

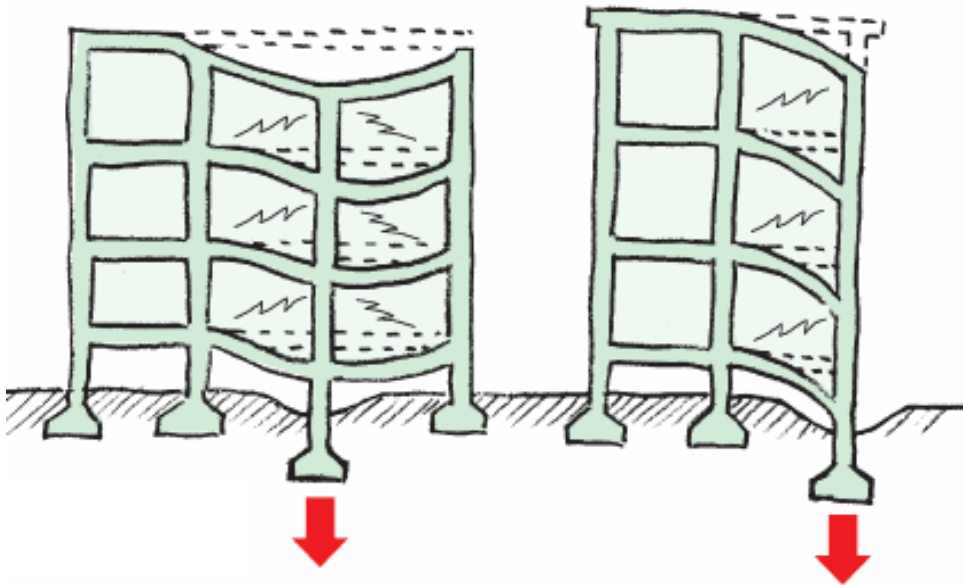


Ministero dell'Interno
Dipartimento dei Vigili del fuoco
del soccorso pubblico e della difesa civile



Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco

CORSO DI COSTRUZIONI, DISSESTI STATICI E PUNTELLAMENTI
(Appunti per i corsi a Vigile del Fuoco)





Premessa

La presente dispensa vuole rappresentare un supporto didattico per la formazione dei Vigili del Fuoco appena assunti e di approfondimento per i Vigili del Fuoco Qualificati, Esperti e Coordinatori. Il corso è pensato per una durata di cinque giorni (ossia 36 ore) e prevede sia periodi di formazione teorica (la mattina) in aula che di pratica (il pomeriggio), con un esame sia teorico che pratico. Il seguente schema dettaglia il programma settimanale delle lezioni:

Lunedì	Martedì	Mercoledì	Giovedì	Venerdì
<p>Teoria: Materiali da costruzione Azioni sulle costruzioni</p>	<p>Teoria: Tipologie costruttive (caratteristiche regionali in Italia e tipologie storiche) Teoria dei dissesti</p>	<p>Teoria: Dissesti statici (teoria ed esempi applicativi)</p>	<p>Teoria: Puntellamenti (posizionamento, scelte operative, criteri di scelta dei materiali e delle sezioni ...) Catene Cerchiature</p>	<p>Esame finale Prova pratica</p>
<p>Laboratorio: Illustrazione delle attrezzature per puntellamenti Isola puntellamento arco Isola puntellamento solaio Isola realizzazione puntello di sostegno Isola puntellamento parete</p>	<p>Laboratorio: Isola puntellamento arco Isola puntellamento solaio Isola realizzazione puntello di sostegno Isola puntellamento parete</p>	<p>Laboratorio: Isola puntellamento arco Isola puntellamento solaio Isola realizzazione puntello di sostegno Isola puntellamento parete</p>	<p>Laboratorio: Isola puntellamento arco Isola puntellamento solaio Isola realizzazione puntello di sostegno Isola puntellamento parete Test</p>	

Viste le funzioni attribuite ai Vigili del Fuoco dall'articolo 4 del D.Lgs. 217 del 2005, il Gruppo di Lavoro istituito dal Capo del C.N.VV.F. con lettera prot. 5276/corsi del 28/6/2006 per l'elaborazione dei programmi didattici relativi al Modulo di Costruzioni, ha ritenuto di dedicare ampia parte delle lezioni agli aspetti pratici.

Per eventuali chiarimenti o osservazioni, i componenti del G.D.L. sono:

I.A.E. dott. arch.	Cosimo ARGENTIERI	Area I D.C.F.
D.V.D. dott. ing.	Mario BELLIZZI	Comando di Avellino
D. dott. ing.	Ciro BOLOGNESE	Comando di Alessandria
D.V.D. dott. ing.	Ugo CAPITELLI	Comando di Napoli
D. dott. ing.	Raffaele CIMMINO	Direzione Regionale Molise
I.A. p.e.	Francesco DE MARTINO	Comando di Napoli
D. dott. ing.	Luca PONTICELLI	Area VII D.C.P.S.T. (Coordinatore)

Questa dispensa è stata redatta per un uso esclusivamente interno all'Amministrazione per l'espletamento dei corsi di costruzioni, dissesti statici e puntellamenti dei Vigili del Fuoco.

Si ringrazia il V.P. Antonio Mariniello del Comando VV.F. di Napoli per le vignette originali predisposte per il presente lavoro.

INDICE

1.	INTRODUZIONE	7
2.	I MATERIALI DA COSTRUZIONE	10
2.1	Il legno.....	10
2.1.1	Generalità	10
2.1.2	Caratteristiche fisiche del legno	11
2.1.3	Caratteristiche meccaniche del legno	13
2.1.4	Valori caratteristici	14
2.1.5	Collegamenti degli elementi in legno	14
2.1.6	Il legno lamellare	15
2.2	La pietra	17
2.2.1	Generalità	17
2.2.2	Proprietà delle rocce	17
2.2.3	Resistenza alle sollecitazioni	19
2.3	I laterizi	21
2.3.1	Generalità	21
2.3.2	Caratteristiche dei laterizi	21
2.3.3	Tipologia e dimensioni dei laterizi	22
2.4	Le malte	25
2.4.1	Generalità	25
2.4.2	Le calce aeree	25
2.4.3	Le calce idrauliche	26
2.4.4	Malte bastarde	26
2.4.5	Malte di gesso	26
2.4.6	Resistenza delle malte	27
2.5	Il calcestruzzo	28
2.5.1	Generalità	28
2.5.2	Requisiti dei componenti di malte e calcestruzzi	28
2.5.3	Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo	30
2.5.4	Il cemento armato	30
2.6	L'acciaio	32
2.6.1	Generalità	32
2.6.2	Classificazione degli acciai	32
2.6.3	Caratteristiche meccaniche	34
2.6.4	Collegamenti di elementi metallici	36
3.	AZIONI SULLE COSTRUZIONI	37
3.1	Introduzione	37
3.2	Generalità	37
3.3	Classificazione delle azioni	38
3.4	Pesi propri dei materiali strutturali	39

3.5	Carichi e sovraccarichi	39
3.5.1	Carichi permanenti.....	40
3.5.2	Sovraccarichi variabili.....	40
3.6	Carico da neve	41
3.6.1	Carico neve al suolo.....	41
3.6.2	Esempio	42
3.7	Azioni del vento	43
3.8	Azione sismica	44
3.9	Variazioni termiche	45
3.10	Incendi, esplosioni ed urti	46
3.10.1	Incendi.....	46
3.10.2	Esplosioni.....	46
3.10.3	Urti.....	46
4	SOLLECITAZIONI INDOTTE	47
4.1	Generalità	47
4.2	Azione normale	48
4.2.1	Carico di punta	49
4.3	Flessione	50
4.4	Pressoflessione	51
4.5	Taglio	52
4.6	Torsione	53
5.	EDIFICI IN MURATURA	54
5.1	Introduzione	54
5.2	Le murature: caratteristiche e funzioni	61
5.2.1	Denominazione e tipi di muri.....	61
5.3	Tecnologia dei vari tipi di murature	63
5.3.1.	Murature in pietrame a secco.	63
5.3.2.	Murature di pietra.....	64
5.3.3	Murature di mattoni.....	70
5.3.4.	Murature portanti o strutturali per zone non sismiche	71
5.3.5.	Murature portanti o strutturali per zone sismiche	72
5.4	Malte	73
5.5	Bagnatura dei laterizi	73
5.6	Sfalsamento dei giunti verticali	73
5.7	Spessore dei muri di mattoni e pezzi speciali	74
5.8	Angoli e incroci di muri portanti.....	76
5.9	Murature di mattoni a faccia vista.....	78
5.10	Il collegamento dei muri e dei solai	79
5.11	Murature di mattoni per tamponamenti e divisioni.....	80
6	IL CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO	81
6.1	Fondamenti teorici	81

6.2	I materiali utilizzati	82
6.3	La tecnologia	83
6.4	Sistema ad armatura pre-tesa	83
6.5	Sistema ad armatura post-tesa	85
6.6	Caratteristiche del sistema costruttivo	85
7	LA SOPRAELEVAZIONE DEI FABBRICATI	87
8	GLI EDIFICI IN CEMENTO ARMATO	89
9	GLI EDIFICI IN ACCIAIO	91
10	I SOLAI	94
10.1	Gli elementi costitutivi di un solaio	94
10.2	Solai in legno	95
10.3	Solai in ferro	95
10.3.1	Solai in ferro con voltine	96
10.3.2	Solai in ferro con tavelloni	96
10.3.2	Solai in ferro con tavelloni	97
10.3.3	Solai in lamiera grecata	98
10.4	Solai in laterocemento	99
10.4.1	Solai gettati in opera	99
10.4.2	Solai a travetti prefabbricati e blocchi in laterizio interposti	100
10.4.3	Solai con lastre in c.a. (altrimenti dette "predalles") e blocchi di alleggerimento .	101
10.4.4	Solai a pannelli prefabbricati	102
10.4.5	Solai tipo "SAP"	103
10.5	Solai in cemento armato	104
10.5.1	Solai in c.a. a soletta piena	104
10.5.2	Solai alveolari (o alveolati)	105
11	LE SCALE	106
11.1	Le scale a soletta rampante	106
11.2	Le scale con travi a ginocchio e gradini a sbalzo	107
11.3	Scale in acciaio	107
11.4	Scale con gradini a sbalzo	108
11.5	Scala su volta rampante	108
12	LE COPERTURE	109
12.1	Aspetti generali	110
12.2	Materiali	113
13	LE FONDAZIONI	114
13.1	L'elemento costruttivo fondazione	114
13.2	Il terreno di fondazione	114
13.3	Classificazione delle fondazioni	115
13.4	Le fondazioni in muratura	117
13.5	Fondazione su plinti isolati	118
13.6	Fondazione con travi rovesce	119

13.7	Fondazione con incrocio di travi rovesce	120
13.8	Fondazione a platea	121
13.9	Fondazioni discontinue su pali	122
13.10	Fondazioni continue su pali	123
13.11	Fondazioni continue per strutture in acciaio	124
14	ARCHI E VOLTE	125
14.1	L'elemento costruttivo arco	125
14.2	Funzionamento dell'arco	127
14.3	Dimensionamento	128
14.4	L'elemento costruttivo volta	129
15	LE OPERE DI SOSTEGNO	130
15.1	La spinta delle terre	130
15.2	Le opere di sostegno	132
15.3	Le verifiche dei muri di sostegno	134
16	I DISSESTI STATICI DELLE COSTRUZIONI	136
16.1	Teoria delle fessurazioni	136
16.2	Dissesti dei solai	138
16.3	Dissesti delle coperture a falda	143
16.4	Dissesti da cedimento o da eccessiva deformabilità strutturale	144
16.5	Dissesti di archi e volte	147
16.6	Dissesti da sisma	148
	16.6.1 Il terremoto: nomenclatura e genesi	148
	16.6.3 Le caratteristiche dei fabbricati in muratura in zona sismica	159
	16.6.4 Altri effetti del sisma	162
	16.6.5 Esempi di dissesti post sisma	163
16.7	I dissesti dovuti alle frane	169
16.8	Il comportamento al fuoco dei materiali	171
17	LE OPERE PROVVISORIALI NEL SOCCORSO TECNICO URGENTE	173
17.1	Aspetti generali	174
17.2	Puntelli	177
	17.2.1 Accorgimenti tecnici nell'utilizzo dei puntelli	183
	17.2.2 Esempi applicativi	186
17.3	Dettagli costruttivi dei puntellamenti in legno	187
17.4	Tiranti	200
17.5	Cerchiature	203
	17.5.1 Esempio applicativo	205
17.6	Demolizioni	206

1. INTRODUZIONE



Volendo utilizzare una similitudine per definire i compiti dei Vigili del Fuoco nell'ambito delle operazioni di soccorso tecnico urgente in presenza di dissesti statici si può dire che:

“i Medici di primo intervento stanno ai feriti come i Vigili del Fuoco stanno ai fabbricati dissestati”: insomma ci si deve preoccupare solo di non far morire il paziente demandando agli specialisti il compito di curarlo e di rimetterlo in sesto.

