carichi verticali (non incrementati)
 $\sigma_{max}=0.44\text{Mpa}$
 valore accettabile

11/35

DETERMINAZIONE DEI PESI SISMICI E CALCOLO DELLE FORZE ORIZZONTALI

Pesi e masse sismici

-3° livello (secondo piano):

$$W_3 = 6711 \text{ kN} \quad M_3 = 684 \text{ ton}$$

-2° livello (primo piano)

$$W_2 = 10118 \text{ kN} \quad M_2 = 1031 \text{ ton}$$

-1° livello (piano terra):

$$W_1 = 11638 \text{ kN} \quad M_1 = 1186 \text{ ton}$$

$$W_{tot} = 28467 \text{ kN}$$

I parametri sismici

Fattore di struttura

$$q = 1.5 \times a_u/a_1 = 1.5 \times 1.8 = 2.70$$

Parametri di zona

$$PGA=0.171g \quad \text{suolo tipo C}$$

$$F_0=2.42 \quad S=1.45$$

Coefficiente sismico

$$S_d = 0.171g \times 1.45 \times 2.42 / 2.70 = 0.222g$$

Forze di piano ($\lambda = 1$)

$$\Sigma(W_i x_{hi}) = 6711 \times 13.6 + 10118 \times 8.9 + 11638 \times 4.3 = 231363$$

$$F_3 = 6320 \times (13.6 \times 6711) / 231363 = 2493 \text{ kN}$$

$$F_2 = 6320 \times (8.9 \times 10118) / 231363 = 2460 \text{ kN}$$

$$F_1 = 6320 \times (4.3 \times 11638) / 231363 = 1367 \text{ kN}$$

Forza totale

$$F_h = (6711 + 10118 + 11638) \times 0.222 = 6320 \text{ kN}$$

12/35

L'ANALISI DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

MODELLO DI CALCOLO SPAZIALE DELL'EDIFICIO (2 modelli)

- impalcato rigido: telaio spaziale composto da pareti piane
- impalcato deformabile: pareti singole indipendenti

SCHEMA DELLE PARETI

- mensole collegate con fasce di piano non resistenti (fascia debole - pendoli)

TIPO DI ANALISI:

- analisi statica non lineare
- (si deve sempre fare prima l'analisi lineare - statica o modale)

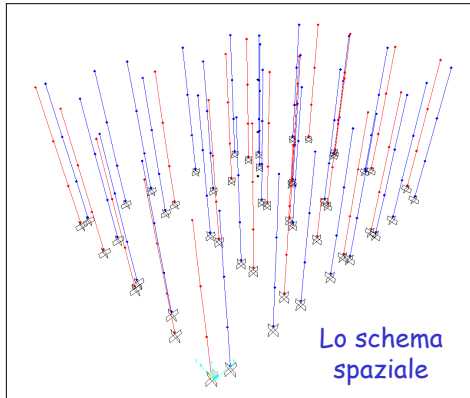
DISTRIBUZIONI DELLE FORZE LUNGO L'ALTEZZA: (2 distribuzioni)

- proporzionali alle masse (UP)
- proporzionali alla deformata del primo modo di vibrare (MP)

13/35

IL MODELLO SPAZIALE DELLA STRUTTURA

Lo schema spaziale si ottiene con due sistemi piani di telai collegati da impalcato rigidi



Lo schema spaziale

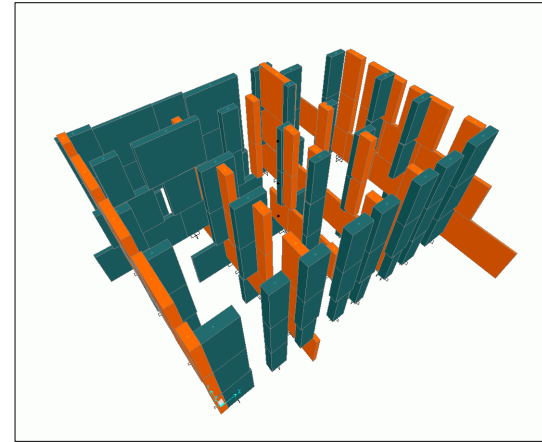
Il numero di ritti è pari alla somma dei maschi in dir.x e di quelli in dir.y

Ipotesi di fasce di piano deboli o comunque non rinforzate → pendoli

Nello schema i pendoli non compaiono perché sostituiti da “constraints” che simulano l’impalcato rigido ed i collegamenti orizzontali

14/35

Il modello solido dello schema strutturale non deve restituire la forma effettiva dell'edificio



Modello costituito dai soli maschi murari (Mensole collegate)

Ipotesi di fasce di piano deboli o comunque non rinforzate

I maschi murari hanno rigidezza solo nel proprio piano
La rigidezza al di fuori del piano viene annullata (mediante “releases”)

15/35

L'ANALISI STATICA LINEARE PER LA DETERMINAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI

Grandezze da determinare per definire il sistema equivalente ad 1 g.d.l. (SDOF)

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

$$m^* = \sum m_i \Phi_i^2$$

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Φ_i è il vettore rappresentativo del primo modo di vibrare.
Si può approssimare con gli spostamenti orizzontali dati dalle forze distribuite come per l'analisi statica lineare

Spostamenti orizzontali (s_i) dei baricentri delle masse e loro normalizzazione (Φ_i)

	Direzione X		Direzione Y	
Livello	s_{ix} [cm]	Φ_{ix}	s_{iy} [cm]	Φ_{iy}
III	3.03	1.00	2.54	1.00
II	1.53	0.50	1.23	0.48
I	0.39	0.13	0.27	0.11

16/35

IL CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI PARTECIPAZIONE MODALE E DELLA MASSA ECCITATA

Dir.X

Determinazione del fattore Γ e della massa m^* in direzione X				
Livello	Φ_{ix}	m_i [ton]	$m_i \Phi_{ix}$	$m_i \Phi_{ix}^2$
III	1.00	684	684	684
II	0.50	1031	516	258
I	0.13	1186	154	20
			$m^* = 1354$	964

$\Gamma_x = 1.4$

Dir.Y

Determinazione del fattore Γ e della massa m^* in direzione Y				
Livello	Φ_{iy}	m_i [ton]	$m_i \Phi_{iy}$	$m_i \Phi_{iy}^2$
III	1.00	684	684	684
II	0.48	1031	495	237
I	0.11	1186	130	14
			$m^* = 1309$	935

$\Gamma_y = 1.4$

17/35

CARATTERIZZAZIONE DEL MATERIALE

Muratura mista di pietra a spacco calcarea
e mattoni pieni con malta di calce
con connessioni trasversali e malta buona

Livello di conoscenza "LIMITATO" LC1
F.C. = 1,35 $\gamma_m = 1$ (analisi non lineare)

Resistenza media a compressione (minimi di Tab. 11.D.1. E 11.D.2.)
 $f_m = (1,5 + 1,8) / 2 \times 1,3 \times 1,3 = 2,79 \text{ MPa}$

Resistenza media a taglio (minimi di Tab. 11.D.1. E 11.D.2.)
 $f_m = (0,056 + 0,060) / 2 \times 1,3 \times 1,3 = 0,098 \text{ MPa}$

Resistenza a compressione di calcolo
 $f_d = 2,79 / 1,35 = 2,0 \text{ MPa}$

Resistenza a taglio di calcolo
 $f_{vod} = 0,098 / 1,35 = 0,07 \text{ MPa}$

I valori di resistenza si utilizzano per il calcolo del momento e del taglio ultimo che caratterizzano le cerniere plastiche a flessione e a taglio

18/35

LA RESISTENZA DEI MASCHI MURARI

I valori di M_{ult} e V_{ult}
per i maschi dei Telai X
al II ordine

Momento ultimo

$$M_{ult} = (\sigma_0 s B^2 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_m)$$

Taglio ultimo

$$V_{ult} = \tau_{ult} B s = \frac{1,5 \tau_{od}}{b} B s \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \tau_{od}}}$$

Limiti di deformazione

$\delta/h = 0.6\%$ (pressoflessione)
 $\delta/h = 0.4\%$ (taglio)

maschio	l (cm)	t (cm)	h (cm)	N (kN)	σ_0 (N/mm ²)	M_{ult} (kNm)	V_{ult} (kN)
1	270	80	470	270.6	0.125	338.4	223.9
2	150	80	470	151.5	0.126	105.2	124.7
3	190	80	470	193.7	0.127	170.2	156.3
4	180	80	470	180.4	0.125	150.4	149.3
5	180	80	470	181.2	0.126	151.0	149.5
6	200	80	470	203.4	0.127	188.2	166.5
7	200	80	470	201.8	0.126	186.8	166.2
8	300	80	470	299.8	0.125	416.7	248.6
9	240	65	470	189.4	0.121	211.1	160.4
10	280	65	470	224.4	0.123	291.3	187.8
11	160	65	470	129.6	0.125	96.1	107.7
12	170	65	470	138.1	0.125	108.7	114.5
13	200	65	470	158.9	0.122	147.4	133.9
14	200	65	470	157.9	0.121	146.6	133.6
15	150	65	470	120.5	0.124	83.8	100.7
16	120	65	470	97.9	0.126	54.4	80.9
17	170	65	470	136.7	0.124	107.7	114.2
18	180	65	470	142.6	0.122	119.1	120.4
19	200	65	470	157.9	0.121	146.6	133.6
19bis	170	65	470	134.7	0.122	106.3	113.7
20	400	65	470	308.7	0.119	574.2	339.1
21	170	65	470	134.5	0.122	106.2	113.7
22	100	65	470	78.8	0.121	36.6	66.8
23	200	65	470	157.9	0.121	146.5	133.6
24	230	65	470	178.9	0.120	191.3	153.1
25	200	65	470	155.9	0.120	144.9	133.2
26	270	65	470	232.3	0.132	289.2	184.7
27	540	65	470	850.9	0.242	1969.7	670.4
28							
29	500	65	470	425.4	0.131	981.7	511.5
30	200	65	470	155.8	0.120	144.9	133.2

19/35

IL MODULO ELASTICO

Il modulo elastico E è di difficile determinazione sperimentale.

La sua influenza sui metodi di calcolo è però significativa:

- ANALISI MODALE: il periodo della struttura dipende da E e quindi anche le sollecitazioni (un modulo più basso riduce le sollecitazioni)
- ANALISI STATICA NON LINEARE: la deformabilità della struttura dipende da E e quindi anche la vulnerabilità (in genere, poiché c'è un limite al fattore di struttura ($q_{max}=3$), un modulo più basso fornisce una vulnerabilità più bassa)

Non è sempre a vantaggio di statica adottare moduli bassi
né ridurli (fino al 50%) per tener conto della fessurazione.

Le verifiche allo stato limite di servizio sono più gravose se si adotta un modulo elastico più basso

Si è adottato un criterio di fascia, utilizzando 2 valori diversi:

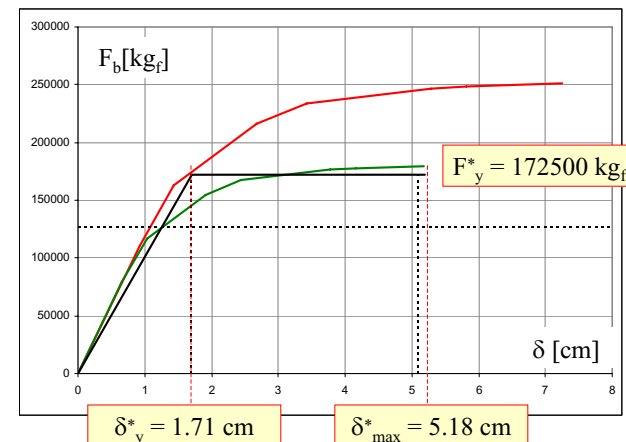
E_{min} = minimo dei minimi di tabella = 1500 N/mm²

E_{max} = massimo dei valori di tabella = 2600 N/mm²

20/35

LA DETERMINAZIONE DELLA CURVA DI PUSH-OVER

FORZE IN DIR.X - E = Emin - distrib. forze statiche



In
corrispondenza
di δ_{max} si ha la
rottura di una
cerniera plastica
a
pressoflessione

$$\mu^* = 5.18 / 1.71 = 3.03$$

Non si è verificata mai la rottura delle cerniere plastiche a taglio

21/35

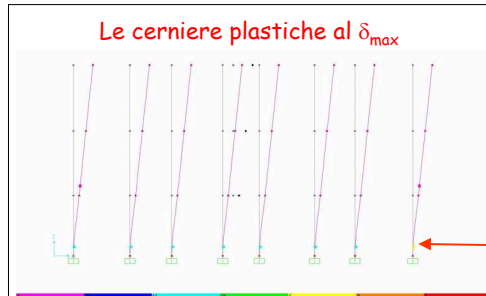
IL COMPORTAMENTO DEI TELAI IN DIR.X



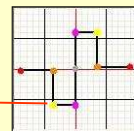
IL TELAIO X 1...8

Telaio piuttosto regolare

Deformata simile per tutti i maschi con rottura alla base

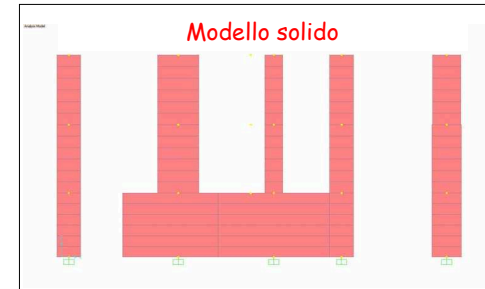


Il modello della cerniera plastica



22/35

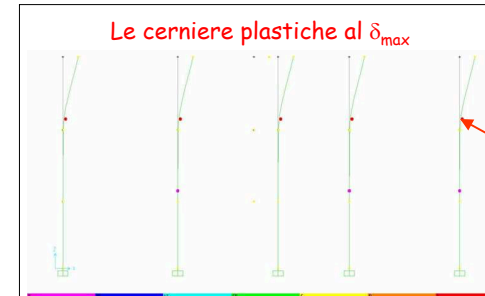
IL COMPORTAMENTO DEI TELAI IN DIR.X



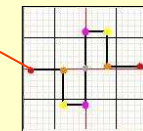
IL TELAIO X 14...19

Telaio poco regolare con parete rigida alla base

Le cerniere si formano dal II livello
La rottura si ha al III livello



Il modello della cerniera plastica



23/35

IL CALCOLO DELLA VULNERABILITÀ (PGA)