In buona sostanza, non è compito dei Vigili del Fuoco suggerire le tecniche di ripristino della piena funzionalità dei manufatti dissestati ma operare “...al fine di salvaguardare l'incolumità delle persone e l'integrità dei beni...” come ribadito dall'art. 24 del D.Lgs. 8/3/2006 n. 139 (*Riassetto delle disposizioni relative alle funzioni ed ai compiti del C.N.VV.F., a norma dell'articolo 11 delle Legge 29/7/2003 n. 229*). L'operato dei Vigili del Fuoco sarà sempre rivolto al conseguimento di tali obiettivi tenendo conto dell'impossibilità di effettuare esami strutturali approfonditi (ma solo a vista) e del tempo spesso risicato di cui si dispone.



Il Capo Partenza (Capo Reparto, Capo Squadra o VP anziano), in quanto Responsabile delle operazioni di Soccorso (R.O.S.) dovrà pertanto provvedere ad intraprendere tutte quelle misure cautelative tese a tutelare la salvaguardia **delle persone e dei beni** “eliminando il pericolo” e demandando poi al Sindaco l'onere di intraprendere anche eventuali “provvedimenti contingibili ed urgenti al fine di prevenire ed eliminare gravi pericoli che minacciano l'incolumità dei cittadini” come prescritto all'articolo 54 del D.Lgs. 267/2000 “*Testo Unico delle leggi sull'ordinamento degli enti locali*”.



A titolo di esempio solo il Sindaco (o il Prefetto in caso di inadempienza del Sindaco) può dichiarare inagibile un edificio a seguito di una segnalazione da parte dei Vigili del Fuoco ed ordinarne lo sgombero in virtù di quanto prescritto nell'articolo 54 del D.Lgs. 267/2000.

A titolo di chiarimento si richiama l'articolo 24 del D.P.R. 380 del 6/6/2001 “*Testo Unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia*” in base al quale il

certificato di agibilità attesta la sussistenza delle condizioni di sicurezza, igiene, salubrità, risparmio energetico degli edifici e degli impianti negli stessi installati, valutate secondo quanto dispone la normativa vigente. Esso è rilasciato dal Sindaco e pertanto la dichiarazione di inagibilità (o agibilità) spetta all'Autorità Comunale e non ai Vigili del Fuoco.



Il fatto che lo sgombero di un fabbricato possa essere ordinato esclusivamente dal Sindaco (o dal Prefetto in caso di inadempienza) non deve indurre dubbi sulle operazioni da intraprendere da parte dei Vigili del Fuoco nel caso essi individuino delle situazioni di pericolo imminente per la pubblica e/o privata incolumità. Il R.O.S. VV.F. nel caso dovesse ravvisare

la necessità di far evacuare un manufatto per un pericolo imminente ha il dovere di adoperarsi affinché ciò avvenga senza indugio e senza danni alle persone avvisando contestualmente l'Autorità Comunale e tutti gli Enti interessati da un simile intervento di protezione civile: Forze Armate, Forze di Polizia, Croce Rossa... All'arrivo del Sindaco (o suo delegato) sul posto il tecnico dei VV.F. si metterà a sua disposizione per la direzione ed il coordinamento dei servizi di soccorso e di assistenza alla popolazione. Ciò è sancito dalla Legge 24 febbraio 1992 n. 225 "Istituzione del servizio nazionale di protezione civile" all'articolo 15. L'applicabilità di tale Legge al caso in esame



è suffragata dalla definizione di intervento di protezione civile data al comma 1 dell'articolo 2: *"eventi naturali o connessi con l'attività dell'uomo che possono essere fronteggiati mediante interventi attuabili dai singoli enti e amministrazioni competenti in via ordinaria"*. La direzione delle operazioni tecniche di soccorso resta ai Vigili del Fuoco fintanto che sussistono le condizioni di urgenza e passano poi al Sindaco al cessare delle medesime. Per tale motivo, una volta sgomberato il manufatto ed effettuate le operazioni di salvaguardia urgenti dei beni (spicconature o puntellamenti o delimitazione delle aree interessate da eventuali crolli) i Vigili del Fuoco cessano il loro intervento mettendosi a disposizione del Sindaco. Eventuali materiali per l'effettuazione delle operazioni di messa in sicurezza saranno richiesti all'Autorità Comunale che, qualora ne fosse sprovvista, provvederà a rivolgersi al Prefetto. Ogni Comune che ha implementato una propria struttura di protezione civile è in grado di rintracciare un Tecnico Reperibile ventiquattro ore su ventiquattro sul suo territorio.

Altro dubbio da fugare in caso di intervento dei Vigili del Fuoco è la violazione di domicilio a seguito di operazioni di soccorso. Molto spesso, infatti, capita di essere costretti a rompere i catenacci di cancelli o altre chiusure per intervenire in proprietà interessate da incendi o altro.

Per il domicilio, tutelato dall'articolo 14 della Costituzione e il cui reato di violazione è previsto nell'articolo 614 del Codice Penale, si può subito dire che l'articolo 54 del Codice Penale stabilisce che non è punibile del reato "*... chi ha commesso il fatto per esservi stato costretto dallo stato di necessità di salvare sé o altri dal pericolo attuale di un danno grave alla persona ...*". Per tale motivo si chiarisce che in caso di intervento finalizzato alla salvaguardia della vita umana, bisogna entrare nella proprietà anche in assenza dei proprietari! Sarebbe improponibile la giustificazione di non aver potuto salvare una vita umana per il divieto di violare un domicilio!

2. I MATERIALI DA COSTRUZIONE

2.1 Il legno

2.1.1 Generalità

Il legno è stato uno dei primi materiali da costruzione ed ha rappresentato per l'uomo la possibilità di risolvere, per molti secoli, i più complessi problemi strutturali e di produrre una molteplicità di utensili ed oggetti indispensabili alla vita di ogni giorno.



Figura 2.1 Esempio di capriata in legno

Nel campo dell'architettura, il legno può essere elemento significante, oppure essere impiegato in modo da non apparire: c'è una grande differenza fra la casa nordica, dove muri, pareti, solai, coperture e rifiniture sono costruiti in legno, e la casa mediterranea, dove il legno è l'elemento portante dei solai, dei tetti, ma spesso non in vista, essendo preminente la struttura muraria in pietra o laterizio.

In Italia, quindi, il legno nelle costruzioni significa elemento per resistere agli sforzi di flessione (la trave), significa capriata per la coperture e soprattutto infissi di

porte e finestre.

Come materiale da costruzione, oltre agli innegabili pregi sopraelencati, il legno ha il grave difetto di una durata valutabile intorno ai 50-80 anni, a seconda delle condizioni di impiego; certamente molto poco rispetto alla durata secolare della pietra e dei laterizi. Essendo inoltre un materiale combustibile, il pericolo degli incendi ha costituito sempre una minaccia per le costruzioni in legno.

L'uso del legno nelle costruzioni, almeno in Italia, è venuto via via diminuendo con l'introduzione dell'acciaio prima e del cemento armato poi; scompare quasi del tutto per i solai, resta ancora in determinate zone per le coperture.

Si è aperto altresì un nuovo campo di applicazione, dove il legno è materia prima: quello dei derivati (compensati, paniforti ecc.) essenziali in tanti settori dell'industria moderna.

Nel campo strutturale si avverte una certa ripresa

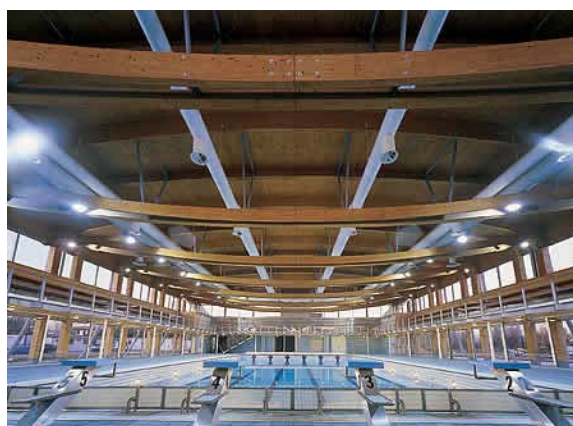


Figura 1.2 Copertura in legno lamellare

della utilizzazione del legno cosiddetto lamellare incollato, che permette la copertura di grandi luci con strutture portanti leggere, resistenti e, per le loro grosse sezioni, anche abbastanza inattaccabili dal fuoco. Con questa tecnica dei legni lamellari, resa possibile per le eccezionali proprietà adesive dei nuovi collanti, possono essere eliminati i gravi difetti del legno massello, quali le deformazioni da ritiro e le limitazioni dimensionali.

2.1.2 Caratteristiche fisiche del legno

Il legno impiegato nelle costruzioni si ricava dalla parte interna dei grossi fusti degli alberi. È un materiale con struttura complessa non omogenea che si comporta in modo diverso a seconda della direzione dello sforzo.

I fusti si formano per accumulo di anelli, ad ognuno dei quali corrisponde, in genere, un anno di vita della pianta. Negli anelli annuali si può distinguere una zona chiara più tenera, corrispondente alla stagione di accrescimento primaverile, ed una zona più scura e compatta, che si forma nella stagione autunnale, mentre nell'estate e nell'inverno l'accrescimento è praticamente nullo. Il fusto delle conifere è percorso da canali che contengono la resina (essenze resinose).

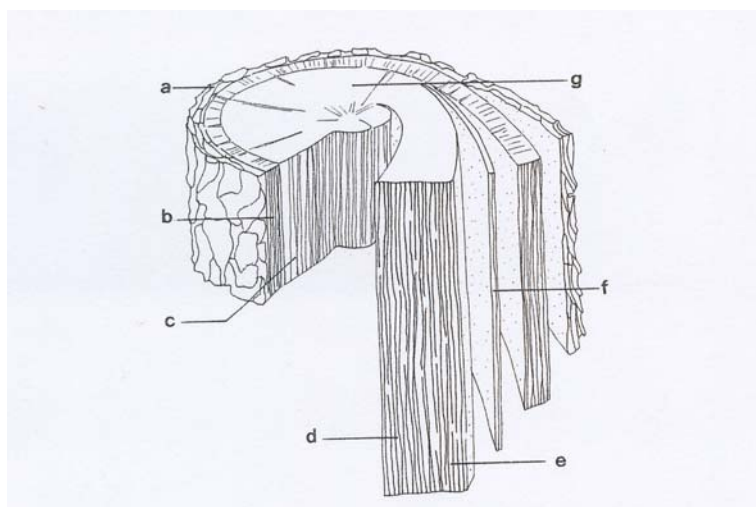


Figura 2.3 Sezioni del tronco:
a) corteccia esterna; b) corteccia interna; c) anelli di accrescimento; d) durame; e) albume; f) cambio; g) xilema

Da un punto di vista tecnologico bisogna fare attenzione ai seguenti difetti:

Imperfezioni di struttura:

- fusto incurvato;
- fusto cavernoso;
- fusto contorto;
- eccentricità del midollo;
- fibre sinuose e pieghettate ecc.

Danni provocati da vento, neve, errori nel taglio, trasporto, stagionatura:

- spacchi radiali, dovuti al gelo;
- fenditure longitudinali, che spesso si verificano dopo la riduzione in tavole, a causa di tensioni interne (i "cretti");
- deformazioni, dovute al ritiro durante la stagionatura.

Alterazioni prodotte da animali e funghi:

- cavernosità prodotte da parassiti (larve di insetti);
- marciume bianco e rosso, dovuto a funghi che attaccano il legno quando è mantenuto in luoghi molto umidi;
- tarlatura, da parte di insetti silofagi (il più comune è il capricorno della casa, poi il tarlo, formiche, vespe del legno e termiti).

Ogni pianta ha nei suoi tessuti una certa quantità di acqua, che in parte è libera nelle cavità cellulari ed in parte combinata con le sostanze costituenti i tessuti della pianta stessa. I tronchi tagliati esposti all'aria perdono la loro umidità e comincia così il processo di stagionatura, che è della massima importanza per il successivo impiego del legname. La stagionatura può essere naturale o artificiale.

La deformabilità del legno è in funzione del rapporto fra il ritiro radiale e quello tangenziale, che assumono valori diversi per le varie essenze; hanno una bassa deformabilità (circa 1,4-1,5) il noce, il mogano ed il castagno ed una deformabilità normale (1,6-2) il douglas, il teak, l'acero e l'olmo. Altri legni, come il larice, il faggio, il pioppo, l'abete e il leccio, hanno una deformabilità elevata, compresa fra 2 e 3.

Gli effetti combinati dei vari ritiri che subisce il legno possono portare su una tavola a deformazioni complessive che, qualora eccessive, la rendono inutilizzabile. Sono molto frequenti spacchi e fessurazioni, limitati spesso alle estremità delle tavole.

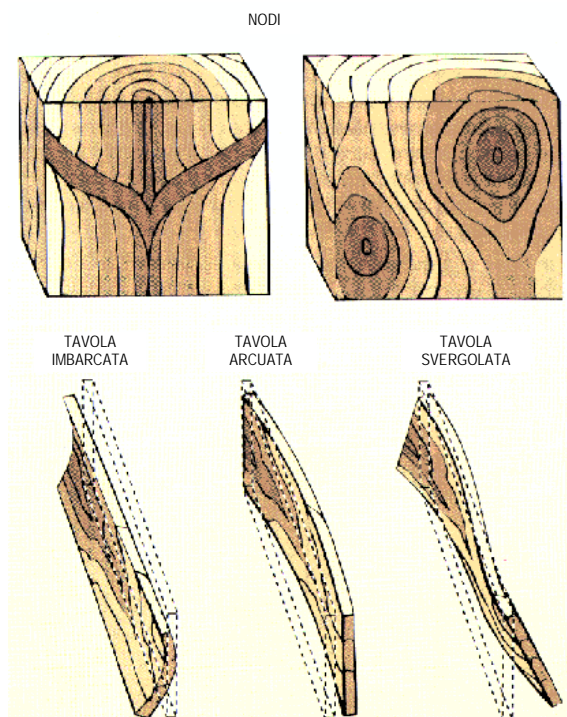


Figura 2.4 Difetti del legno

2.1.3 Caratteristiche meccaniche del legno

Le caratteristiche meccaniche del legno variano entro limiti amplissimi, che dipendono dall'essenza, dal peso specifico secco, dal grado di umidità, dalla direzione delle fibre rispetto alla sollecitazione e dai difetti del legno stesso (nodi, cipollature, ecc.). Le prove si effettuano su campioni ricavati da legno sano e senza difetti.

Compressione perpendicolare alle fibre. In questo caso i valori del carico di rottura sono molto inferiori a quello assiale; in genere si riducono ad un quinto, con variazioni notevoli in relazione al tipo di legno.

Compressione inclinata rispetto alle fibre. I valori del carico di rottura variano moltissimo in funzione dell'angolo di applicazione del carico.

Trazione. In generale la resistenza a trazione risulta più grande di quella a compressione (almeno doppia), sempre riferita parallelamente alle fibre; se si fa il rapporto fra il carico di rottura ed il peso specifico, si rileva che il legno lavora meglio dell'acciaio. Tuttavia la resistenza a trazione è notevolmente ridotta dalla presenza dei nodi e dalle irregolarità della fibratura.

Flessione. Una trave sottoposta a sollecitazione di flessione si deforma elasticamente, producendo sulle fibre interne uno sforzo di compressione ed uno di trazione. Nelle prove, la rottura avviene prima sul bordo compresso poi su quello teso. Le prove di rottura a flessione vengono effettuate su dei provini di altezza pari a 150 mm..

Fluage. Il legno sottoposto a flessione è soggetto al fenomeno del fluage (termine francese che indica un lentissimo scorrimento delle fibre del materiale nel tempo, nelle strutture sotto carico e caratteristico anche di altri materiali quali acciaio e calcestruzzo). Gli effetti del fluage nel legno si verificano con aumento notevole della freccia di inflessione, che dopo vari mesi risulta più che raddoppiata. È bene quindi apportare una discreta riduzione al carico di sicurezza per travi in legno inflesse, quando queste sono caricate con carichi permanenti.

Durezza. La durezza è una caratteristica importante per stabilire le difficoltà e le modalità di lavorazione del legno, che può essere spaccato, segato, forato, piallato, raspato, lisciato ecc. La durezza è funzione diretta del peso specifico e dell'età del legno, mentre diminuisce notevolmente con l'aumento dell'umidità.

<i>Molto duri</i>	<i>Duri o abbastanza duri</i>	<i>Mediamente duri</i>	<i>Teneri</i>	<i>Tenerissimi</i>
Ebano olivo	Acero Faggio Noce	Larice Mogano Castagno	Betulla Abete Ontano	Tiglio Pioppo Balsa

2.1.4 Valori caratteristici

La progettazione con elementi di legno strutturale o con prodotti a base di legno per uso strutturale richiede la dichiarazione dei valori caratteristici di resistenza che costituiscono il “profilo caratteristico” del prodotto considerato.

L’attuale normativa italiana prevede una doppia classificazione:

- la prima tiene conto dei difetti del legno e attribuisce, sulla base delle valutazioni effettuate, la “classe” di appartenenza;
- la seconda tiene conto dell’essenza e della classe di appartenenza ed assegna i valori caratteristici per i diversi tipi di legname considerati nella norma.

Valori caratteristici (secondo la norma UNI 11035)							
Proprietà	Classe	Abete			Larice		
		S1	S2	S3	S1	S2	S3
Flessione (N/mm ²)		2.9	2.3	1.7	4.2	3.2	2.6
Trazione parallela alle fibre (N/mm ²)		1.7	1.4	1.0	2.5	1.9	1.6
Trazione perpendicolare alle fibre (N/mm ²)		0.04	0.04	0.04	0.06	0.06	0.06
Compressione parallela (N/mm ²)		2.3	2	1.8	2.7	2.4	2.2
Compressione perpendicolare (N/mm ²)		0.29	0.29	0.29	0.4	0.4	0.4
Taglio (N/mm ²)		0.3	0.25	0.19	0.4	0.32	0.27
Massa volumica media (kg/m ³)		415	415	415	600	600	600

Nella figura a lato viene riportata un’esemplificazione delle sollecitazioni di cui sopra:

- A: compressione parallela alla fibra; B: compressione perpendicolare alla fibra; C: compressione a 45°; D: taglio radiale o trasversale; E: taglio longitudinale; F: trazione parallela alla fibra; G: trazione perpendicolare alla fibra; H: flessione; I: torsione.

2.1.5 Collegamenti degli elementi in legno

Per la realizzazione di qualsiasi struttura, che non sia una modesta trave in legno, occorrono dei collegamenti fra i vari elementi costitutivi. Per il legno ci sono i metodi della carpenteria che utilizza gli incastri, oppure si impiegano chiodi e bulloni, per gli elementi inflessi; caviglie ed anelli, per gli

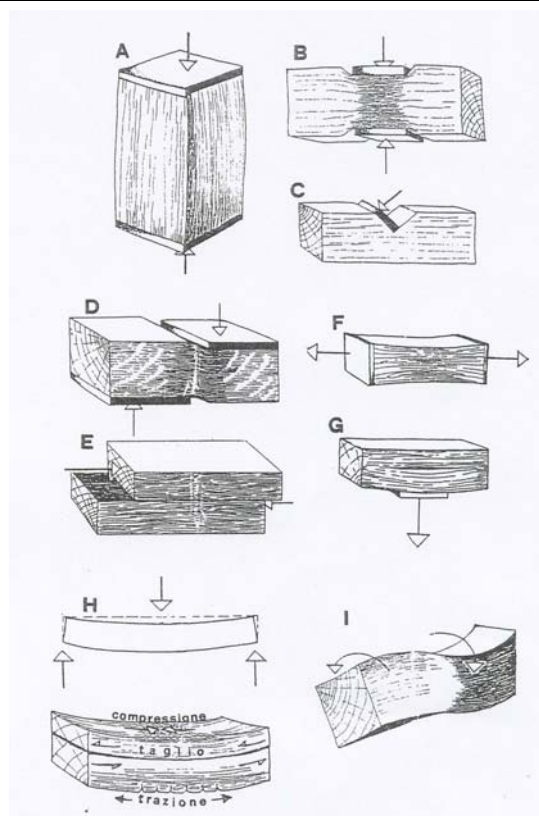


Figura 2.5 Sollecitazioni rispetto alla diversa orientazione della fibra

elementi compressi; piastre, per sollecitazioni di taglio e collanti vari. Il sistema più antico è l'incastro, usato in carpenteria e falegnameria, oggi in parziale disuso per l'economia derivante dalla veloce applicazione di pezzi speciali e collanti.