Dalla push-over si ricava:

$$F_y^* = 172500 \text{ kgf}$$

$$\mu^* = 5.18 / 1.71 = 3.03$$

quindi si può calcolare la PGA:

$$\Gamma_x = 1.4$$

$$F_y^* = 172500 \text{ kgf}$$

$$d_{max}^* = 5.18 \text{ cm}$$

$$d_y^* = 1.71 \text{ cm}$$

$$\mu^* = 5.18 / 1.71 = 3.03$$

$$k^* = 172500 / 1.71 = 100877 \text{ kgf/cm}$$

$$m^* = 1354 \text{ ton}$$

$$T^* = 2\pi(m^*/k^*)^{1/2} = 0.728 \text{ sec} > T_c \quad (T_c = 0.5085 \text{ sec})$$

$$q^* = \mu^* = 3.03 > 3 \quad \text{quindi} \quad q^* = 3$$

$$F_y^* \times q^* = a_g \times S(T^*) \times m^*$$

per cui:

$$S(T^*) = 1.45 \times 2.42 \times (0.5085 / 0.728) = 2.45$$

$$172500 \times 3 = a_g \times 2.45 \times 1354$$

e quindi:

$$a_g = 172500 \times 3 / (2.45 \times 1354) = 156 \text{ cm/sec}^2 = 0.159 \text{ g}$$

FORZE X
E = Emin
distrib. forze
statiche

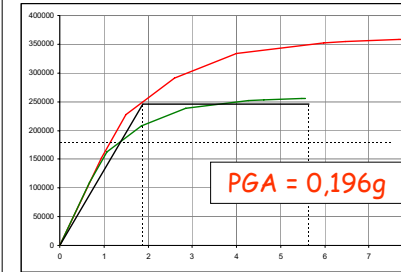
Il periodo T^*

Lo spettro di risposta

PGA = 0,159g

24/35

LE ALTRE CURVE DI PUSH-OVER PER LA DIR.X



- direzione X - modulo E = 1500 N/mm² - forze proporzionali alle masse:

$$\Gamma_x = 1.4$$

$$F_y^* = 246000 \text{ kgf}$$

$$d_{max}^* = 5.56 \text{ cm}$$

$$d_y^* = 1.88 \text{ cm}$$

$$\mu^* = 5.56 / 1.88 = 2.96$$

$$k^* = 246000 / 1.88 = 130851 \text{ kgf/cm}$$

$$m^* = 1354 \text{ ton}$$

$$T^* = 2\pi(m^*/k^*)^{1/2} = 0.639 \text{ sec} > T_c \quad (T_c = 0.5085 \text{ sec})$$

$$q^* = \mu^* = 2.96 < 3 \quad \text{quindi} \quad q^* = 2.96$$

$$F_y^* \times q^* = a_g \times S(T^*) \times m^*$$

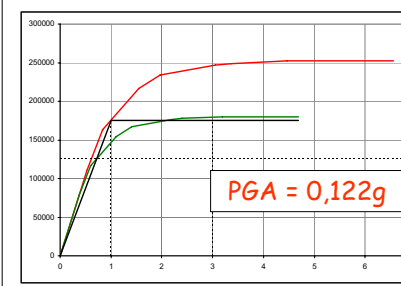
per cui:

$$S(T^*) = 1.45 \times 2.42 \times (0.5085 / 0.639) = 2.79$$

$$246000 \times 2.96 = a_g \times 2.79 \times 1354$$

e quindi:

$$a_g = 246000 \times 2.96 / (2.79 \times 1354) = 193 \text{ cm/sec}^2 = 0.196 \text{ g}$$



- direzione X - modulo E = 2600 N/mm² - forze proporzionali alle forze statiche:

$$\Gamma_x = 1.4$$

$$F_y^* = 175000 \text{ kgf}$$

$$d_{max}^* = 4.68 \text{ cm}$$

$$d_y^* = 1.00 \text{ cm}$$

$$\mu^* = 4.68 / 1.00 = 4.68$$

$$k^* = 175000 / 1.00 = 175000 \text{ kgf/cm}$$

$$m^* = 1354 \text{ ton}$$

$$T^* = 2\pi(m^*/k^*)^{1/2} = 0.553 \text{ sec} > T_c \quad (T_c = 0.5085 \text{ sec})$$

$$q^* = \mu^* = 4.68 > 3 \quad \text{quindi} \quad q^* = 3$$

$$F_y^* \times q^* = a_g \times S(T^*) \times m^*$$

per cui:

$$S(T^*) = 1.45 \times 2.42 \times (0.5085 / 0.553) = 3.23$$

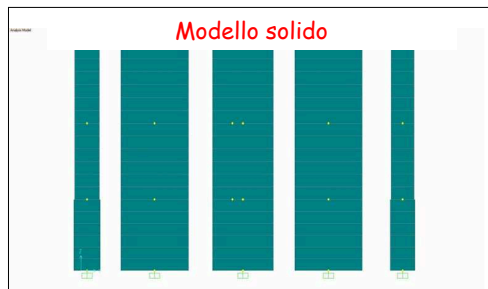
$$175000 \times 3 = a_g \times 3.23 \times 1354$$

e quindi:

$$a_g = 175000 \times 3 / (3.23 \times 1354) = 120 \text{ cm/sec}^2 = 0.122 \text{ g}$$

25/35

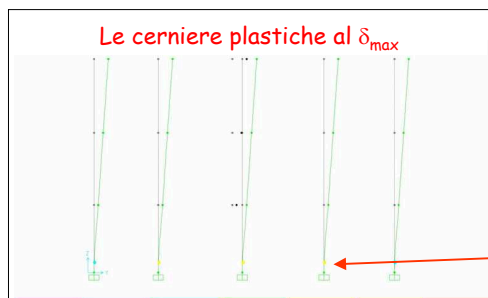
IL COMPORTAMENTO DEI TELAI IN DIR.Y



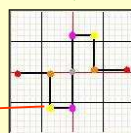
IL TELAIO Y 50...54

Telaio piuttosto regolare

Deformata simile per tutti i maschi con rottura alla base



Il modello della cerniera plastica



26/35

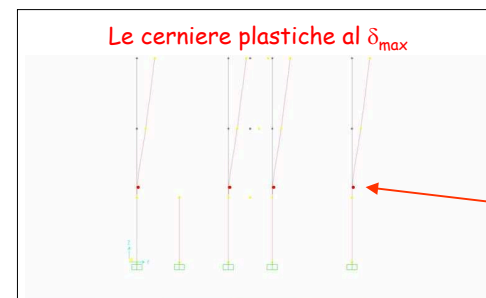
IL COMPORTAMENTO DEI TELAI IN DIR.Y



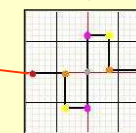
IL TELAIO Y 60...63

Telaio poco regolare con parete rigida alla base

Le cerniere si formano e si rompono al II livello

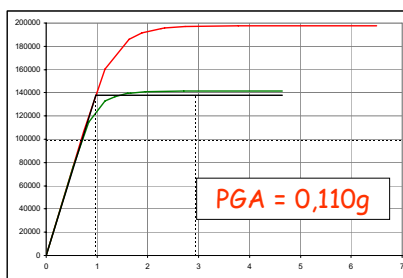


Il modello della cerniera plastica



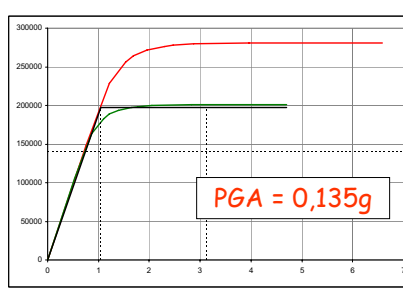
27/35

LE CURVE DI PUSH-OVER PER LA DIR.Y



- direzione Y - modulo $E = 1500 \text{ N/mm}^2$ - forze proporzionali alle forze statiche:

$$\begin{aligned} F_y &= 1.4 & F_y^* &= 138000 \text{ kgf} \\ d_{\max}^* &= 4.64 \text{ cm} & d_y^* &= 0.98 \text{ cm} & \mu^* &= 4.64 / 0.98 = 4.73 \\ k^* &= 138000 / 0.98 = 140800 \text{ kgf/cm} & m^* &= 1309 \text{ ton} \\ T^* &= 2 \pi (m^* / k^*)^{1/2} = 0.606 \text{ sec} > T_c \quad (T_c = 0.5085 \text{ sec}) \\ q^* &= \mu^* = 4.73 > 3 \\ F_y^* \times q^* &= a_g \times S(T^*) \times m^* \\ \text{per cui:} \\ S(T^*) &= 1.45 \times 2.42 \times (0.5085 / 0.606) = 2.94 \\ 138000 \times 2.94 &= a_g \times 2.94 \times 1309 \\ \text{e quindi:} \\ a_g &= 138000 \times 3 / (2.94 \times 1309) = 108 \text{ cm/sec}^2 = 0.110 \text{ g} \end{aligned}$$

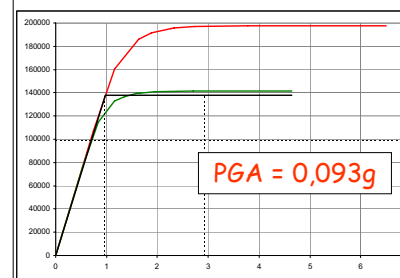


- direzione Y - modulo $E = 1500 \text{ N/mm}^2$ - forze proporzionali alle masse:

$$\begin{aligned} F_y &= 1.4 & F_y^* &= 197000 \text{ kgf} \\ d_{\max}^* &= 4.7 \text{ cm} & d_y^* &= 1.04 \text{ cm} & \mu^* &= 4.7 / 1.04 = 4.51 \\ k^* &= 197000 / 1.04 = 189423 \text{ kgf/cm} & m^* &= 1309 \text{ ton} \\ T^* &= 2 \pi (m^* / k^*)^{1/2} = 0.522 \text{ sec} > T_c \quad (T_c = 0.5085 \text{ sec}) \\ q^* &= \mu^* = 4.51 > 3 \quad \text{quindi} \quad q^* = 3 \\ F_y^* \times q^* &= a_g \times S(T^*) \times m^* \\ \text{per cui:} \\ S(T^*) &= 1.45 \times 2.42 \times (0.5085 / 0.522) = 3.42 \\ 197000 \times 3 &= a_g \times 3.42 \times 1309 \\ \text{e quindi:} \\ a_g &= 197000 \times 3 / (3.42 \times 1309) = 132 \text{ cm/sec}^2 = 0.135 \text{ g} \end{aligned}$$

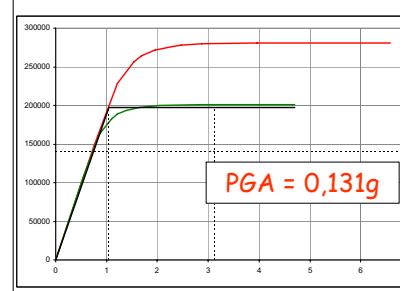
28/35

LE ALTRE CURVE DI PUSH-OVER PER LA DIR.Y



- direzione Y - modulo $E = 2600 \text{ N/mm}^2$ - forze proporzionali alle forze statiche:

$$\begin{aligned} F_y &= 1.4 & F_y^* &= 139000 \text{ kgf} \\ d_{\max}^* &= 4.36 \text{ cm} & d_y^* &= 0.58 \text{ cm} & \mu^* &= 4.36 / 0.58 = 7.52 \\ k^* &= 139000 / 0.58 = 239655 \text{ kgf/cm} & m^* &= 1309 \text{ ton} \\ T^* &= 2 \pi (m^* / k^*)^{1/2} = 0.464 \text{ sec} < T_c \quad (T_c = 0.5085 \text{ sec}) \\ q^* &= (\mu^* - 1) \times (T^* / T_c) + 1 = (7.52 - 1) \times (0.464 / 0.5085) + 1 = 6.94 > 3 \rightarrow q^* = 3 \\ F_y^* \times q^* &= a_g \times S(T^*) \times m^* \\ \text{per cui:} \\ S(T^*) &= 1.45 \times 2.42 = 3.51 \\ 139000 \times 3 &= a_g \times 3.51 \times 1309 \\ \text{e quindi:} \\ a_g &= 139000 \times 3 / (3.51 \times 1309) = 90.8 \text{ cm/sec}^2 = 0.093 \text{ g} \end{aligned}$$



- direzione Y - modulo $E = 2600 \text{ N/mm}^2$ - forze proporzionali alle masse:

$$\begin{aligned} F_y &= 1.4 & F_y^* &= 197000 \text{ kgf} \\ d_{\max}^* &= 4.4 \text{ cm} & d_y^* &= 0.60 \text{ cm} & \mu^* &= 4.4 / 0.6 = 7.33 \\ k^* &= 197000 / 0.60 = 328333 \text{ kgf/cm} & m^* &= 1309 \text{ ton} \\ T^* &= 2 \pi (m^* / k^*)^{1/2} = 0.40 \text{ sec} < T_c \quad (T_c = 0.5085 \text{ sec}) \\ q^* &= (\mu^* - 1) \times (T^* / T_c) + 1 = (7.33 - 1) \times (0.40 / 0.5085) + 1 = 5.98 > 3 \rightarrow q^* = 3 \\ F_y^* \times q^* &= a_g \times S(T^*) \times m^* \\ \text{per cui:} \\ S(T^*) &= 1.45 \times 2.42 = 3.51 \\ 197000 \times 3 &= a_g \times 3.51 \times 1309 \\ \text{e quindi:} \\ a_g &= 197000 \times 3 / (3.51 \times 1309) = 128 \text{ cm/sec}^2 = 0.131 \text{ g} \end{aligned}$$

29/35

IL CASO DELL'IMPALCATO DEFORMABILE

- L'impalcato non è in grado di ripartire le azioni sismiche tra le varie pareti

- Ogni parete è considerata indipendente dalle altre ed è analizzata separatamente, ottenendo la corrispondente curva di push-over

- Lo schema di ciascuna parete è quello di un telaio piano (in questo caso di treno di mensole) caricato dalle forze orizzontali nel proprio piano

- La massa di competenza per ogni singola parete è stata valutata in relazione alla relativa area di influenza, come aliquota della massa totale ad ogni piano (M/M_{tot})

- Il calcolo è stato svolto solo per il modulo elastico massimo ($E=2600 \text{ N/mm}^2$) e per la distribuzione di azioni orizzontali corrispondente alle forze statiche

30/35

I RISULTATI DELLE PUSH-OVER NEL CASO DELL'IMPALCATO DEFORMABILE

Dir.	Parete	M/M_{tot}	m^* (ton)	F^* (kg)	δ^*y (cm)	δ^*_{max} (cm)	q^*	K^* (kg/cm)	T^* (sec)	PGA
X	1-2-3-4-5-6-7-8	0.180	244	21100	0.95	6.60	3	22211	0.66	0.10
X	9-10-11-12-13	0.267	362	16670	1.48	7.00	3	11264	1.13	0.09
X	14-15-16-17-18	0.248	336	19550	1.03	3.26	3	18981	0.84	0.08
X	19-20-21-22	0.162	220	29500	0.46	4.45	3	64130	0.37	0.12
X	26-27-28-29-30	0.093	126	42100	0.59	6.53	3	71356	0.26	0.29
X	23-25	0.056	76	7290	0.70	4.65	3	10414	0.54	0.09
Y	50-51-52-53-54	0.171	224	35500	0.72	6.52	3	49306	0.50	0.14
Y	55-56-57-58-59	0.280	367	7170	0.81	4.53	3	8852	1.28	0.04
Y	60-61-62-63	0.203	266	6990	0.93	2.79	3	7515	1.18	0.05
Y	64-65-66-67	0.213	279	24550	0.45	4.40	3	54556	0.45	0.08
Y	68-69-70-71	0.143	186	57250	0.29	4.42	3	197414	0.19	0.27

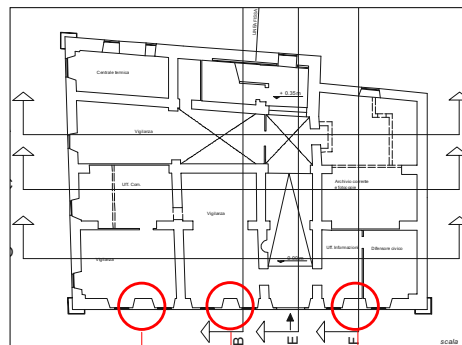
Notevoli differenze di PGA tra le varie pareti (da 0,04 a 0,29)

Le pareti esterne possono sopportare un sisma maggiore (hanno meno massa e sono più regolari)

Le pareti interne risultano molto più deboli a causa delle riduzioni di sezione dei maschi

31/35

L'ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI



Elementi negativi:

- Mancanza di cordoli e/o catene ai piani
- Volte a tutti i piani

Elementi positivi:

Scatola muraria integra (croci di muro non lesionate)

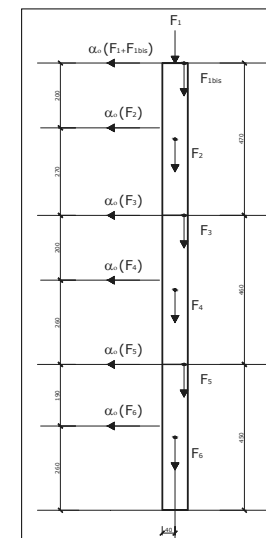
Maschi murari privi di parete ortogonale e senza collegamenti di impalcato per tutta l'altezza

Si analizzano solo le situazioni più pericolose

32/35

L'ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI

Lo schema di calcolo della parete



Mensola a tutt'altezza

Si adotta:
L'Analisi Cinematica Lineare

Le forze in gioco

$F_1 = 3.3 \times 3 \times 0.7 = 69.3 \text{ kN}$
 $F_{1bis} = F_3 = F_5 = 3.3 \times 1.5 \times 0.7 = 34.7 \text{ kN}$
 $F_2 = (1.5 \times 0.85 \times 5.5 + 1.8 \times 0.85 \times 2.7) \times 2 = 223 \text{ kN}$
 $F_4 = (1.5 \times 0.85 \times 4.6 + 1.8 \times 0.85 \times 1.4) \times 2 = 160 \text{ kN}$
 $F_6 = (1.5 \times 0.85 \times 4.5 + 1.8 \times 0.85 \times 1.5) \times 2 = 161 \text{ kN}$

Peso totale = 717,4 kN

33/35

L'ANALISI DEL MECCANISMO SCELTO - OPCM 3431

La condizione di equilibrio per il calcolo di α_o

$$M_s = (69.3 + 223 + 160 + 161) \times 0.4 + (34.7 \times 3) \times 0.7 = 613.3 \times 0.4 + 104.1 \times 0.7 = 318.2 \text{ kNm}$$

$$M_r = \alpha_o \times (69.3 + 34.7) \times 13.8 + 223 \times 11.8 + 34.7 \times 9.1 + 160 \times 7.1 + 34.7 \times 4.5 + 161 \times 2.6 = \alpha_o \times 6092$$

$$\alpha_o = 318.2 / 6092 = 0.052$$

La massa partecipante: $M^* = (\sum F_i \times \delta_i)^2 / (g \times \sum F_i \times \delta_i^2) = 371125 / (g \times 6357) = 58.4 / g$

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo: $a_o^* = 0.052 \times 71.74 \times g / 58.4 = 0.064g$

OPCM 3431
Lo spettro di risposta:

$$a_o^* = a_g S (1 + 1.5 Z/H) / q$$

Z = baricentro delle masse = 8.5 m
H = altezza totale = 14 m
q = fattore di struttura = 2
S = 1.45

L'accelerazione al suolo:

$$a_g = 2 \times 0.064g / (1.45 \times 1.92) = 0.046g$$

PGA = 0.046g

34/35

L'ANALISI DEL MECCANISMO SCELTO

Istruzioni N.T.C. 08

La massa partecipante: $M^* = (\sum F_i \times \delta_i)^2 / (g \times \sum F_i \times \delta_i^2) = 371125 / (g \times 6357) = 58.4 / g$

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo: $a_o^* = (0.052 \times 71.74 \times g / 58.4) / 1.35 = 0.047g$

FC = 1.35

Il meccanismo analizzato riguarda "una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra"

N.T.C. 08
L'accelerazione di riferimento:

$$a_o^* = a_g S / q$$

q = fattore di struttura = 2
S = 1.45

L'accelerazione al suolo:

$$a_g = 2 \times 0.047g / 1.45 = 0.065g$$

PGA = 0.065g

35/35

Corso di aggiornamento professionale:
PROGETTAZIONE STRUTTURALE E NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2008
Spoleto – 14÷16 giugno 2012

VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Parte 14: GLI INTERVENTI DI RIPARAZIONE, CONSOLIDAMENTO E RINFORZO

GLI INTERVENTI SUGLI EDIFICI IN MURATURA

In generale gli interventi su una struttura possono essere:

- di riparazione: servono ad eliminare i dissesti subiti dall'edificio o parte di esso a seguito di eventi dannosi, riportando gli elementi strutturali allo stesso livello di sicurezza che avevano prima
- di consolidamento: servono ad eliminare i dissesti subiti fornendo nel contempo all'elemento strutturale o all'edificio un livello di resistenza superiore a quello che avevano prima
- di rinforzo: servono a fornire all'edificio o a parte di esso ulteriore e sufficiente resistenza rispetto ad azioni diverse da quelle per le quali erano stati progettati o costruiti



CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI in relazione alla tipologia degli elementi strutturali

- INTERVENTI SULLE MURATURE
- INTERVENTI SUGLI ORIZZONTAMENTI (solai, volte, archi)
- INTERVENTI SULLE SCALE
- INTERVENTI SULLE FONDAZIONI

Nell'ambito di queste categorie sono anche compresi gli interventi specifici per il miglioramento e l'adeguamento sismico

Riguardano soprattutto le murature e gli orizzontamenti

3/85

LE TIPOLOGIE DI INTERVENTI SUGLI EDIFICI IN MURATURA IN ZONA SISMICA

- Incremento della resistenza delle pareti murarie (maschi e fasce) e della muratura in genere
- Incremento dell'efficacia dei collegamenti
- Creazione di nuovi collegamenti
- Incremento della rigidezza dei solai nel piano orizzontale
- Eliminazione o riduzione delle spinte
- Interventi sulle coperture spingenti o scollegate
- Interventi in fondazione di collegamento e/o di incremento della capacità portante
- Interventi di modifica del complesso strutturale atti a migliorarne la risposta (es. variazione della distribuzione degli elementi resistenti verticali o aggiunta di nuovi, separazione di parti della struttura mediante giunti, riduzione delle masse, trasformazione di elementi non strutturali in strutturali etc.)
- Interventi di demolizione e ricostruzione parziale o totale

4/85

INTERVENTI SULLA MURATURA

1. CUCI E SCUCI
2. INIEZIONI NON ARMATE
3. INIEZIONI ARMATE
4. RINFORZO CON PARETINE IN C.A.
5. SARCITURA DI LESIONI
6. CUCITURE DI MARTELLI E CANTONALI
7. CONFINAMENTO
8. PIATTABANDE

5/85

CONSOLIDAMENTO PER SOSTITUZIONE

È mirato alla sostituzione di porzioni esistenti di muratura allo scopo di operare un rafforzamento oppure per praticare aperture;

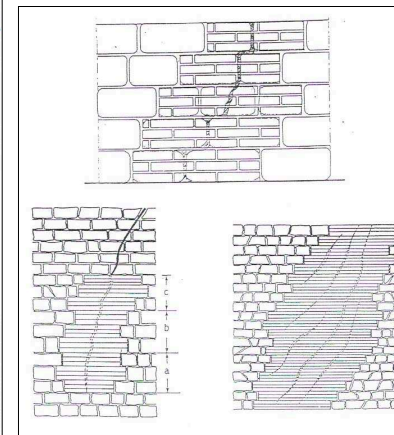
PRATICA CORRENTE

- riparazione locale di porzioni dissestate di muratura con mattoni o pietrame e malta ad elevata resistenza ("cuci e scuci" o "sostruzione");
- inserimento di elementi portanti in c.a. o acciaio allo scopo di assorbire in parte o per intero i carichi precedentemente sostenuti dalla muratura (p.e. apertura di vani nei setti murari);
- inserimento di elementi integrativi in c.a. o in acciaio allo scopo di incrementare la capacità portante della muratura, in particolar modo nei riguardi delle azioni orizzontali;

NOTE:

- si raccomanda di prestare la massima attenzione alla messa in forza dei nuovi elementi con la muratura esistente; a tal proposito si consiglia:
 - puntellatura provvisoria della struttura oggetto del consolidamento;
 - letti di malta sottili allo scopo di limitare i fenomeni di ritiro e di assestamento;
 - uso di cunei per la messa in forza progressiva delle parti aggiunte;
 - predisposizione di un efficace collegamento tra la muratura e i nuovi elementi in c.a. o in acciaio;
 - studio delle sequenze di esecuzione, anche in relazione a possibili fenomeni di assestamento differenziale;

1 - Cuci e scuci (sostruzione muraria)



6/85

2 - Iniezioni non armate

CONSOLIDAMENTO DELLA MURATURA CON INIEZIONI DI MALTA

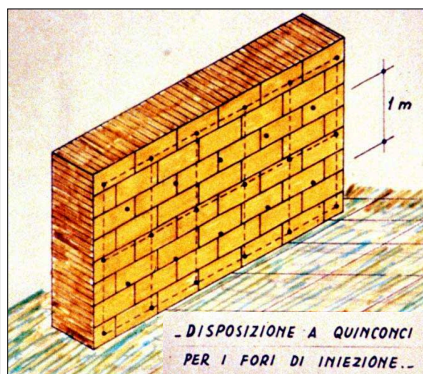
FASI DI ESECUZIONE:

- eliminazione dell'intonaco e dei frammenti murari dalle parti fessurate;
- esecuzione di fori ($\varnothing 30 \times 50$ mm) distanziati di 30×50 cm ed inclinati a 45° nel corpo della muratura;
- sigillatura dei giunti tra i corsi murari allo scopo di prevenire la fuoriuscita di malta;
- inserimento di tubi ($l \cong 10$ cm, $d = 3/4"$) nei fori; $\rightarrow \varnothing 20$
- iniezione di acqua a bassa pressione allo scopo di saturare la muratura;
- iniezione di malta a pressione ($1 \div 6$ kg/cm 2) a partire dai fori inferiori (dosaggio $150 \div 200$ kg/m 3 , rapporto acqua/cemento $1 \div 2$);

NOTE:

- la perforazione può avvenire da un solo lato per spessori fino a 60 cm, da entrambi i lati per spessori superiori;
- si raccomanda l'impiego di additivi fluidificanti antiritiro allo scopo di favorire la completa penetrazione della malta all'interno della muratura;
- si consiglia la foratura in corrispondenza dei giunti tra i mattoni;
- intervento irreversibile;

MIGLIORIAMO LA RESISTENZA A COMPRESSIONE



3 - Iniezioni armate

CONSOLIDAMENTO DELLA MURATURA CON BARRE METALLICHE ED INIEZIONI DI MALTA IN PRESSIONE

SCOPI:

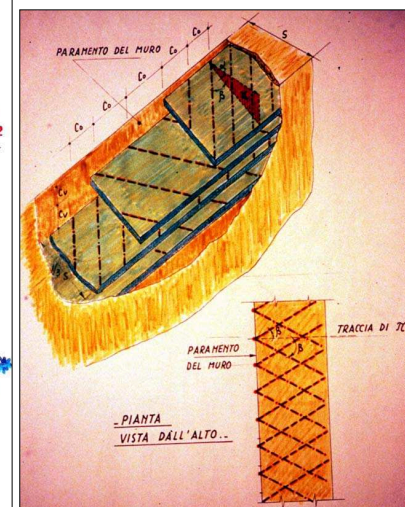
- aumento del concatenamento fra i corsi murari;
- incremento della resistenza a taglio della muratura;
- incremento della duttilità della muratura;

linee resistenti a trazione

NOTE:

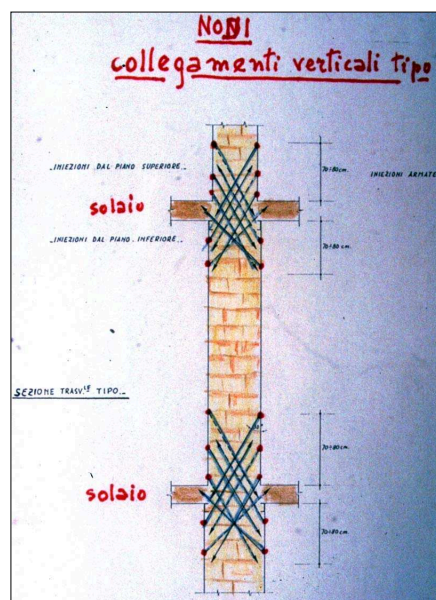
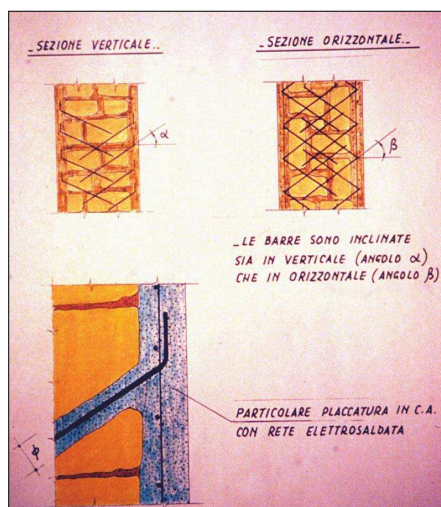
- l'effetto delle perforazioni armate è basato sul confinamento laterale della muratura dovuto alle barre metalliche;
- l'intervento è particolarmente efficace per incrementare la resistenza di incroci, martelli e cantonali murari;
- l'intervento presuppone una muratura di buone proprietà meccaniche, altrimenti si raccomanda un consolidamento preventivo;
- l'intervento può essere integrato da paretine in c.a. poste da ambo i lati del setto murario, allo scopo di migliorarne il confinamento laterale e di incrementarne la sezione resistente;
- intervento non reversibile;

4. RINFORZO CON PARETINE IN C.A.

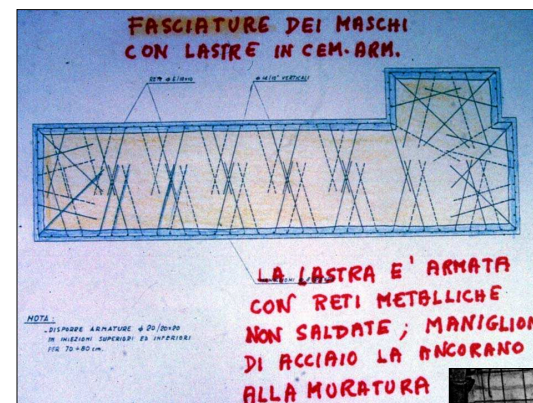


8/85

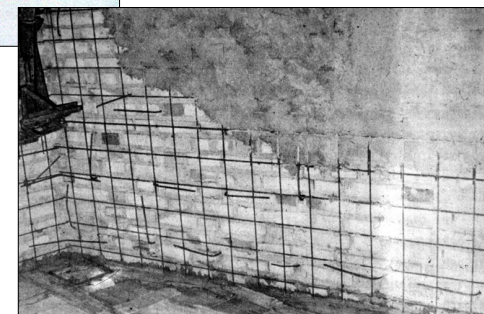
4 - Iniezioni armate con paretine in c.a.



9/85



Fasciatura di maschi murari

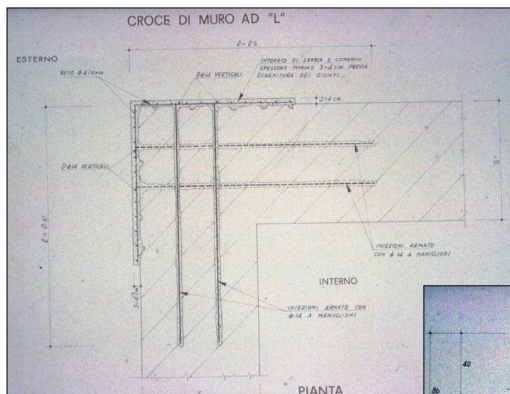




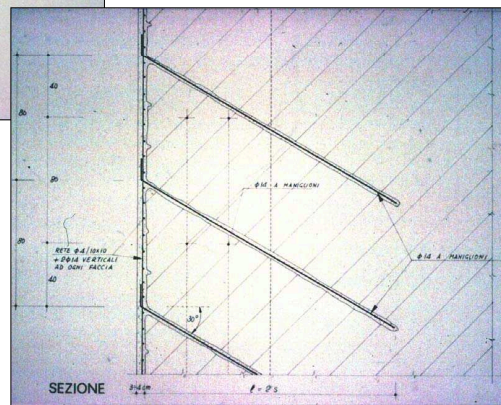
12/85

13/85

14/85



Cucitura di un cantonale
(croce di muro ad L)



17/85

Cucitura di un cantonale



16/85

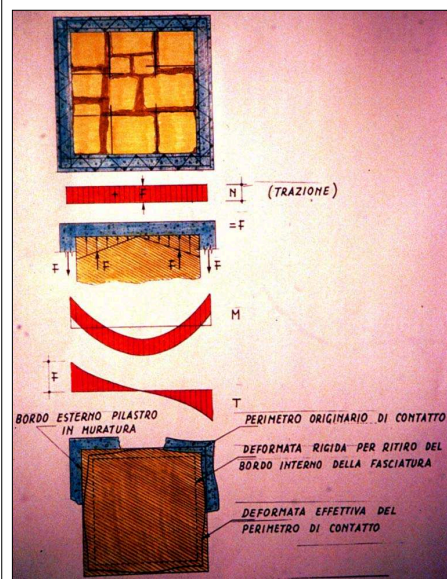
7 - Confinamento

CONFINAMENTO

SCOPI:

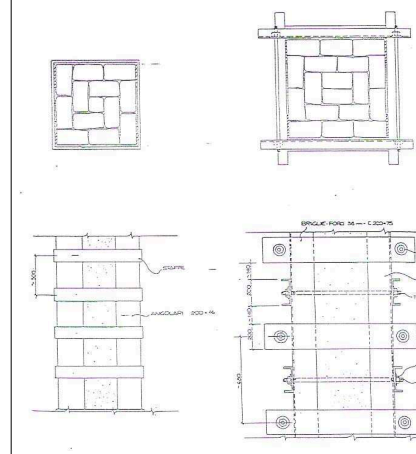
- creazione di uno stato di sollecitazione pluriassiale attraverso l'introduzione di uno sforzo di compressione in direzione trasversale al carico applicato;
- incremento della rigidità in fase elastica;
- incremento della capacità portante;
- incremento della duttilità a rottura;

Cerchiatura con paretina in c.a.

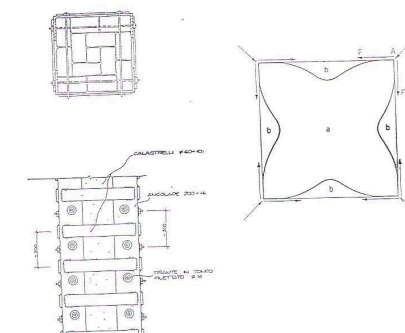


17/85

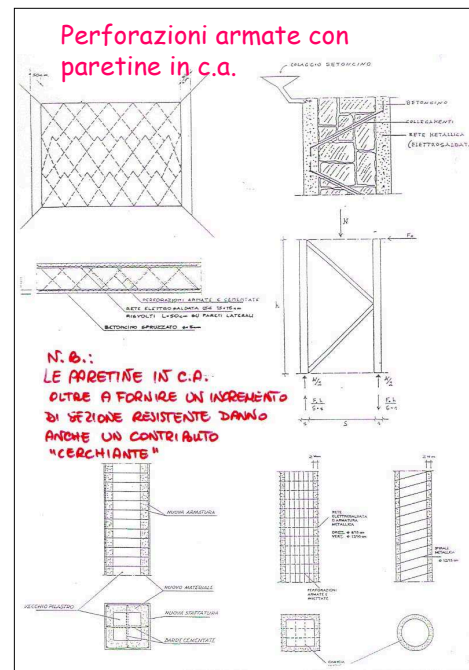
Confinamento di colonne a sezione quadrata con elementi metallici saldati o bullonati



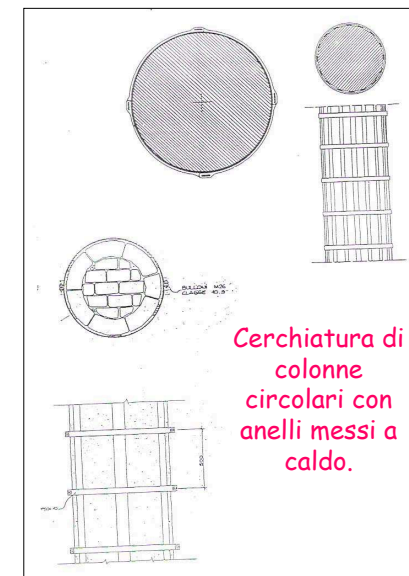
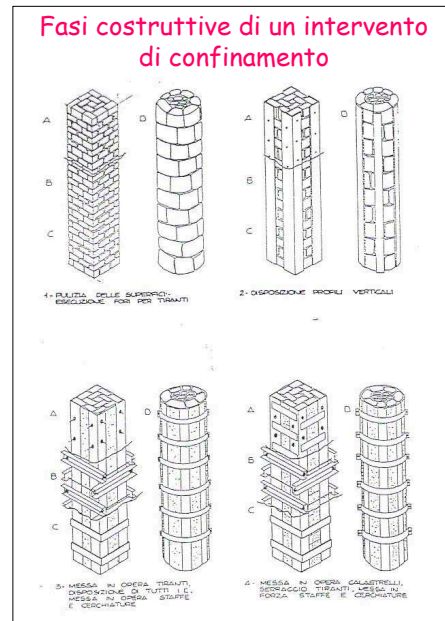
Confinamento di colonne a sezione quadrata con angolari e calastrelli saldati



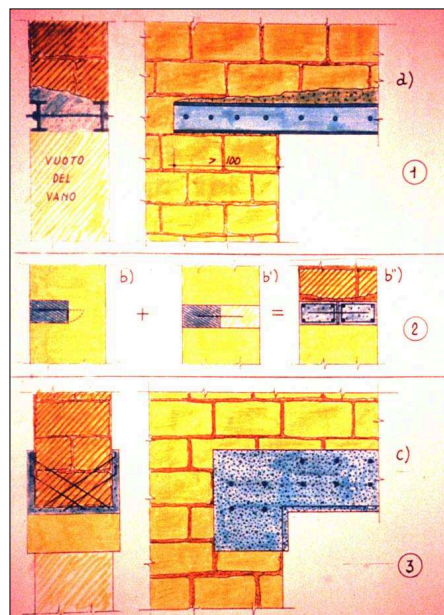
18/85



19/85



22/85



8 - Creazione o rifazione di piattabande



21/85

INTERVENTI SU ORIZZONTAMENTI

1. ARCHI E VOLTE

2. SOLAI IN LEGNO

3. SOLAI IN FERRO

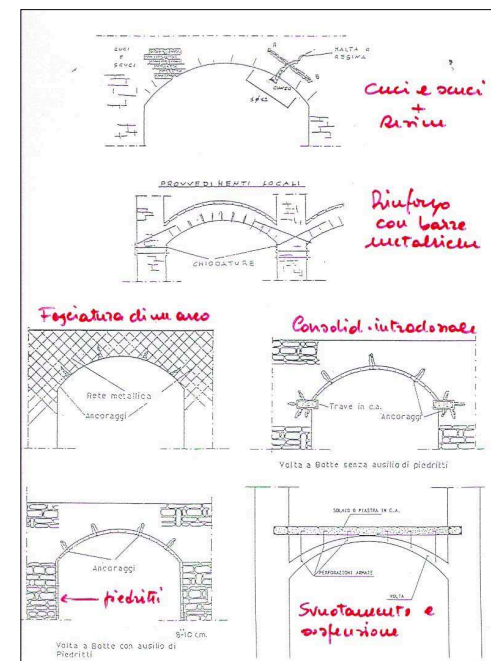
4. SOLAI IN CEMENTO ARMATO

22/85

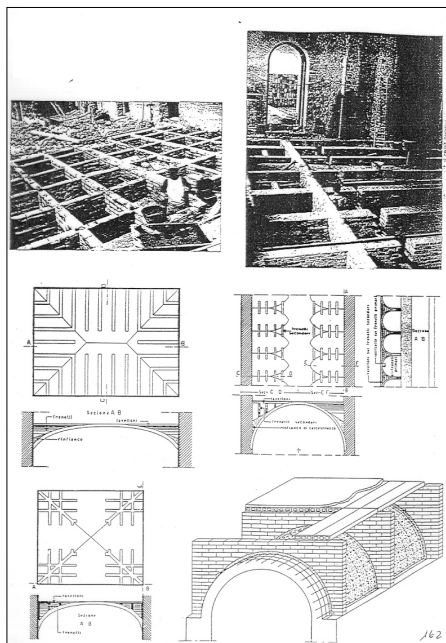
1 - Interventi su archi e volte

- interventi locali con "cuci e scuci"; ←
- resine epossidiche per piccole fessure ($1 \div 2$ mm);
- malta espansiva iniettata a pressione per fessure più grandi ($2 \div 4$ cm);
- rinforzo con barre metalliche; ←
- consolidamento intradossale o estradosale con cappa in c.a., eventualmente spruzzata ("spritzz beton"), armata con rete elettrosaldata;
- eliminazione della spinta a mezzo catene metalliche; ←
- alleggerimento dei rinfianchi con costruzione di rinfianchi cellulari;
- svuotamento della volta con costruzione di un nuovo solaio; ←
- sospensione a strutture soprastanti;
- fasciatura dell'arco a mezzo struttura reticolare metallica;