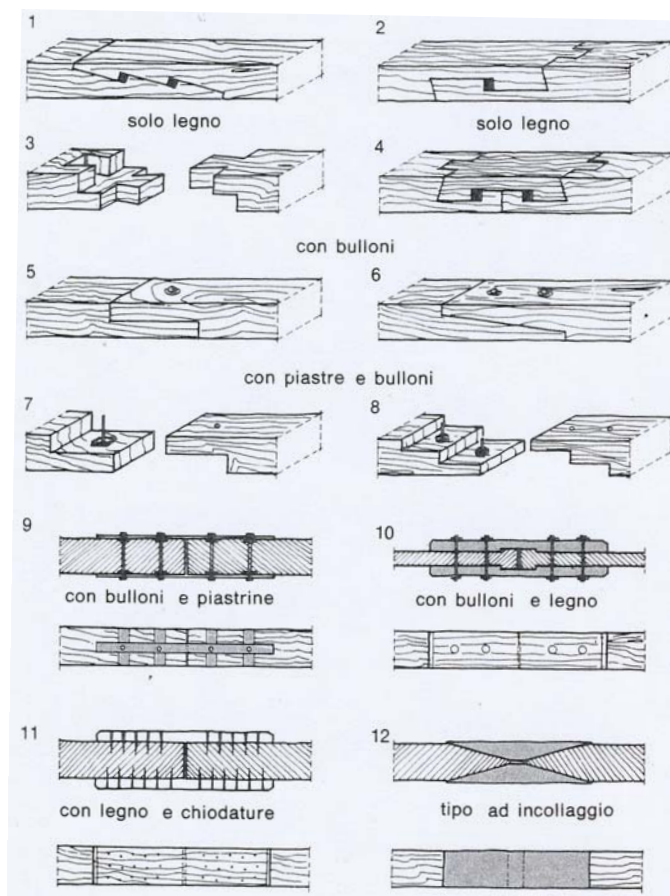


Figura 2.6 Tipologie di collegamenti per elementi in legno

2.1.6 Il legno lamellare

La tecnologia del legno lamellare incollato viene sempre più spesso impiegata per la realizzazione di elementi strutturali di dimensioni tali da non poter essere ricavati, quale pezzo unico, dai tronchi di dimensioni commerciali.

Questa tecnologia consiste nell'assemblare strisce sottili di legno di spessore per lo più non superiore a 2.5 cm, mediante colle a base di formolo e - secondo gli impieghi - urea, resorcina e fenolo; le prime due sostanze sono le più usate, mentre la resorcina viene adottata nelle strutture esposte agli agenti atmosferici.

Longitudinalmente la giunzione delle strisce avviene con incollaggio delle superfici di contatto ampliate mediante fitta dentellatura a pettine; le giunzioni vengono sfalsate nell'altezza della sezione complessiva.

Il risultato è un materiale leggero, resistente ed economico.

Leggero, perché il suo peso specifico è inferiore ai 500 chilogrammi al metro cubo, contro, ad esempio, i 2.000-2.500 del cemento armato e i 7.800 dell'acciaio.

Resistente, perché l'efficienza prestazionale del legno lamellare ai fini strutturali ha qualità simili a quelle dell'acciaio.

Economico, perché il suo ciclo di produzione ottimizza l'uso di una risorsa naturale di per sé povera, offrendo elementi altrimenti non utilizzabili in natura e limitati solo dalle dimensioni di trasporto.



Figura 2.7 Travi in legno lamellare

2.2 La pietra

2.2.1 Generalità

Le ottime qualità della pietra, come il suo peso elevato, la durezza, la resistenza al fuoco ed agli agenti atmosferici, hanno permesso di ottenere costruzioni solide dal punto di vista statico e la cui durata si misura a secoli, e non ad anni.

Attualmente la muratura in pietra, a secco o con l'uso di malta, si usa soprattutto per motivi estetici. Normalmente, infatti, si preferisce l'uso di mattoni, più economici, leggeri e resistenti.

Con il rapido incremento della produzione di acciaio e cemento, la struttura muraria in pietra è divenuta ben presto antieconomica e via via sostituita nell'edilizia corrente dalle agili e snelle intelaiature in acciaio e cemento armato, con chiusure di pareti leggere.

Bisogna tuttavia dare atto alla pietra di avere dato un carattere particolare ad intere città e di essere stata elemento determinante in tutti gli stili architettonici del passato, sia sotto il profilo statico che formale

La resistenza delle pietre allo schiacciamento e all'abrasione varia moltissimo. Generalizzando, si può dire che tanto più una pietra è pesante, tanto più è resistente. Le rocce più compatte, come il granito, sono molto dure ma difficilmente lavorabili; il contrario vale per quelle più friabili, come il tufo e l'arenaria.

Oltre che per la realizzazione di murature la pietra può essere usata, spaccata o tagliata in cava in lastre, come finitura delle coperture in sostituzione delle tegole, come rivestimento o come pavimentazione

2.2.2 Proprietà delle rocce

Le rocce che vengono impiegate come materiali naturali da costruzione debbono avere particolari qualità.

Per *peso di volume* si intende il peso specifico apparente, cioè il peso in chilogrammi di un decimetro cubo di roccia non frantumata. Per le rocce molto compatte, il peso del volume è assai vicino al peso specifico; per le rocce porose evidentemente il peso di volume è molto più basso del peso specifico.

La *forma* della roccia è determinata dalla configurazione petrografica, dalla giacitura e dal metodo di estrazione della roccia stessa.



Figura 2.8
Muratura a secco in pietra

Qualsiasi roccia, per quanto compatta, immersa nell'acqua per un tempo sufficiente, se ne imbeve in misura più o meno rilevante. Questa caratteristica, detta *imbibizione*, è in relazione al grado di porosità della roccia e può essere misurata dal *coefficiente di imbibizione*. La determinazione di tale coefficiente ha una grande importanza pratica in quanto la resistenza di una roccia è inversamente proporzionale alla imbibizione.

L'*assorbimento* è la proprietà che hanno le rocce di assorbire l'acqua per capillarità, quando siano poste a contatto con l'acqua oppure su un terreno molto umido. È chiamata anche *igroscopicità*. Benché non si facciano, in genere, prove sperimentali per stabilire misure di assorbimento, questa proprietà ha una grandissima importanza pratica per l'impiego di rocce in strutture murarie; infatti una muratura, con pietrame molto igroscopico, resta permanentemente umida, con riflessi negativi sull'igiene dell'ambiente.

La *permeabilità* è la capacità della roccia di imbevversarsi di acqua e di lasciarsi attraversare da essa sotto una certa pressione idrostatica. Di particolare interesse per impiego di rocce in dighe e serbatoi. La permeabilità può dipendere dalla porosità oppure essere prodotta da fessure attraverso le quali l'acqua si fa strada.



Figura 2.9 Esempio di paramento murario in pietra

La *durevolezza* delle rocce è la capacità di resistere agli agenti atmosferici, all'azione chimica, biofisica e fisica di questi. È quindi un requisito essenziale per l'impiego all'esterno dei materiali lapidei. Una roccia molto sensibile all'azione del ghiaccio si dice *geliva*; in tal caso pochi inverni sono sufficienti a produrre danni irreparabili. È da notare che è molto più dannosa una alternanza di temperature da sopra a sotto zero che una intera stagione fredda.

Nelle città industriali, inoltre, la presenza di composti ossigenati dello zolfo aggrava l'opera di degradamento del materiale. Energica è pure l'azione della salsedine marina e delle sostanze organiche in fermentazione

In genere le rocce impiegate come materiali da costruzione hanno un *coefficiente di dilatazione* molto basso che varia a seconda dalla natura del materiale. Nella maggior parte delle costruzioni in pietra, le dilatazioni risultano contenute in limiti tali da non provocare inconvenienti alle strutture.

La *conducibilità termica* è la proprietà che hanno le rocce di essere attraversate dal calore. Essa varia notevolmente a seconda del tipo di pietra; si passa da valori molto bassi nel tufo a quelli piuttosto elevati dei graniti, porfidi e gneiss.

La *resistenza al fuoco* è la capacità di una roccia di mantenere la propria integrità, forma e composizione a contatto con la fiamma o in un ambiente a temperatura elevata. In genere sono

discretamente resistenti al fuoco le arenarie, mentre i graniti si fendono e i calcari tendono a calcinarsi.

Con il termine *durezza* si intende la resistenza di una roccia ad essere incisa, logorata, segata; da non confondere con la tenacità che è la capacità di resistere alla rottura per urto. Un criterio di misura pratico è dato dalla *negabilità* ; si possono definire:

<i>tenere</i>	le rocce facilmente segabili con seghe di acciaio a denti;	tufi e calcari tufacei
<i>semidure</i>	quelle difficilmente segabili con seghe di acciaio a denti e facilmente segabili con seghe lisce e sabbia di quarzo;	calcari ordinari, arenarie tenere
<i>dure</i>	quelle segabili con seghe lisce e smeriglio;	calcari cristallini, arenarie forti
<i>durissime</i>	quelle segabili con seghe lisce e polvere di diamante o carborundum	Graniti, porfidi, diaspri

2.2.3 Resistenza alle sollecitazioni

La resistenza alle sollecitazioni è uno dei requisiti essenziali per le pietre impiegate nelle costruzioni. C'è da rilevare che, salvo poche eccezioni, la pietra naturale ha una grande resistenza alla sollecitazione di compressione, mentre il carico unitario che è chiamata a sopportare è in genere molto modesto. Pertanto è poco rilevante che una pietra sia capace di resistere a pressioni elevate, mentre è assai più importante che essa sia in grado di mantenere nel tempo le sue qualità, cioè di essere "durevole".



Figura 2.10 I trulli, esempio di costruzione in pietra

Il D.M. 14/09/2005 prevede che gli elementi naturali costituenti le murature, siano ricavati da materiale lapideo che deve essere non friabile o sfaldabile, e resistente al gelo. Non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili, o residui organici. Gli elementi murari devono essere integri senza zone alterate o removibili.

I valori della resistenza caratteristica sono determinati per via sperimentale secondo le modalità definite dalla norma.

VALORI MEDI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DI ELEMENTI RESISTENTI NATURALI			
	Carico di rottura		E (10 ³ x kg/cm ²)
	trazione (kg/cm ²)	compressione (kg/cm ²)	
Graniti	20 ÷ 60	1000 ÷ 1800	500 ÷ 600
Tufi vulcanici	7 ÷ 10	30 ÷ 70	30 ÷ 150
Calcari	30 ÷ 70	600 ÷ 1400	400 ÷ 700
Travertini	-	500 ÷ 600	-
Arenarie	10 ÷ 40	400 ÷ 200	80 ÷ 300

2.3 I laterizi

2.3.1 Generalità

I molti prodotti che si ottengono per cottura ad alte temperature delle argille vengono comunemente definiti “prodotti ceramici” e possono essere classificati in base alla porosità o alla compattezza della pasta oppure in base alla loro colorazione.

I laterizi appartengono al tipo di prodotto ceramico a pasta porosa, di forma prestabilita ed usati in prevalenza nell'edilizia. La forma e le possibilità d'uso dei prodotti in laterizio sono state oggetto nel corso dei secoli di un continuo processo evolutivo, accelerato negli ultimi cinquanta anni in funzione delle nuove possibilità di produzione e delle nuove richieste da parte degli operatori, in relazione alla evoluzione delle tecniche costruttive.

L'elemento laterizio di gran lunga più noto ed universalmente usato è il “mattono”; non bisogna tuttavia sottovalutare l'importanza della “tegola” e della “pignatta”, il laterizio di forma complessa per la costruzione del solaio, ed infine il “tavellone”.

Dietro questi semplici quattro termini c'è tutto un processo evolutivo del materiale e del suo metodo di produzione ed una notevole cultura del modo di costruire che ha lasciato molti segni positivi sul prodotto architettonico nei vari periodi storici.

2.3.2 Caratteristiche dei laterizi

I laterizi sono materiali artificiali da costruzione di prestabilite dimensioni ricavati dalla cottura di argille con quantità variabili di sabbia, ossido di ferro, carbonato di calcio. Comprendono una vasta gamma di prodotti, che può essere suddivisa in tre categorie:

- materiali laterizi pieni: principalmente il mattone ordinario, i mattoni pressati, le piastrelle da pavimentazione ecc.
- materiali laterizi forati: mattoni forati, tavelle, tabelloni, forme speciali da solaio;
- materiali laterizi da coperture: tegole piani, coppi e pezzi speciali di varia forma.

In generale i pregi dei laterizi possono riassumersi in leggerezza, resistenza, facilità di lavorazione, associati ad un costo modesto rispetto ad altri materiali.