23/85



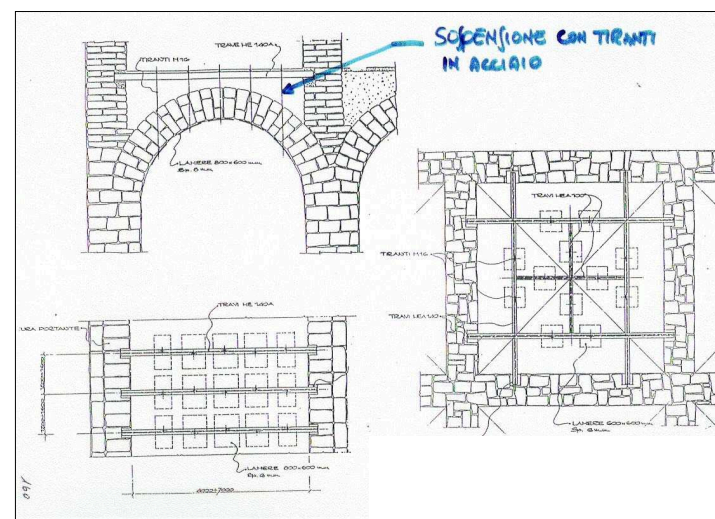
24/85



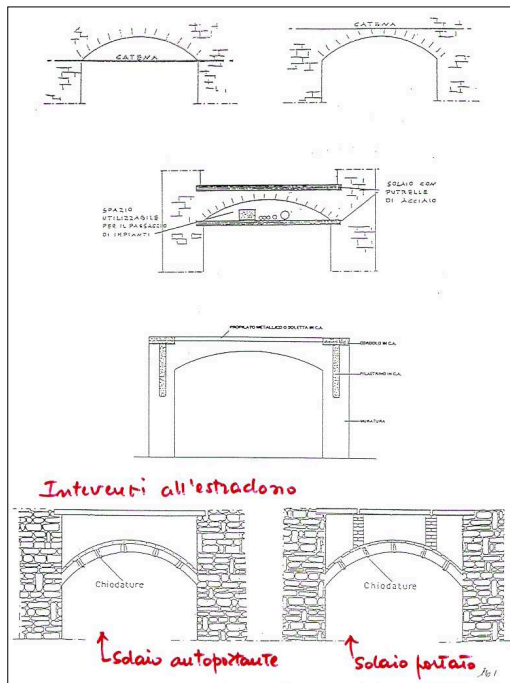
Alleggerimento delle volte

25/85

Sospensione ad altre strutture sovrastanti



26/85

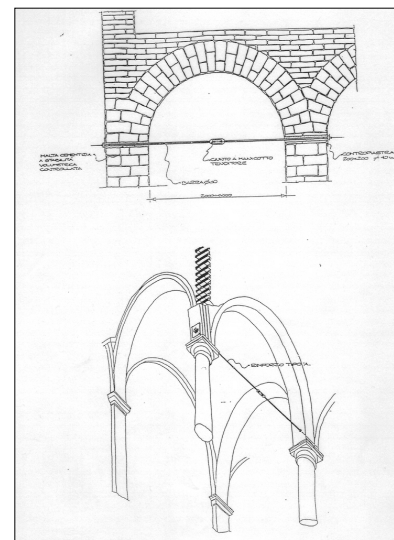


L'eliminazione delle spinte con catene a diversi livelli

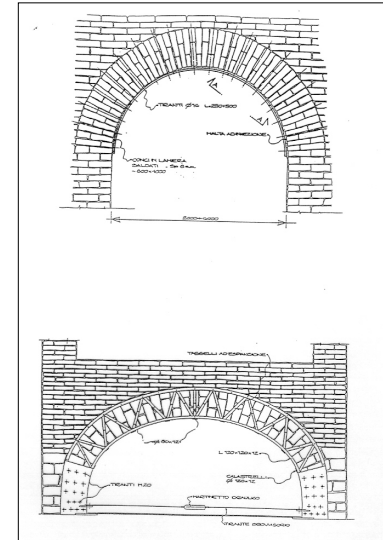
I consolidamenti estradosso con controsolette

27/85

L'assorbimento delle spinte con catene esterne



Fasciatura di archi con sistemi reticolari di acciaio



28/85

CARATTERISTICHE TIPICHE DI DISSESTO:

- rilevanti deformazioni viscosi della struttura principale e di quella secondaria, che costringe all'impiego di pesanti strati di riempimento (caldane);
- elevato rischio di degrado biologico per effetto dell'umidità, microrganismi, ecc.;
- facile degrado delle condizioni di vincolo dovuto alle vibrazioni ed alla putrefazione delle testate delle travi lignee;
- perdita di connessione tra le travi e gli strati di riempimento;
- eccesso di deformabilità;
- fessurazione longitudinale delle travi;
- fessurazione nel piano del solaio in direzione parallela alle travi per mancanza di rigidità in direzione trasversale;
- dissesto delle selle di appoggio nei muri portanti a causa dello scarico concentrato del solaio;

PRATICA CORRENTE

- accoppiamento delle travi lignee con di profili metallici;
- inserimento di profili metallici con la funzione di costituire una struttura mista;
- introduzione di una o più travi trasversali al disotto del solaio con funzione di rompitratto;
- irrigidimento del tavolato mediante elementi lignei o metallici;
- aggiunta di chiavard, piatti e angolari metallici per interventi localizzati;
- interventi con resine epossidiche;

2 - Interventi sui solai in legno

29/85

Un solaio in legno del settecento "incartato"



L'orditura minuta sottostante serve a sostenere le tele (in incannucciata)

30/85

Nonostante l'apparente degrado le travi in legno sono risultate in buono stato di conservazione



31/85



I dissesti più frequenti riguardano la struttura secondaria (panconcelli): ampie deformazioni, rotture in mezzzeria, perdita di appoggio

32/85

Lo smontaggio di un solaio di copertura in legno



33/85

Le travi in legno sono in ottime condizioni. Qualche degrado (marciume) solo alle testate (che sono state tagliate)



34/85

I panconcelli mostrano spesso le estremità rovinate



35/85

Si risagomano gli alloggiamenti delle travi per inserire i nuovi elementi in acciaio



E' preferibile rispettare il passo originario delle travi del vecchio solaio

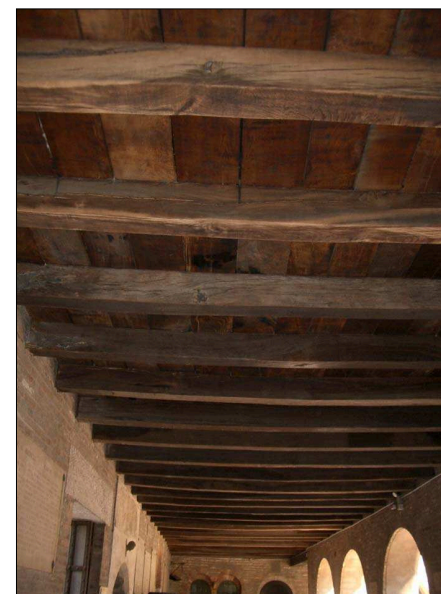
36/85



Le perdite d'acqua nella zona dei servizi hanno causato il marciume dei panconcelli, che sono in parte "scomparsi" nelle zone di appoggio



37/85



Un solaio in legno dell'Italia centrale

Le travi sono squadrate e l'orditura secondaria è realizzata con tavole

38/85

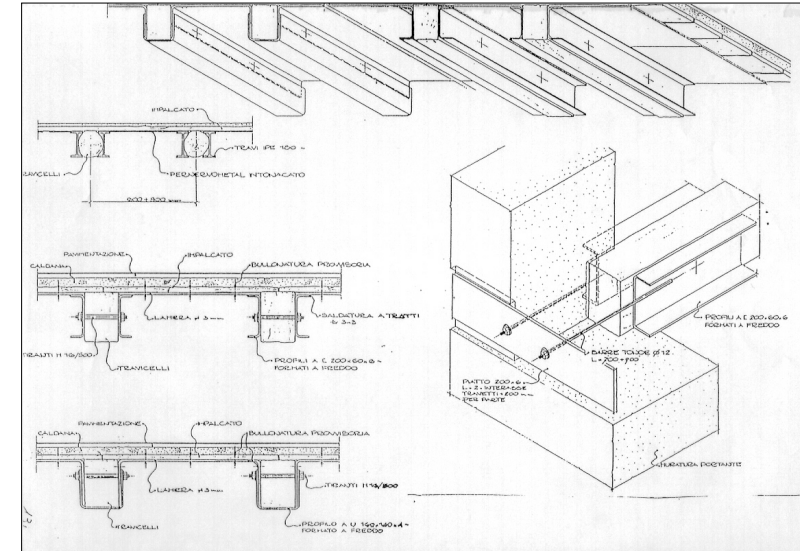
L'appoggio su muratura di mattoni pieni non richiede particolari provvedimenti di ripartizione



La piattabanda in calcestruzzo è moderna

39/85

Accoppiamento di profili in acciaio alle travi lignee

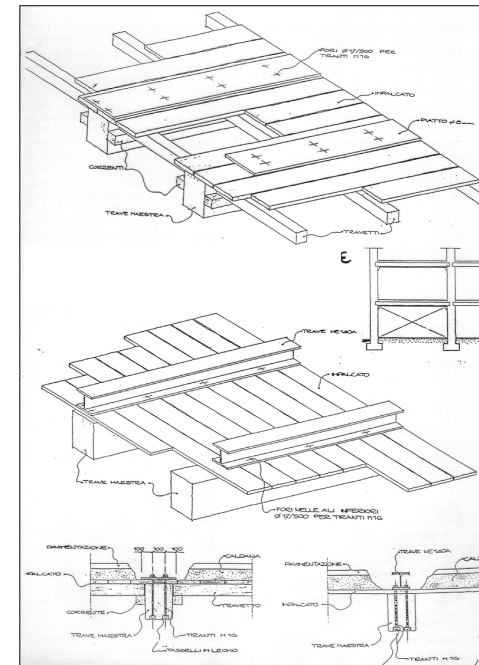


40/85

Rinforzo di trave lignea con guanciali in legno chiodati ed incollati



41/85



Consolidamento
estradossole con
piatti o profili in
acciaio

Si realizza una struttura mista

42/85



Trave di tetto con testata ammalorata



Risanamento con sostituzione della parte marcita con protesi lignea incollata con barre di acciaio

47/85

CARATTERISTICHE TIPICHE DI DISSESTO:

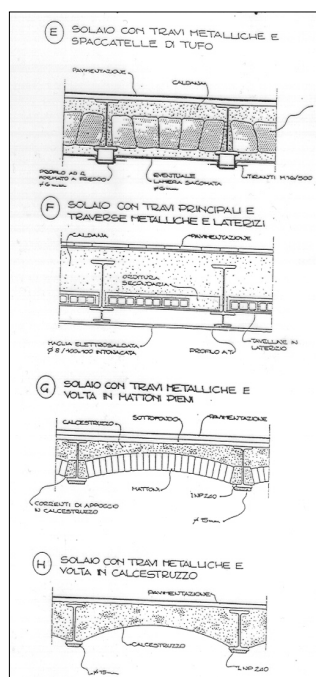
- degrado delle travi metalliche dovuto a corrosione;
- degrado delle condizioni di vincolo dovuto a vibrazioni e a carichi ripetuti;
- perdita di connessione tra le travi e gli strati di riempimento;
- eccesso di deformabilità;
- fessurazione nel piano del solaio in direzione parallela alle travi per mancanza di rigidità in direzione trasversale;
- dissesto delle selle di appoggio nei muri portanti a causa dello scarico concentrato del solaio;

PRATICA CORRENTE

- inserimento di elementi aggiuntivi saldati allo scopo di incrementare la sezione resistente delle travi;
- introduzione di una o più travi trasversali al di sotto del solaio con funzione di rompitratto;
- getto di una soletta integrativa in c.a. armata con rete elettrosaldata;

3 - Interventi sui solai in acciaio

48/85



Consolidamento intradossale di solai in ferro con aggiunta di piatti o profili in acciaio saldati alle travi esistenti

49/85

CARATTERISTICHE TIPICHE DI DISSESTO:

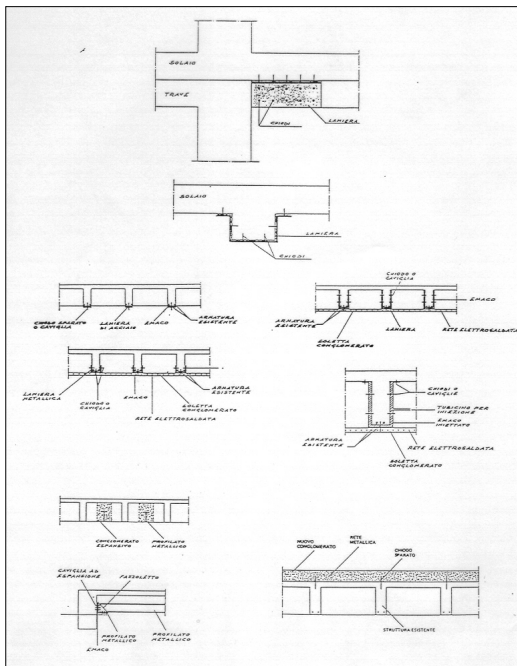
- degrado fisico-chimico del conglomerato;
- corrosione delle armature;
- espulsione del copriferro;
- fessurazioni nel piano del solaio in direzione parallela ai travetti;
- eccesso di deformabilità;

PRATICA CORRENTE

- impiego di resine per la sigillatura delle lesioni;
- ricostituzione del copriferro;
- getto di una soletta estradossale integrativa;
- placcaggio con elementi metallici;

4 - Interventi sui solai in c.a.