La produzione dei laterizi è stata facilitata dall'abbondanza della materia prima, l'argilla, e della facilità della sua lavorazione, essendo perfettamente plasmabile anche a mano. Per la formatura



Figura 2.11 Muratura di mattoni pieni

degli elementi si è passati dagli stampi di legno riempiti a mano alle presse meccaniche e poi alle filiere, per estrusione della pasta. La difficoltà maggiore è stata quella della “cottura”, che deve avvenire a temperature oscillanti tra 850° e 1100°C (in relazione ai vari tipi di argille), temperature non facili da raggiungere nei primi forni a legna e soprattutto non facili da mantenere con costanza, per cui nella stessa camera di cottura le temperature variavano ampiamente, dando luogo a prodotti assai diversi per resistenza, colore e con notevoli scarti e moltissimo impiego di combustibile.

Il problema della cottura è stato risolto nel 1800 con la fornace a ciclo continuo inventata da Hoffmann, in cui si recupera il calore che andava disperso e si ottiene quindi una grande economia di carbone.

Con l'introduzione dei forni a tunnel, con l'impiego di combustibile a gas od oli minerali, ed il controllo elettronico delle temperature, con cicli di cottura computerizzati, ha risolto definitivamente i problemi della cottura dei mattoni e degli altri materiali argillosi, permettendo di ottenere una produzione pressoché costante per qualità e quantità.



Figura 2.12 Laterizi forati

2.3.3 Tipologia e dimensioni dei laterizi

Il mattone

Generalmente si indica con questo termine un “*manufatto da costruzione ottenuto per essiccazione o per cottura di un impasto di acqua ed argilla, avente la caratteristica di poter essere posato con una sola mano*”.

Il mattone è stato il primo esempio di elemento “modulare” creato dall'uomo le cui caratteristiche geometriche derivano da tradizioni storiche. In particolare:

- la larghezza non può essere superiore a 14 cm perché va posato con una sola mano;
- il peso (circa 3 kg al massimo) è tale da non affaticare l'operaio nelle operazioni di posa.

In generale, le dimensioni sono legate alla tradizione locale ma sono state col tempo unificate ed oggi, col termine “mattone UNI” si intende un elemento dalle dimensioni unificate sull'intero territorio nazionale. Le dimensioni standard sono 5.5x12x25 cm che permettono, con un giunto di 1 cm, il suo montaggio in qualsiasi posizione.

Riguardo alla “modularità”, è da notare che:

- due mattoni sovrapposti sono alti:
 $5.5+1(\text{giunto}) + 5.5 = 12$ cm (uguale alla larghezza del mattone).
- due mattoni affiancati sono larghi:
 $12+1(\text{giunto}) + 12 = 25$ cm (uguale alla lunghezza del mattone)

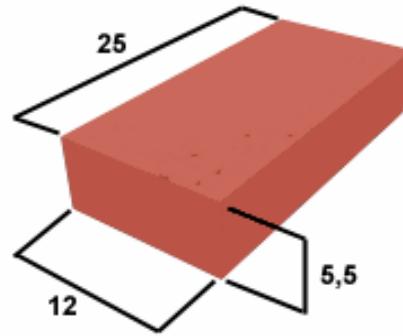


Figura 2.13 Dimensioni del mattone UNI

Il lato lungo 12 cm è chiamato “**testa**”, quindi si conviene misurare lo spessore di muri in “**teste**”.

Per esempio, un muro dello spessore di **38** cm è “**a tre teste**” ($12 \times 3 + 2$ giunti da 1 cm = **38** cm).

Le norme tecniche definiscono i mattoni in relazione alla percentuale di superficie forata. In particolare si definisce:

- mattone pieno: con una percentuale di superficie forata inferiore al 15%. Utilizzato soprattutto per scopi strutturali nella realizzazione di murature portanti.
- mattone semipieno: con una percentuale di superficie forata compresa fra il 15% ed il 45%. Oggi molto utilizzato soprattutto se del tipo a pasta “alveolata” ovvero con porosità maggiore in modo da incrementare le prestazioni in termini di leggerezza, coibenza, inerzia termica, permeabilità al vapore, resistenza al fuoco,
- mattone forato: con una percentuale di foratura superiore al 45%. La foratura permette di alleggerire il blocco e permette di realizzare mattoni di dimensioni maggiori a favore della velocità di costruzione. Inoltre, i vuoti d’aria rendono la muratura termicamente più isolante. L’aria è infatti un buon isolante rispetto al laterizio e quindi il passaggio di calore è più difficile. Tuttavia la muratura realizzata con mattoni forati non è molto resistente al fuoco.

La pignatta

Con questo termine si intende, in generale, un elemento annegato in un conglomerato (solitamente cementizio, come il calcestruzzo) che ha il solo scopo di alleggerire la struttura.

La pignatta nasce nel periodo, ormai superato, in cui i solai si gettavano interamente in opera, costruendo delle grandi casseformi piane su cui si poggiavano le file di pignatte, distanziate tra loro per ospitare il calcestruzzo. La pignatta, quindi, prende la funzione di cassaforma persa.

La pignatta, comunque, assolve anche al compito di limitare lo scambio termico tra due piani di un edificio divisi da un solaio: il laterizio forato, unico materiale che ha composto le pignatte per secoli, permetteva la creazione di micro camere d’aria che limitavano il passaggio del calore e del suono. Il loro ruolo, oggi, è soprattutto questo.

La pignatta oggi non è più solo di laterizio forato, ma è anche di polistirolo, di materiali lignei, di materiali riciclati da altre lavorazioni: sono molte le soluzioni tecniche che le ditte del mondo dell’edilizia offrono agli addetti ai lavori.



Figura 2.14 Pignatte per solaio latero cementizio

La tavola

Con questo termine si indicano i tipi di laterizi forati che hanno la lunghezza molto grande rispetto allo spessore.

Le tavelle hanno uno spessore di 3-4 cm, la base costante di 25 cm e la lunghezza variabile (50-80cm per strutture portanti).

I tavelloni sono tavelle con dimensioni maggiorate (spessore 6 cm, lunghezza da 80 a 120 cm).

Sono utilizzate prevalentemente per la realizzazione di solai in acciaio e laterizio (tipologia costruttiva ricorrente nei lavori di ristrutturazione) con funzione di cassaforma a perdere su cui viene realizzata una soletta in calcestruzzo armato con rete elettrosaldata.

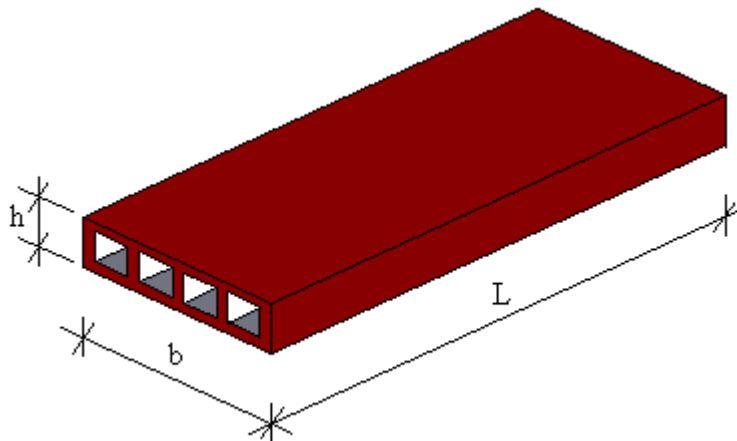


Figura 2.15 Esempio di tavola

2.4 Le malte

2.4.1 Generalità

L'impasto di un legante con acqua, con o senza aggiunta di sabbia o di pozzolana, prende il nome di malta: questa si dice semplice se l'impasto è fatto di solo legante e acqua, o composta se a formare l'impasto concorrono oltre al legante (calce, cemento, gesso) e l'acqua, anche la sabbia o la pozzolana¹. L'una e l'altra vengono distinte a loro volta in aerea ed idraulica, a seconda dell'attitudine a far presa solo all'aria, oppure tanto all'aria che sott'acqua.

2.4.2 Le calci aeree

Si ottengono per cottura a temperatura superiore ai 900°C, di rocce calcaree o dolomitiche, le quali al di sopra dei 900° si dissociano appunto in ossido di calcio e ossido di magnesio, costituenti la calce viva e in anidride carbonica. Per produrre la malta di calce si impiega il grassello di calce ottenuto con lo spegnimento della calce in acqua. Nella fase dello spegnimento, la calce viva in zolle viene disposta nel truogolo e inaffiata con acqua: la massa si gonfia, si sgretola, con sviluppo di calore e diventa un poltiglia che si fa passare attraverso una reticella per trattenere le impurità e le parti di calce non spenta, in una fossa rivestita di muratura detta calcinaia.

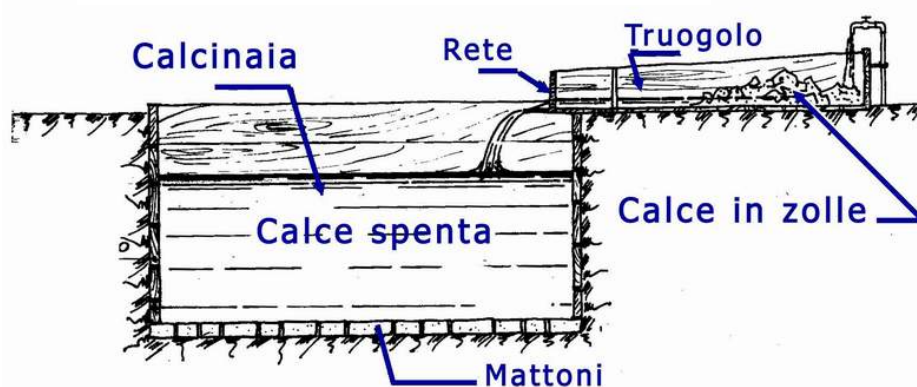


Figura 2.16 Sezione di una calcinaia

¹ La pozzolana è un prodotto naturale di origine vulcanica, costituito prevalentemente da silicati idrati di allumina, silice (per il 70%) e da altri elementi quali ossidi di ferro, calcio, potassio, sodio e magnesio. Il nome deriva dalla località di cava, baia di Pozzuoli, presso Napoli, da cui la prelevavano i Romani.

2.4.3 Le calci idrauliche

Si ottengono per cottura fra i 900° ed i 1000°, in forni a funzionamento continuo di calcari aventi un contenuto di argilla compreso fra il 10% ed il 22%. Le calci di questo tipo possono essere debolmente idrauliche, mediocrementemente idrauliche, idrauliche, eminentemente idrauliche a seconda del tempo necessario per far presa. Le calci idrauliche come detto, fanno presa sia all'aria che in presenza di acqua; quindi possono essere usate per strutture murarie sotto il piano di campagna ed in luoghi molto umidi.

Anticamente, per avere malte che indurivano nell'acqua si aggiungeva alla calce aerea la "pozzolana". Per ottenere una buona malta, si mescola una parte di grassello di calce con tre o quattro parti di pozzolana. L'aggiunta della pozzolana alla malta di calce aerea, oltre a dare la possibilità della presa nell'acqua, conferisce alla malta stessa una maggiore resistenza a compressione.

2.4.4 Malte bastarde

Si intendono con questo termine, malte eseguite con l'aggiunta di altri leganti oltre quello fondamentale, in modo da conferire alle malte stesse particolari requisiti di idraulicità e resistenza. Le malte bastarde trovano largo impiego per le strutture murarie di qualsiasi tipo e per la posa in opera delle pavimentazioni e dei rivestimenti.