50/85



Rinforzo dei travetti
in cls con lamiere
sottili sagomate e
chiodate

Realizzazione di
controsolette armate

Aggiunta di travi
parallele ai travetti
nei vuoti dei laterizi

51/85

L'EDIFICIO DEVE COMPORTARSI COME UNA STRUTTURA SPAZIALE
AVENTE COMPORTAMENTO SCATOLARE OSSIA IN CUI GLI
ELEMENTI RESISTENTI VERTICALI (PARETI) RISULTANO BEN
COLLEGATI TRA LORO.

PER UNA EFFICACE RIPARTIZIONE DELLE AZIONI ORIZZONTALI
DOVUTE AL SISMA ONDULATORIO E' NECESSARIO CHE I SOLAI
RISULTINO BEN COLLEGATI ALLE PARETI PORTANTI ED ABBIANO
UNA ADEGUATA RIGIDEZZA NEL PROPRIO PIANO

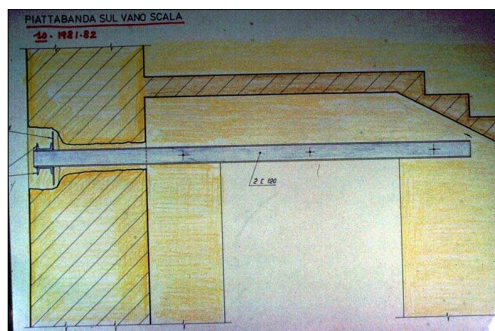
SONO IPOTIZZABILI PERTANTO I SEGUENTI INTERVENTI TESI A
RIPORTARE EDIFICI DI I E II CLASSE AD EDIFICI DI III CLASSE:

- INSERIMENTO DI CATENE PER IL COLLEGAMENTO DELLE PARETI
- INSERIMENTO DI CORDOLI ORIZZONTALI A LIVELLO DI SOLAIO
- IRRIGIDIMENTO DEI SOLAI NEL PROPRIO PIANO
- COLLEGAMENTI DI SOLAI ALLE PARETI
- RINFORZI DELLE FASCE DI PIANO

E' INOLTRE NECESSARIO ELIMINARE, O ALMENO RIDURRE, LE
SPINTE CHE ELEMENTI, COME GLI ARCHI E LE VOLTE, RIPORTANO
SULLE MURATURE PORTANTI

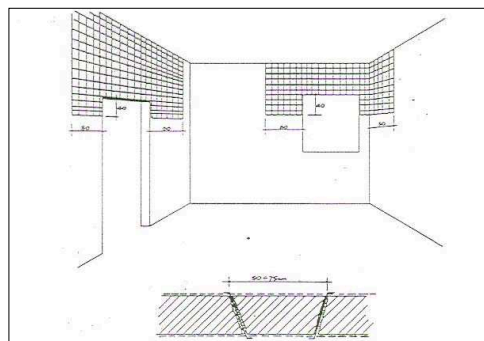
INTERVENTI PER
IL
MIGLIORAMENTO
E
L'ADEGUAMENTO
SISMICO

52/85



Incremento della
resistenza a flessione

Interventi sulla fasce
di piano

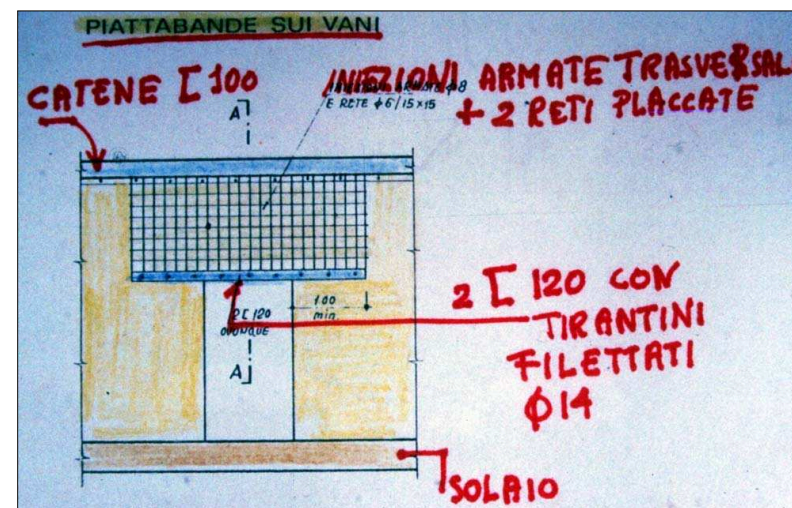


Incremento della
resistenza a taglio

53/85

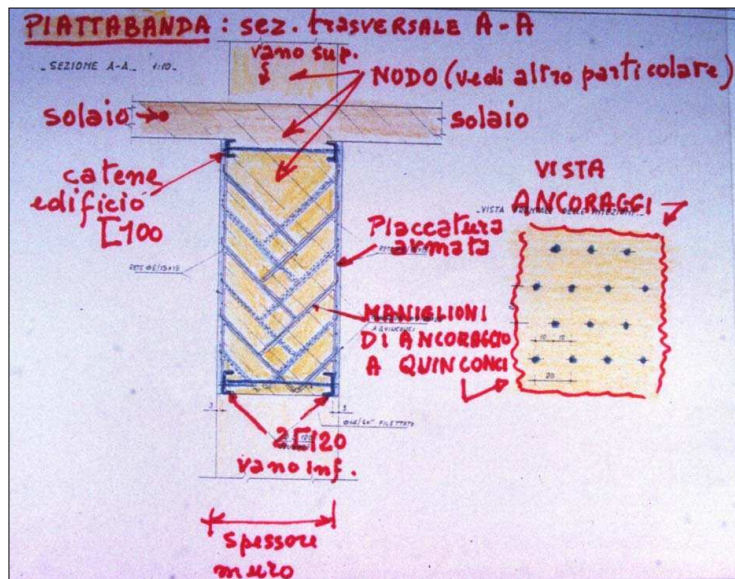
Interventi sulla fasce di piano

Incremento della resistenza a flessione e a taglio



54/85

Incremento della resistenza a flessione e a taglio



55/85

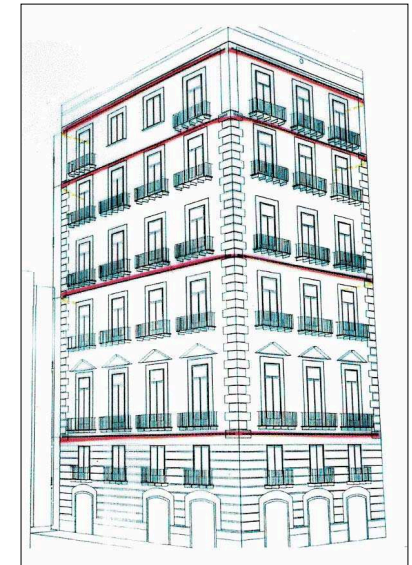
Inserimento di catene metalliche

SCOPI:

- mutuo collegamento delle pareti murarie di un edificio allo scopo di migliorarne il comportamento scatolare;
- miglioramento del collegamento tra le strutture orizzontali (soli o volte) e quelle verticali;
- riduzione o eliminazione della spinta di archi e volte;
- incremento degli sforzi di compressione nella muratura allo scopo di incrementarne la resistenza alle azioni di taglio;

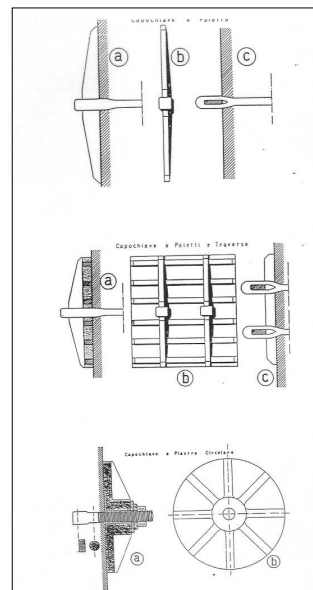
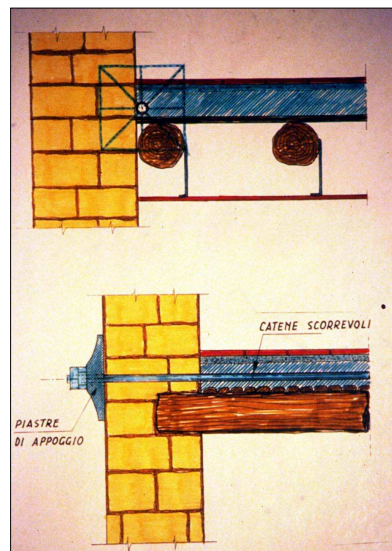
NOTE:

- l'uso delle catene è raccomandato con murature aventi resistenza abbastanza elevata;
- si raccomanda l'impiego di materiali aventi elevata rigidezza (acciai), allo scopo di ottenere il richiesto grado di coazione con spostamenti il più possibile ridotti;
- è sempre consigliabile una leggera pretensione degli elementi allo scopo di ottenere una soddisfacente collaborazione strutturale anche per piccoli valori del carico;
- notevole influenza della temperatura di posa in opera;
- facilità di installazione;

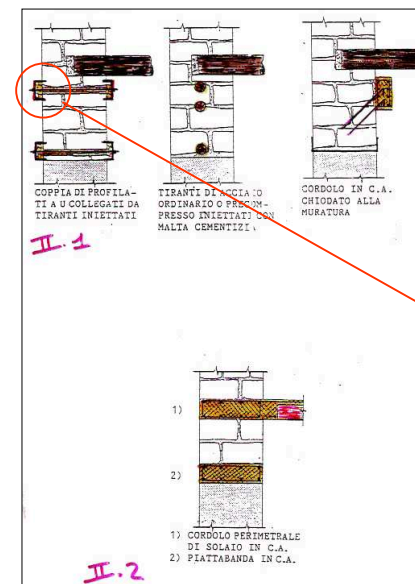


56/85

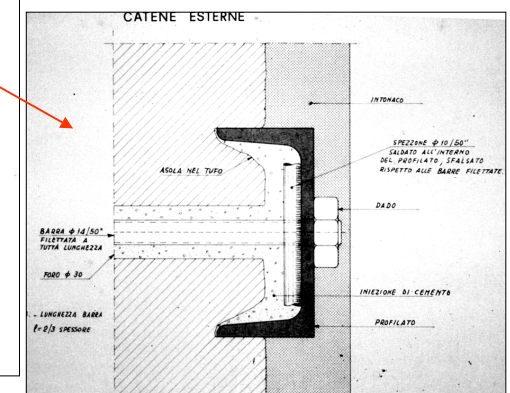
Catene scorrevoli



57/85

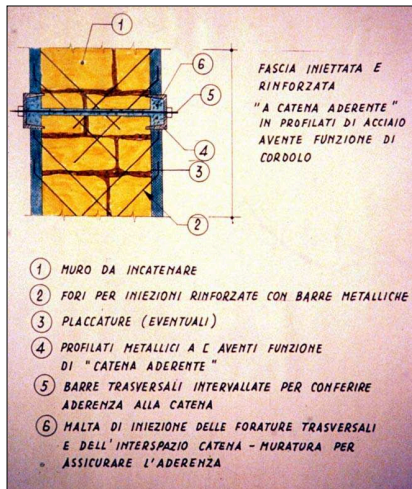


Catene aderenti e cordoli

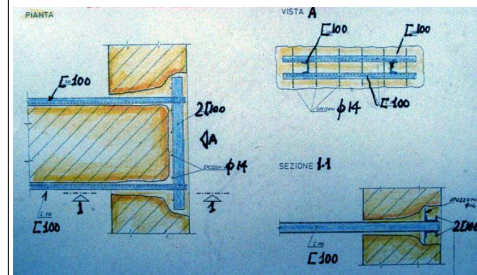


58/85

Catene aderenti con profilati in acciaio



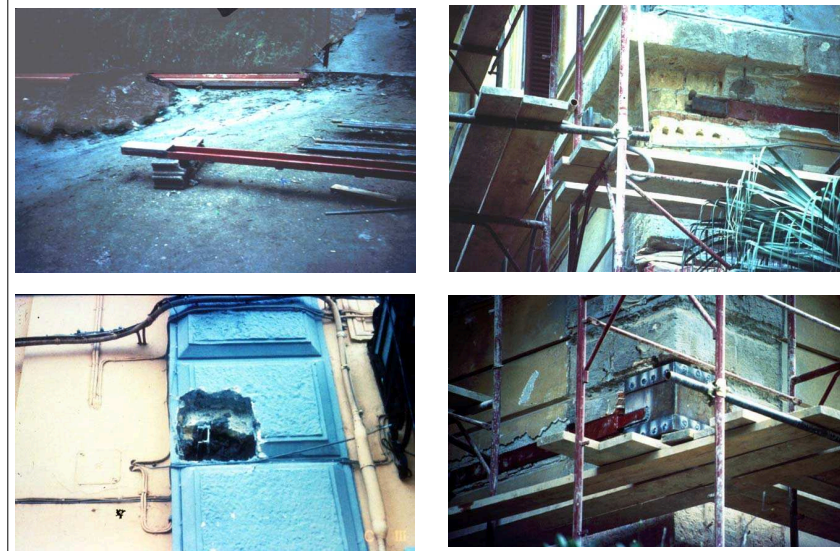
Ancoraggio terminale di catene di un muro trasversale



59/85

Catene aderenti con profilati in acciaio

Realizzazione in cantiere



60/85



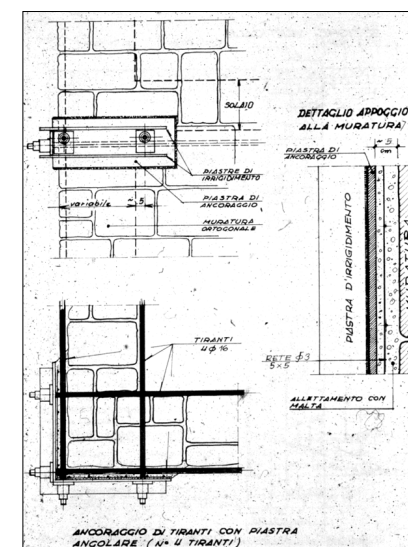
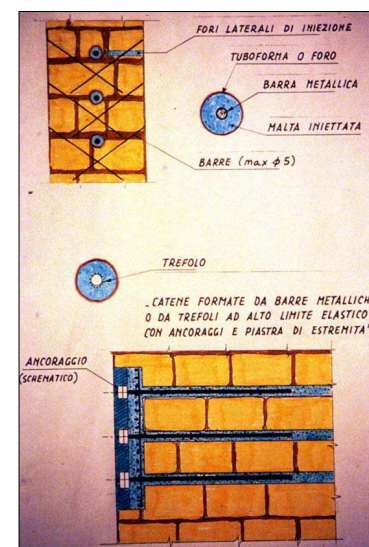
Catene aderenti con profilati in acciaio



Dettagli di ancoraggi terminali

61/85

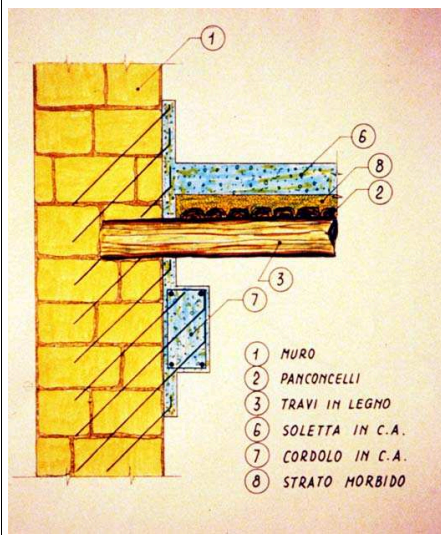
Catene aderenti con barre di acciaio o trefoli



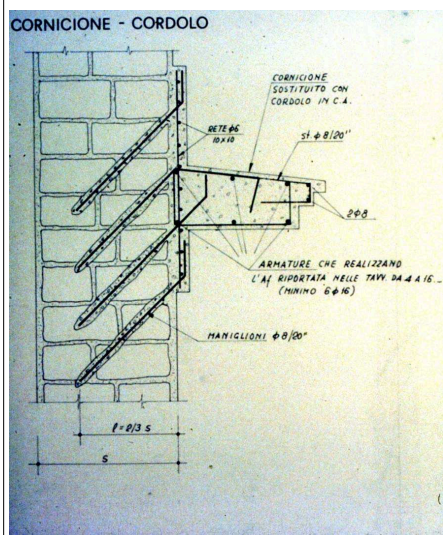
62/85

Catene aderenti e cordoli in c.a.

Per un solaio in legno

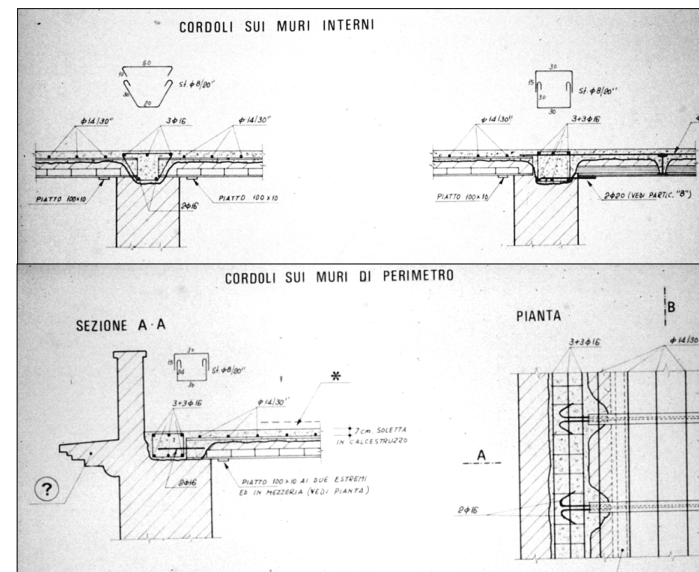


Al posto del cornicione



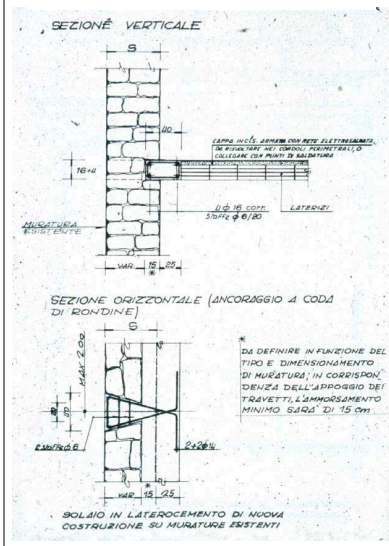
Catene aderenti e cordoli in c.a.

Solaio di copertura con travi in acciaio



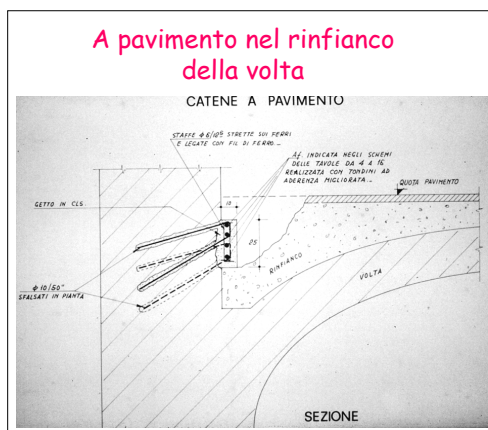
64/85

Per l'inserimento di un nuovo solaio in c.a.



Catene aderenti e cordoli in c.a.

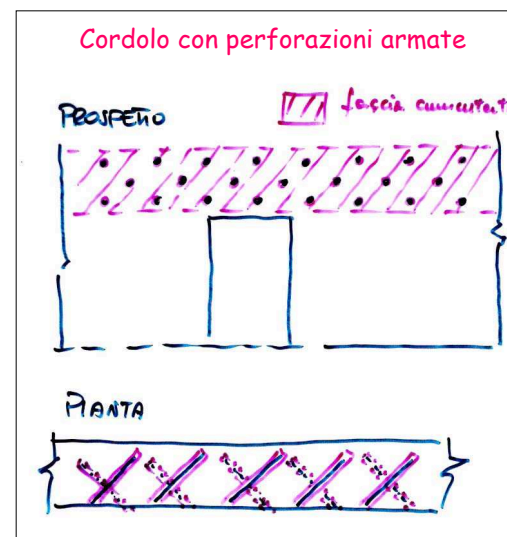
A pavimento nel rinfiacco della volta



65/85

Catene aderenti e cordoli

Cordolo con perforazioni armate



66/85

Insufficiente rigidezza
dello impalcato nel piano
(orizzontale)

Collegamento cattivo o
mancante tra i solai e le
pareti

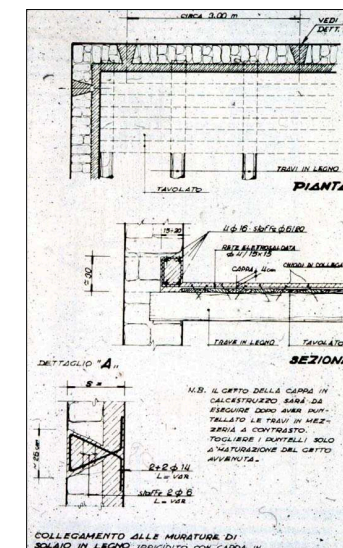
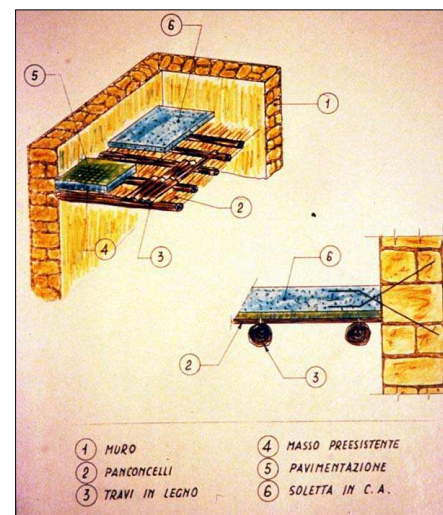
Solai in legno

Solaci in feno.

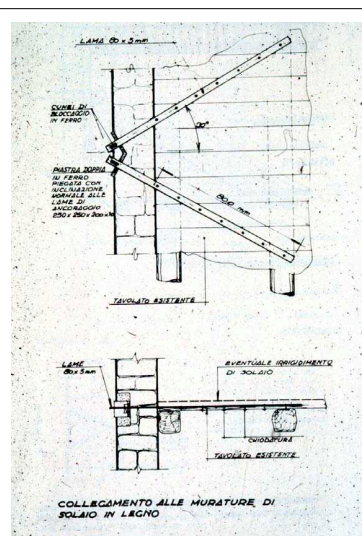
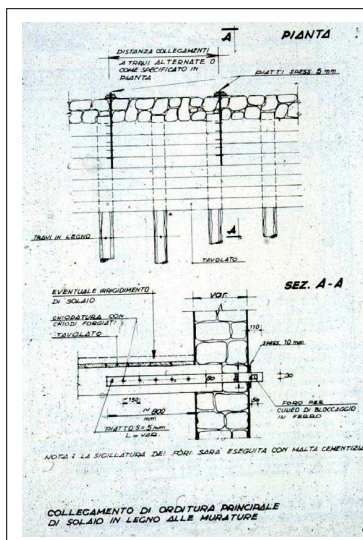


INTERVENTI

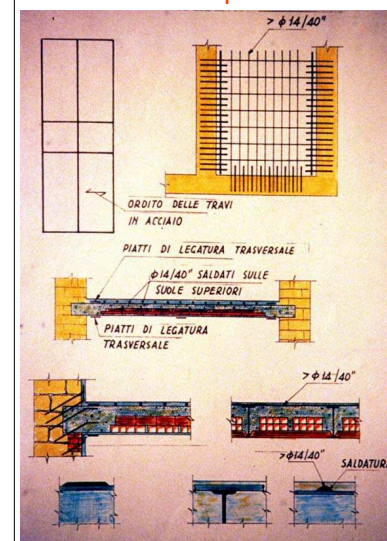
- 1) Costruzione di solletta in c.a. con appassioni a coda di rondine nelle murature.
- 2) Posizionamento di un telaio in acciaio collegato alle murature attraverso piastre metalliche ancorate in un cordolo esterno.