2.4.5 Malte di gesso

La malta di gesso si ottiene mescolando un volume di gesso in circa mezzo volume di acqua. La presa è molto rapida, per cui la malta deve essere preparata in piccole quantità e subito adoperata. Le malte di gesso trovano larga applicazione per gli intonaci interni, per il costo modesto del gesso e la facilità di applicazione. Occorre tener presente che il gesso indurendo, aumenta di volume, e per questo la malta di gesso è largamente impiegata per il fissaggio a muri e pareti di grappe, tasselli, staffe. Il gesso non può essere posto in opera all'esterno, a causa della solubilità in acqua; infine non può essere posto a diretto contatto con materiali ferrosi, che attacca con notevole rapidità.

2.4.6 Resistenza delle malte

Per garantire durabilità è necessario che i componenti la miscela non contengano sostanze organiche o grassi o terrose o argillose.

Le prestazioni meccaniche di una malta sono definite mediante la sua resistenza media a compressione f_m . La categoria di una malta è definita da una sigla costituita dalla lettera M seguita da un numero che indica la resistenza espressa in N/mm^2 secondo la tabella seguente:

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	Md
Resistenza a compressione N/mm^2	2,5	5	10	15	20	d
d è una resistenza a compressione maggiore di $25 N/mm^2$ dichiarata dal produttore						

2.5 Il calcestruzzo

2.5.1 Generalità

I calcestruzzi o conglomerati cementizi sono malte idrauliche composte, che si ottengono impastando con **acqua** un **legante idraulico**, **sabbia** e **ghiaia** o **pietrisco** (inerti).

La dosatura classica del calcestruzzo prevede:

- Sabbia 0.4 m³
- Pietrisco 0.8 m³
- Cemento 300 kg
- Acqua 120 l

La resistenza maggiore rispetto alle malte deriva dall'uso della ghiaia in aggiunta alla sabbia, infatti gli sforzi vengono assorbiti principalmente dai grani di ghiaia mentre la sabbia ed il cemento servono soprattutto a "tenere insieme" il tutto.

Il risultato da ottenere è rappresentato nella figura: un conglomerato dove lo spazio lasciato libero tra i grani di sabbia e ghiaia sia il minore possibile, per fare in modo che lo spessore di cemento che li tiene legati sia sottile

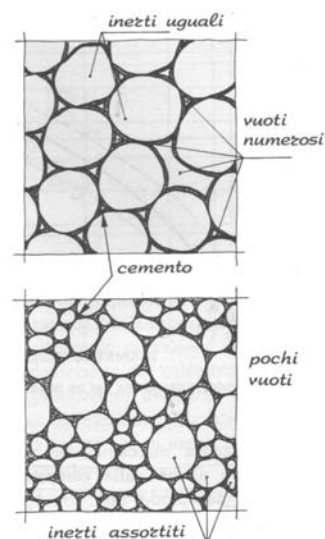


Figura 2.17
Assortimento degli inerti

2.5.2. Requisiti dei componenti di malte e calcestruzzi

Inerti

Sono idonei alla produzione del CLS gli inerti ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, ovvero provenienti da processi di riciclo. Gli inerti naturali o di frantumazione devono essere costituiti da elementi non gelivi, privi di parti friabili, polverulente, terrose e di sostanze comunque nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione delle armature

La sabbia sia essa naturale o artificiale (ottenuta cioè, mediante frantumazione i rocce dure), deve essere costituita da elementi di diametri ben assortiti, fisicamente e chimicamente resistenti. Le sabbie si classificano in grosse, medie e fini, secondo che il diametro dei grani sia rispettivamente di mm 5-2.2-0.5 o inferiore a 0.5. Sono preferibili le sabbie grosse e le medie mentre le fini sono consigliate per intonaci. Il peso di volume di una sabbia è di circa 1400-1650 kg/m³ (asciutta) o 1800-2000 kg/m³ se bagnata.

La *ghiaia*, fermo restando i requisiti generali degli inerti, è caratterizzata da elementi di diametro non superiore a 3 cm (per strutture in cemento armato si preferisce non superare i 2 cm). Nelle ghiaie il volume dei vuoti è del 35-40% o del 40-50% di quello totale a seconda che trattasi di

ghiaia ad elementi assortiti oppure di uguale grandezza. Il peso di volume delle ghiaie asciutte si aggira intorno ai 1800 kg/m^3 .

Acqua

L'acqua per gli impasti deve essere limpida, non contenere sali in percentuali dannose e non essere aggressiva.

L'acqua è indispensabile nel calcestruzzo per determinare la reazione di idratazione del cemento (presa). Per questa azione è sufficiente una quantità di circa 30 litri per ogni 100 kg di cemento

Nella prima fase, l'acqua a contatto con i granuli del cemento forma una massa gelatinosa che avvolge gli stessi granuli e li salda (presa, *durata 0,5/1 h*).

Nella seconda fase, nella massa gelatinosa vengono a formarsi dei cristalli di silicati di calcio che concorrono a collegare ancora più intimamente i granuli (indurimento, *durata 28 gg*)

Il rapporto acqua/cemento ottimale è stimato in

0.45 (l/kg).

Un eccesso d'acqua risulta dannoso in quanto comporta:

Diminuzione della resistenza a causa del dilavamento (trascinamento del cemento fuori dall'impasto) e della maggiore porosità dopo l'evaporazione;

Aumento del ritiro del CLS;

Rischio di separazione degli inerti, che tendono a stratificare a seconda del loro peso specifico.

Cemento

Il cemento è il più versatile e resistente dei leganti in generale. Il cemento Portland (dal nome della prima cava) si ottiene per macinazione del clinker (consistente essenzialmente in silicati di calcio) con aggiunta di gesso, calce, silice e ossido di ferro per regolare il processo di idratazione.

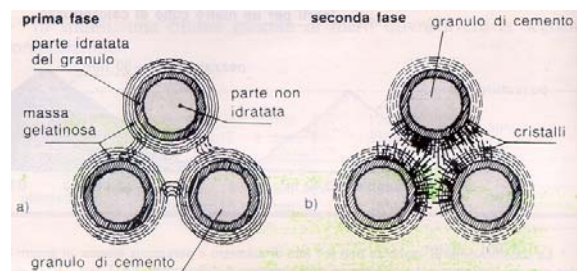


Figura 2.18 Fasi di presa e indurimento

2.5.3 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

La caratteristica principale del calcestruzzo è la sua resistenza a compressione, la cui determinazione avviene sperimentalmente con prove di schiacciamento su provini di calcestruzzo opportunamente confezionati e di determinate dimensioni.

Il calcestruzzo viene identificato mediante la resistenza convenzionale caratteristica a compressione misurata su provini cubici (lato 150 mm), R_{ck} , definita come “*quel particolare valore della resistenza a compressione al di sotto del quale ci si può attendere di trovare al massimo il 5% della popolazione di tutti i valori delle resistenze di prelievo*”.



Figura 2.19 Campione di prova sottoposto a compressione

2.5.4. Il cemento armato

Il principio di costruzione del cemento armato o più propriamente del calcestruzzo o conglomerato armato è basato sulle caratteristiche dei due componenti:

- il calcestruzzo che può sopportare grandi sforzi di compressione;
- l'acciaio che può sopportare grandi sforzi di trazione.

L'unione e la collaborazione dei due materiali è resa possibile dalle seguenti caratteristiche:

- Assenza di reazioni chimiche tra la pasta di cemento e l'acciaio;
- Corrosione dell'acciaio impedita dalla pasta di cemento (per la presenza di idrato di calcio nel cemento);
- Aderenza mutua fra calcestruzzo e acciaio, che permette la trasmissione degli sforzi;
- Analogia dei coefficienti di dilatazione del calcestruzzo e dell'acciaio ;
- Trasmissione reciproca degli sforzi.

Negli elementi strutturali in genere soggetti a flessione si delimitano due zone separate da un piano neutro, una compressa ed una tesa.

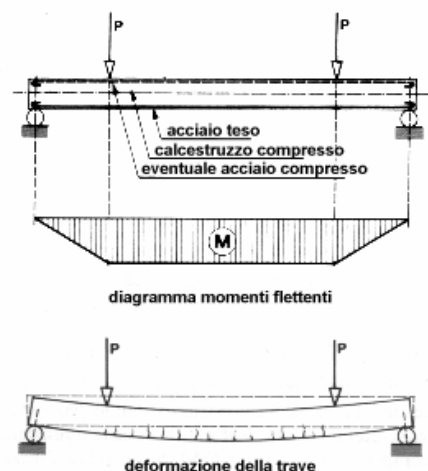


Figura 2.20
Ripartizione degli sforzi in una trave

Se nella zona tesa si dispone opportunamente un'armatura di acciaio, si ottiene un materiale composito di grande capacità di resistenza, nel quale gli sforzi di compressione sono assorbiti dal calcestruzzo e quelli di trazione dall'acciaio.

L'armatura del c.a. si può distinguere in 3 categorie:

- armatura principale: quella che assorbe gli sforzi di trazione;
- armatura secondaria: quella che assorbe gli sforzi di taglio;
- armatura complementare quella che non ha un preciso compito statico ma si rende necessaria per il posizionamento delle altre due (reggistaffe, ripartitori ecc.)

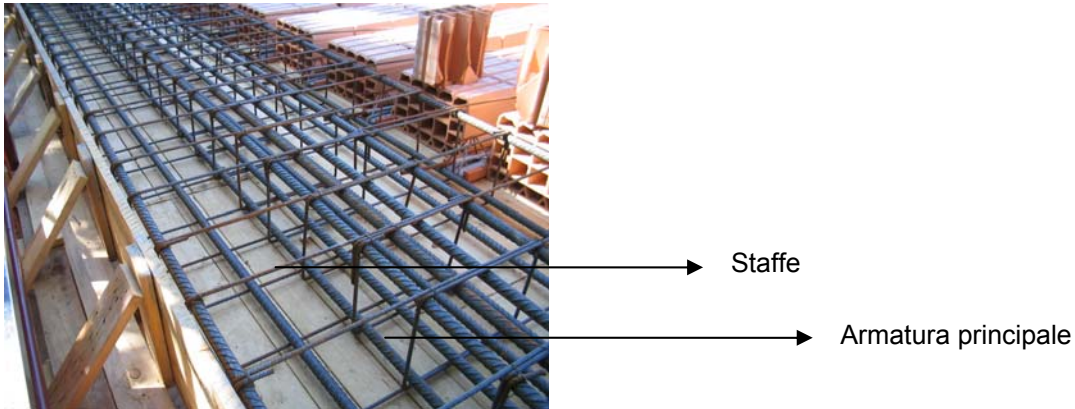


Figura 2.21 Disposizione tipica delle armature in una trave in c.a.

La qualità e la durabilità del c.a. è fortemente influenzata dalle caratteristiche del calcestruzzo.

Questo deve garantire:

- Massima compattezza da ottenere con buoni inerti assortiti e soprattutto con un'adeguata vibrazione atta ad evitare la formazione di vuoti in vicinanza delle barre di armatura;
- Buon dosaggio di cemento, specialmente per quelle opere che sono esposte agli agenti atmosferici;
- Adeguata resistenza caratteristica da verificare secondo le normative vigenti;
- Impermeabilità, in modo da evitare infiltrazioni che potrebbero favorire la corrosione delle armature.

2.6 L'acciaio

2.6.1 Generalità

Per acciaio si intende una lega costituita da ferro e carbonio nella quale la percentuale di questo secondo elemento è inferiore al 2.06%. Oltre tale limite le proprietà del materiale cambiano e la lega assume la denominazione di ghisa. Il termine ferro è quindi riferito al metallo puro anche se nel gergo comune lo si utilizza per indicare i vari tipi di acciaio.

È un materiale oggi adoperato per la realizzazione di:

- costruzioni metalliche: travi reticolari, tralicci, utilizzato come elemento strutturale portante;
- opere in calcestruzzo armato ordinario: acciaio da carpenteria;
- opere in calcestruzzo armato precompresso: acciaio da carpenteria per la cosiddetta "armatura lenta" ed acciaio da precompressione per cavi, barre, trefoli (pre-tesi e post-tesi).

In particolare la resistenza meccanica, la duttilità, la fragilità, la resistenza fisico-chimica e la durabilità dell'acciaio influenzano pesantemente lo specifico settore di impiego ideale.

2.6.2. Classificazione degli acciai

Una classificazione degli acciai può essere effettuata in relazione alla modalità di produzione. Si distinguono infatti:

- *Acciai Laminati*: ottenuti facendo passare un pezzo di acciaio fra due grossi cilindri paralleli rotanti in senso opposto in modo da ridurre lo spessore;
- *Acciai Trafilati*: ottenuti facendo passare, mediante trazione, fili barre o tubi di una data sezione attraverso una sezione più piccola con conseguente allungamento ed incrudimento del pezzo.

In relazione alla tipologia del processo produttivo, gli acciai laminati si distinguono inoltre in:

- *Laminati a caldo*: I più comuni sono i normali profili a T, a doppia T, ad L, a Z, a C. I profilati sono studiati in modo da ottenere la massima resistenza alla flessione con il minor impiego di materiale.
- *Laminati a freddo*: Hanno piccoli spessori e sono in genere ricavati da lamiere opportunamente sagomate.

Per la realizzazione di strutture ed elementi portanti in acciaio si utilizzano una serie di profilati commerciali. Le fonderie infatti producono acciai da carpenteria seguendo precisi standard internazionali riguardo alla forma della sezione della barra; le più comuni sono:

- Sezioni a doppio T

Sono sezioni ottimizzate, ovvero quasi tutto il materiale esplica la sua resistenza sotto sollecitazione. Le prime applicazioni di profilati ottimizzati, una volta compreso che la semplice sezione rettangolare "sprecava" inutilmente materiale al centro, sono stati i binari.

- **IPE**, acronimo di **E**uropean **P**rofile (**I** richiama la forma): sezioni aventi l'altezza dell'anima circa doppia della larghezza delle ali. Sono indicate dalla dicitura IPE e sono seguite da un numero che indica l'altezza in millimetri. Lavorano bene a flessione poiché gli sforzi maggiori sono concentrati nelle ali dove c'è la maggior parte del materiale. Sono utilizzate spesso come architravi (schema di "trave appoggiata"), rappresentano l'elemento portante in molti tipi di balconi (funzionamento a "mensola incastrata") e a volte hanno anche la funzione di pilastri.
- **HE**, (**E**uropean, **H** richiama la forma): sezioni con base circa uguale all'altezza. Sono indicate dalla dicitura *HE*, seguita da una lettera (*A*, *B* o *M* a seconda dello spessore - crescente - dell'ala che è comunque maggiore di quello dell'anima) e da un numero che indica l'altezza in millimetri. Sono molto usate come pilastri (raggio d'inerzia maggiore rispetto all'equivalente IPE e quindi minor rischio di fenomeni di instabilità) e anche come travi, soprattutto in particolari tipi di solai.

- Angolari

- **L** (a lati uguali e diseguali): utilizzati - accoppiati con altri angolari tramite imbottiture e calastrelli - come elementi strutturali in travi reticolari ma sono usati anche come fazzoletti per bullonature nonché come piccoli sostegni e ancoraggi di telai o di elementi in legno.

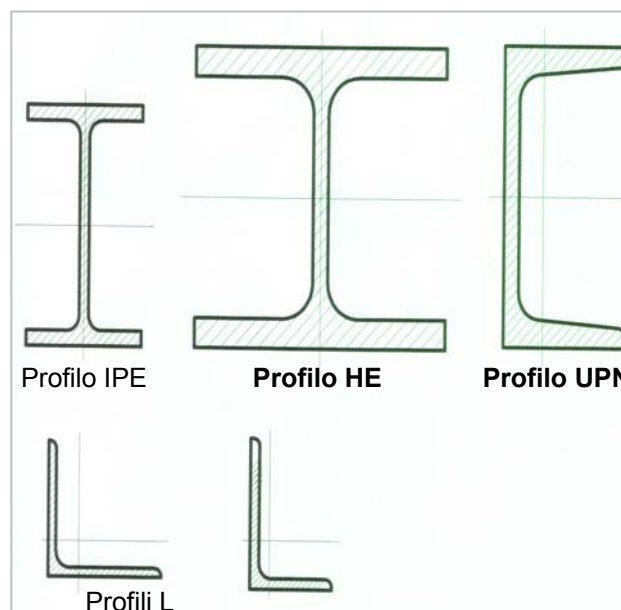


Figura 2.22 Sezioni di profilati

2.6.3 Caratteristiche meccaniche

L'attuale regolamento Italiano (D.M. 14/09/2005) dal titolo: "Norme tecniche per le costruzioni" stabilisce l'accettabilità dell'acciaio a seconda delle caratteristiche prestazionali.

In particolare la norma fa riferimento ai seguenti parametri:

- *Tensione di snervamento*: è il valore della sollecitazione alla quale è sottoposto un materiale per la quale il comportamento passa dal tipo elastico al tipo plastico. Da un punto di vista microscopico al suo raggiungimento parte il movimento delle dislocazioni già presenti.
- *Tensione di rottura*;
- *Rapporto* fra i due valori precedenti;
- *Allungamento*;

I valori di cui sopra sono facilmente desumibili dalla cosiddetta prova di **trazione**, in cui un provino di forma normata, realizzato con il materiale da esaminare, viene sollecitato esclusivamente a trazione fino a rottura.

Il risultato di questa prova è detta curva caratteristica sforzo-deformazione del materiale

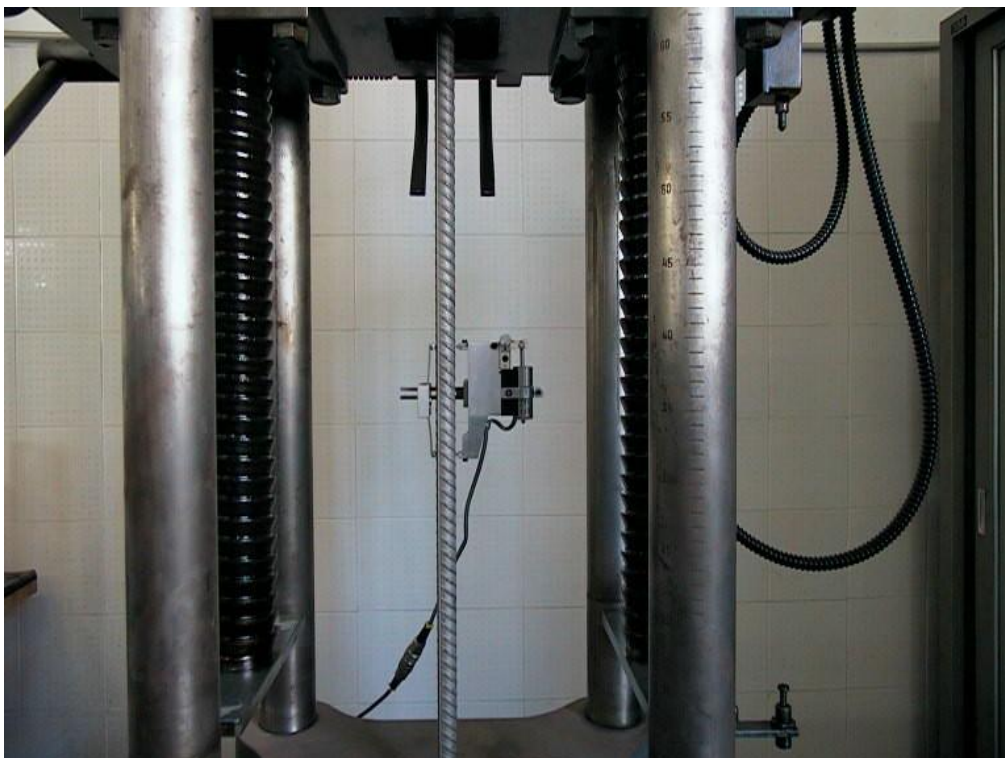


Figura 2.23 Prova di trazione su barra di armatura di acciaio

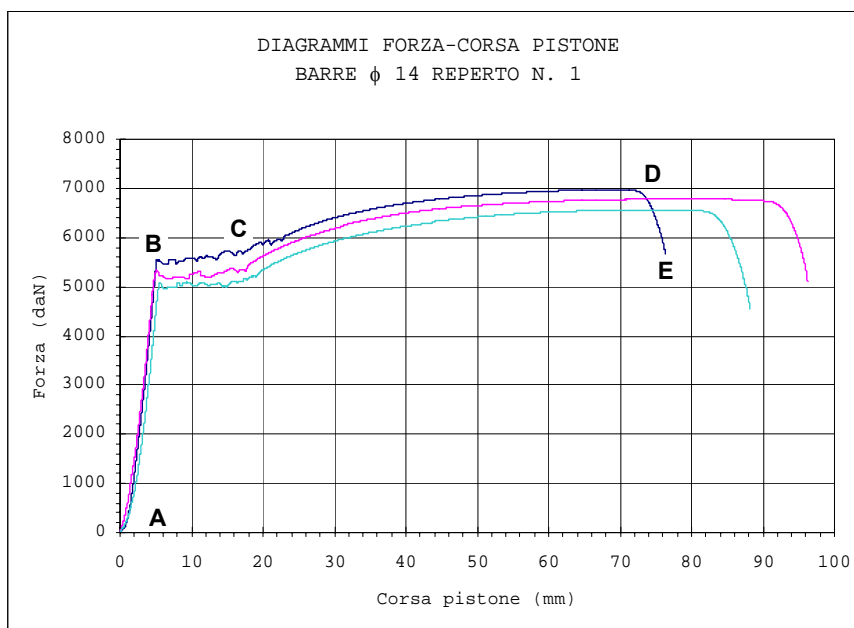


Figura 2.24 Curva caratteristica dell'acciaio

- Il primo tratto del diagramma, contraddistinto dalle lettere AB, è praticamente rettilineo, per cui le deformazioni risultano proporzionali ai carichi. In questa che si chiama **fase elastica**, il materiale, se scaricato della sollecitazione a cui è sottoposto, ritorna nelle condizioni iniziali.
- Tratto BC: è la zona caratteristica detta di **snervamento**. Il materiale ha dei bruschi cedimenti dovuti alla rottura di parte delle fibre e quindi l'allungamento diventa notevole anche se il carico non aumenta;
- Tratto CD: aumentando il carico gradualmente fino al massimo ottenibile, l'allungamento cresce con notevole rapidità. Tale allungamento si ottiene a spese delle altre dimensioni del provino; l'area della sezione trasversale di tutta la provetta si riduce uniformemente con l'intervento del fenomeno della **contrazione laterale**;
- Tratto DE: è la fase finale di **strizione**; la contrazione laterale non è più uniforme su tutta la lunghezza della provetta ma si concentra in un breve tratto della stessa, che si assottiglia gradatamente in modo vistoso, fino al collasso. In questo tratto la curva presenta un andamento decrescente, per cui il carico al momento della rottura risulta inferiore al carico massimo.