Interventi di irrigidimento e collegamento a secco per solai di legno

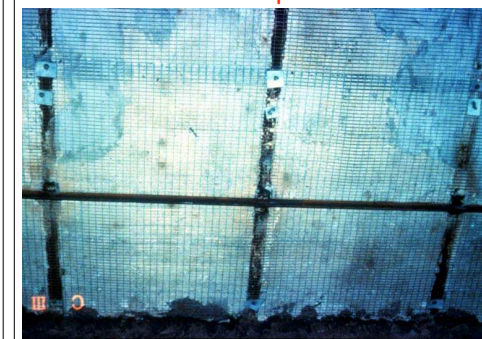


Soletta superiore



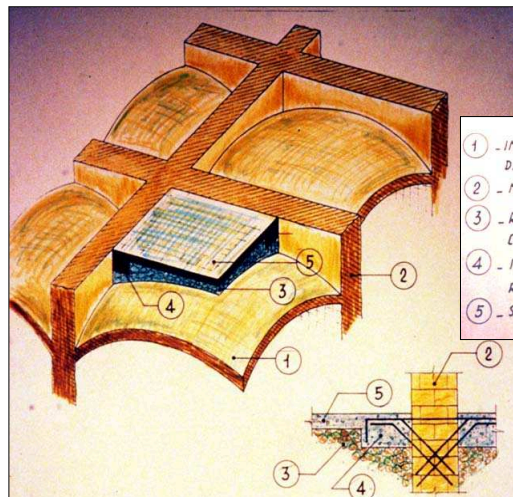
Realizzazione di solette o controsolette in c.a. per solai di acciaio

Soletta inferiore e piatti trasversali



Realizzazione di nuovo solaio in c.a. con cordoli al di sopra della volta

La volta viene alleggerita e sostiene solo il peso proprio



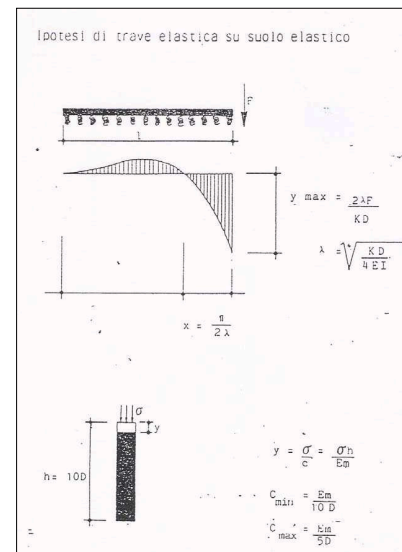
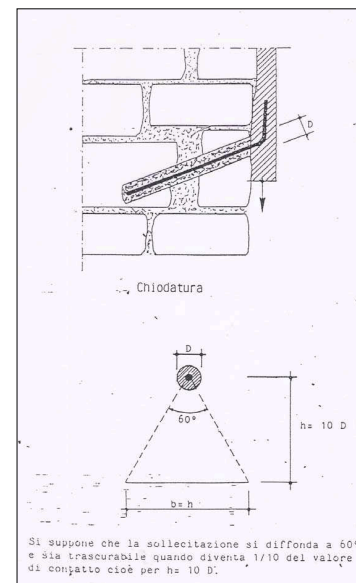
Le spinte si riducono e sono assorbite dal nuovo solaio che fa da tirante

- 1 - IMPALCATO DI UN EDIFICIO DELLA PRIMA CLASSE COSTITUITO DA VOLTE IN MURATURA
- 2 - MURI DELL'EDIFICIO
- 3 - RIEMPIMENTO PER COSTITUIRE SULLE VOLTE UN PIANO DI CALPESTIO ORIZZONTALE
- 4 - ISPESAMENTO PERIMETRALE DELLA SOLETTA IN C.A. PER RENDERE RIGIDO L'IMPALCATO
- 5 - SOLETTA IN C.A. ESTESA A TUTTO L'IMPALCATO

I cordoli collegano il solaio alla scatola muraria

71/85

La verifica delle chiodature soggette a taglio



72/85

INTERVENTI SULLE SCALE

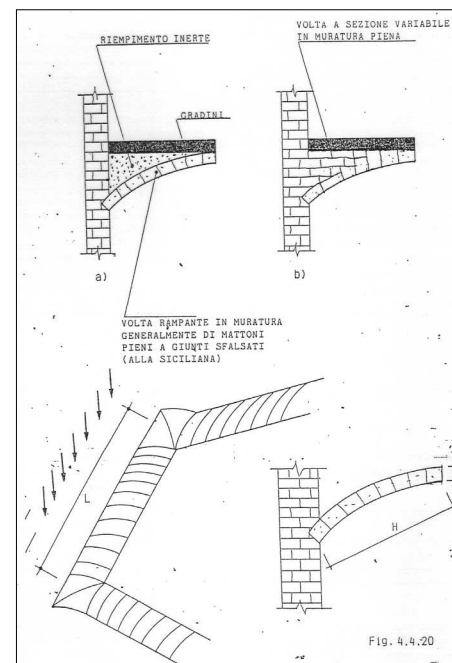
1. INSERIMENTO DI APPOSITE ARMATURE

2. REALIZZAZIONE DI UNO

SCHEMA A MENSOLA

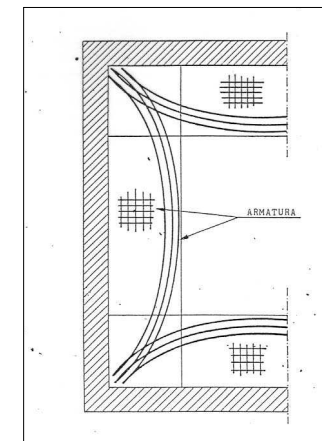
3. INSERIMENTO DI ELEMENTI

VERTICALI DI SOSTEGNO



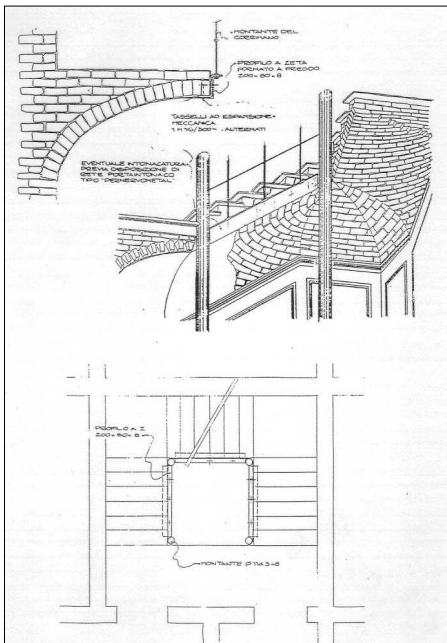
Consolidamento della scatola muraria

Inserimento di armature nelle zone tese all'intradosso delle rampe

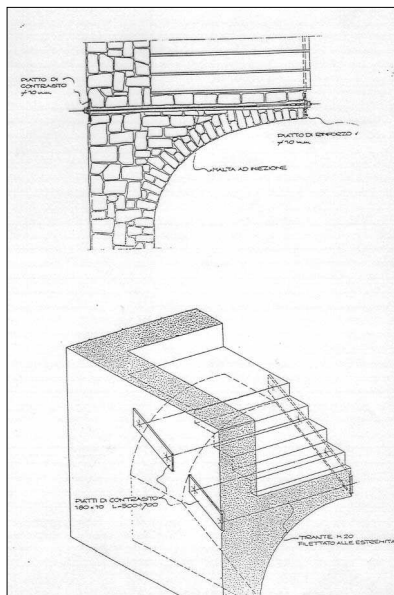


73/85

74/85



Modifica dello schema statico



75/85

INTERVENTI IN FONDAZIONE

1. SOTTOFONDAZIONI

2. RINFIANCHI

3. FONDAZIONI SU PALI

4. PLATEE

76/85

Interventi in fondazione

A) EDIFICI IN MURATURA

PRATICA CORRENTE

Situazioni tipo:

- 1) dissesto della muratura della fondazione
- 2) dissesto del terreno di fondazione

Nel caso 1) vengono applicati i provvedimenti usualmente previsti per il consolidamento delle strutture murarie;

Nel caso 2) (più comune) si possono applicare le seguenti procedure:

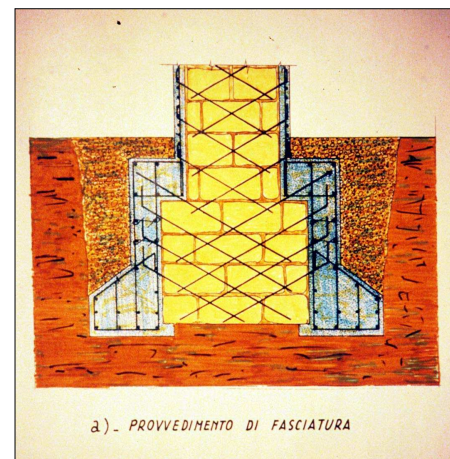
- sottofondazioni;
- allargamento della base;
- pali di fondazione;
- graticci di travi o platee in c.a.;
- consolidamento del terreno di fondazione;

NOTE:

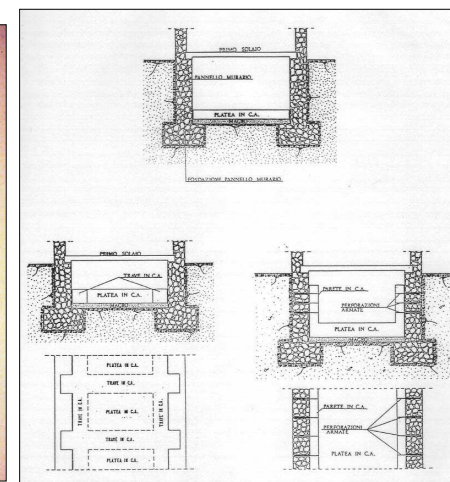
- si raccomanda un'adeguata messa in forza della nuova sottofondazione, a mezzo di cunei o di malte espansive;
- nell'esecuzione delle sottofondazioni si raccomanda di effettuare gli scavi alternativamente su porzioni di muratura piuttosto distanti fra di loro, allo scopo di limitare i problemi di assestamento della sovrastruttura;
- un allargamento della base fondale è spesso inefficace a causa degli spostamenti richiesti per la sua messa in carico; per tale ragione esso è consigliabile quando è previsto un incremento dei carichi applicati, nel qual caso è ragionevole attendersi assestamenti della sovrastruttura;
- quando si adottano pali di fondazione, è preferibile l'impiego di pali trivellati, allo scopo di evitare gli eccessivi scuotimenti sulla struttura dovuti all'infissione di pali battuti;
- si raccomanda nella costruzione delle sottofondazioni di non introdurre eccentricità rispetto all'area di impronta sul terreno;
- quando si costruiscono nuove fondazioni in c.a. si raccomanda di prestare attenzione al collegamento col le strutture esistenti;
- si raccomanda solitamente l'impiego di calcestruzzi espansivi o di resine epossidiche;
- si raccomanda di prestare attenzione alle opere di scavo in adiacenza alle fondazioni esistenti allo scopo di evitare assestamenti del terreno;

77/85

Allargamento della base d'appoggio: Fasciature - Travi - Platee

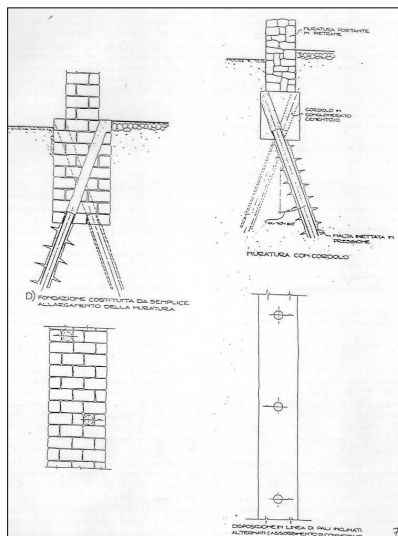


Interventi in fondazione

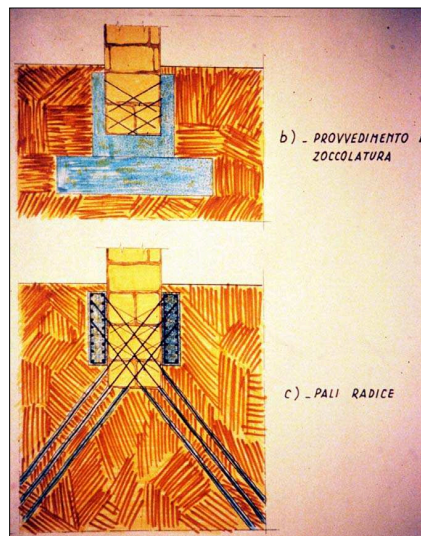


78/85

Interventi in fondazione



Sottofondazioni: Zoccolature - Inserimento di pali



79/85

I DISSESTI TIPICI DELLE CAPRIATE LIGNEE

- 1) Degrado delle testate (appoggio sulla muratura) per marcescenza o attacchi di insetti
- 2) Danni alla muratura di appoggio
- 3) Dissesti dei puntoni
- 4) Dissesti della catena
- 5) Rottura della connessione puntone-catena

80/85

Rinforzo della muratura d'appoggio

Utilizzo di piatti di acciaio chiodati alla muratura



Interventi e fotografie dell'ing. Lauriola et al.

81/85

Risanamento di catena lignea



La parte terminale ammalorata della catena è stata sostituita con protesi dello stesso legno collegata con sistema tradizionale a doppio dardo di giove.

Interventi e fotografie dell'ing. Lauriola et al.

82/85

Rinforzo del nodo puntone-catena con tiranti di acciaio di connessione



L'ancoraggio agli elementi lignei è realizzato con angolari incassati



Interventi e fotografie dell'ing. Lauriola et al.

83/85

Risanamento del nodo puntone-catena



Protesi lignea per la testata della catena incollata e collegata con barre di acciaio

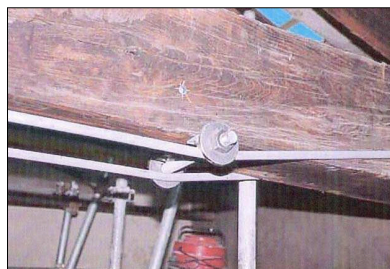


Protesi lignea dell'intero nodo con replica della connessione di carpenteria originale

Interventi e fotografie dell'ing. Lauriola et al.

84/85

Inserimento di nuovi tiranti in acciaio



I tondi metallici, messi in leggera tensione, assolvono il compito della catena lignea

I dispositivi di deviazione consentono l'ancoraggio dei tondi in testata



Il sistema di ancoraggio con angolare metallico "raccolge" lo sforzo trasmesso dal puntone

Interventi e fotografie dell'ing. Lauriola et al.

85/85