Gli acciai attualmente in commercio vengono identificati con sigle che fanno riferimento ai valori caratteristici di cui si è detto sopra. In particolare:

- Acciaio per le strutture in c.a.: **FeB44k** in cui il numero corrisponde alla tensione di **snervamento** in N/mm^2 ;
- Acciaio per le strutture in carpenteria metallica: **Fe360** – **Fe 430** – **Fe510** in cui il numero corrisponde alla tensione di **rottura** in N/mm^2 .

2.6.4 Collegamenti di elementi metallici

Per ottenere strutture complesse, occorre collegare i vari elementi metallici con opportune tecniche. Quelle attualmente più utilizzate sono la saldatura e la bullonatura.

La saldatura: è la tecnica di collegamento più recente. Il metodo maggiormente utilizzato è quello per fusione. In particolare, nella saldatura ad *arco elettrico* viene utilizzato un generatore di corrente a basso voltaggio ed alta intensità munito di due cavi: uno da collegare al pezzo da saldare e l'altro munito di pinza portaelettrodo. Tenendo l'elettrodo a breve distanza dal pezzo da saldare si forma un arco voltaico con il conseguente raggiungimento di temperature elevate, tali da fondere l'elettrodo metallico e riscaldare fortemente il pezzo da unire. Il metallo fuso dell'elettrodo si deposita sul punto e salda le parti costituendo il *cordone di saldatura*. Altro tipo di saldatura è quella a *combustione di gas*, realizzata con fiamma ossidrica (idrogeno e ossigeno) oppure ossiacetilenica (ossigeno e acetilene). La fiamma prodotta dal cannello può raggiungere temperature fino ai 3100°C con la conseguente fusione dei bordi delle parti da unire, che si saldano senza aggiungere altro metallo.

La bullonatura: viene eseguita impiegando viti e bulloni riservando alle prime solo collegamenti per unioni di parti poco sollecitate. Tale tipologia di collegamenti consente di ottenere strutture smontabili e per quanto possibile riutilizzabili. Il bullone è costituito da un gambo filettato parzialmente, con testa esagonale; nella parte filettata viene avvitato il dado, con interposizione di una rondella per migliorare la ripartizione della pressione.

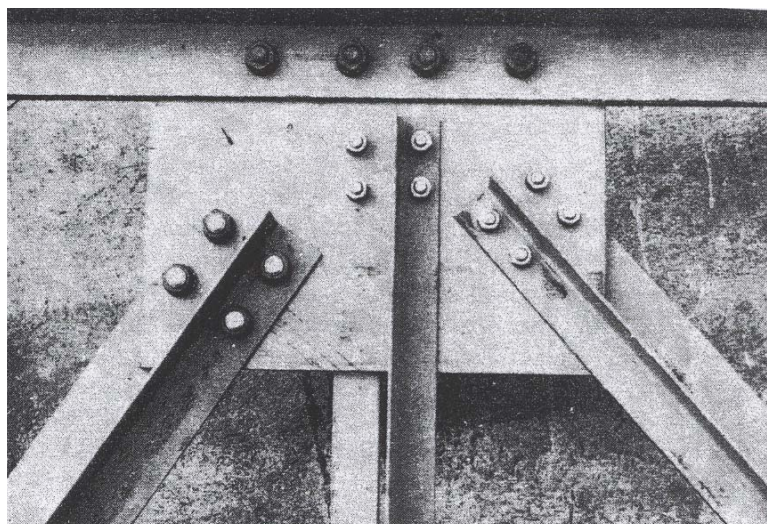


Figura 2.25 Esempio di collegamento bullonato

Bibliografia:

Koenig – Furiozzi – Brunetti – Ceccarelli – Tecnologia delle costruzioni vol.1 ed. Le Monnier;

Manuale Cremonese del Geometra;

www.wikipedia.com;

Servizio Sismico Nazionale - MEDEA - Manuale di esercitazione sul danno e agibilità.

3. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

3.1 Introduzione

Il “problema strutturale” consiste nella necessità di trasferire al suolo tutte le azioni alle quali una costruzione può essere sottoposta nella sua vita.

Lo scenario di carico che subisce una costruzione durante la sua vita dipende da tanti fattori e durante un intervento di soccorso è difficile ricostruirne l'evoluzione.

Facendo un'analisi delle norme di settore che nel tempo si sono susseguite si riscontra una costanza nel considerare alcune tipologie di azioni e l'importanza data alla destinazione d'uso del fabbricato.

Quanto segue fa riferimento all'ultimo provvedimento normativo, DM 14/09/2005 – “Norme tecniche per le costruzioni” che porta alcune innovazioni nell'approccio di calcolo e nel modo di considerare alcune tipologie di carico, ad esempio l'incendio.

L'aspetto più importante che introduce il DM 14/09/2005 è legato a quello che in gergo tecnico viene chiamato “approccio prestazionale”, cioè si stabilisce quale deve essere il livello di prestazione che deve dare l'edificio ed in base a questo si progetta.

Questa sezione del manuale ha lo scopo di presentare le varie tipologie di carico che possono agire su una struttura per consentire un'analisi critica di uno scenario di dissesto statico.

3.2 Generalità

Le azioni da considerare, in base alle prescrizioni normative di settore, comprendono in genere: pesi propri degli elementi costituenti la struttura;

- carichi permanenti;
- sovraccarichi variabili per gli edifici;
- variazioni termiche e idrometriche;
- cedimenti di vincoli;
- azioni sismiche e dinamiche in genere;
- azioni eccezionali.

Solitamente non tutta la costruzione partecipa alla funzione statica di trasferire i carichi al suolo, ma solo una parte di essa che normalmente prende il nome di **struttura**.

Per poter svolgere questo ruolo la struttura deve possedere una serie di requisiti:

- Assicurare equilibrio, cioè deve permanere in uno stato di quiete;
- Possedere una adeguata resistenza, per fronteggiare le sollecitazioni;
- Essere rigida per evitare eccessive deformazioni.

3.3 Classificazione delle azioni

Le azioni che si prevede potranno agire su di una costruzione possono essere classificate da diversi punti di vista.

Secondo la loro natura, potremo distinguere tra:

1. Azioni che si manifestano come **forze agenti** sulla struttura: peso proprio e vento;
2. Azioni che si esplicano imprimendo un **moto** alla struttura: cedimenti delle fondazioni e azioni sismiche;
3. Azioni di tipo termico: variazioni di temperatura giorno/notte, incendio;
4. Azioni di tipo chimico: corrosione dei metalli, carbonatazione delle pietre e delle malte.

Con riferimento alle azioni di tipo meccanico ed in particolare a quelle che si esplicano come forze o spostamenti impressi, si è soliti distinguere tra:

1. **Azioni statiche**, cioè che variano nel tempo così lentamente da indurre nella struttura accelerazioni trascurabili; l'applicazione dei pesi normalmente può essere considerata un'azione di questo genere.
2. **Azioni dinamiche**, per le quali gli effetti delle accelerazioni non sono trascurabili; appartengono a questa categoria l'azione sismica, la forza del vento (per la componente turbolenta), gli effetti di macchinari contenenti parti mobili di un impianto industriale, gli effetti del moto dei veicoli su di un ponte, ecc.

Le azioni possono essere classificate in base alla loro evoluzione nel tempo e distribuzione nello spazio; si può quindi distinguere tra:

1. Azioni permanenti, costituite da quelle azioni che sono presenti e costanti durante tutta la vita (od una parte rilevante di essa) della struttura. Il peso proprio ed i sovraccarichi fissi: pavimentazioni, muri divisorii, impianti fissi, sono esempi delle azioni di questo tipo.

2. Azioni variabili, sono azioni che variano nel tempo e che quindi possono anche essere assenti, ma il tempo in cui sono presenti costituisce una parte significativa del totale. Queste azioni sono spesso modellate come processi di rinnovo: l'azione rimane costante per un certo tempo, poi cambia improvvisamente valore; tali processi sono caratterizzati dalla frequenza media di rinnovo (numero dei rinnovi nell'unità di tempo), per cui si distinguono in genere due categorie di azioni:

(a) Azioni quasi permanenti, la cui frequenza di rinnovo è piccola e pertanto si prevedono pochi rinnovi nell'arco della vita utile dell'opera (i carichi degli arredi in un edificio di abitazione o per uffici).

(b) Azioni che variano con frequenza, come i sovraccarichi dovuti al peso delle persone in un edificio o al peso delle auto su di un ponte.

3. Azioni accidentali. Sono azioni raramente presenti (spesso assenti in tutta la vita dell'opera) ma il cui verificarsi può avere conseguenze gravi per la sicurezza della struttura. Esempi tipici sono l'azione sismica, gli scoppi, gli urti di veicoli pesanti, la caduta di aerei, gli incendi.

3.4 Pesì propri dei materiali strutturali

I pesi per unità di volume dei più comuni materiali, per la determinazione dei pesi propri strutturali, possono essere assunti pari a quelli riportati nel prospetto 4.1. Sono comunque ammessi accertamenti specifici.

Prospetto 4.1.

Pesi per unità di volume dei principali materiali strutturali

Conglomerato cementizio ordinario	24,0	kN/m ³
Conglomerato cementizio ordinario armato (e/o precompresso)	25,0	»
Conglomerati "leggeri": da determinarsi	(14,0 ÷ 20,0)	»
Conglomerati "pesanti" : da determinarsi	(28,0 ÷ 50,0)	»
Acciaio	78,5	»
Ghisa	72,5	»
Alluminio	27,0	»
Legname:		
Abete, Castagno	6,0	»
Quercia, Noce	8,0	»
Pietrame:		
Tufo vulcanico	17,0	»
Calcere compatto	26,0	»
Calcere tenero	22,0	»
Granito	27,0	»
Laterizio (pieno)	18,0	»
Malta di calce	18,0	»
Malta di cemento	21,0	»

3.5 Carichi e sovraccarichi

Tutti i carichi ed i sovraccarichi di esercizio saranno considerati agire staticamente, salvo casi particolari in cui gli effetti dinamici debbano essere debitamente valutati. In tali casi, a parte quanto precisato nei regolamenti specifici ed in mancanza di analisi dinamiche, i carichi indicati nel seguito verranno adeguatamente maggiorati per tener conto - in un'analisi statica equivalente - dell'amplificazione per gli effetti dinamici.

In linea di massima, in presenza di orizzontamenti pur con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi ed i sovraccarichi potranno assumersi come uniformemente ripartiti, per la verifica d'insieme. In caso contrario, occorrerà valutarne le effettive distribuzioni.

3.5.1 Carichi permanenti.

Sono considerati carichi permanenti quelli non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, come tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti, ecc., ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Essi vanno valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi per unità di volume dei materiali costituenti.

I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici residenziali possono assumersi in genere come carichi equivalenti distribuiti, quando i solai hanno adeguata capacità di ripartizione trasversale.

3.5.2 Sovraccarichi variabili.

Le intensità da assumere per i sovraccarichi variabili ed orizzontali ripartiti e per le corrispondenti azioni locali concentrate - tutte comprensive degli effetti dinamici ordinari - sono riportate nel prospetto 3.1.

Prospetto 3.1.

Sovraccarichi variabili per edifici

Cat.	TIPO DI LOCALE	Verticali ripartiti kN/m ²	Verticali concentrati kN	Orizzontali lineari kN/m
1	Ambienti non suscettibili di affollamento (locali abitazione e relativi servizi, alberghi, uffici non aperti al pubblico) e relativi terrazzi a livello praticabili	2,00	2,00	1,00
2	Ambienti suscettibili di affollamento (ristoranti, caffè, banche, ospedali, uffici aperti al pubblico, caserme) e relativi terrazzi a livello praticabili	3,00	2,00	1,00
3	Ambienti suscettibili di grande affollamento (sale convegni, cinema, teatri, chiese, negozi, tribune con posti fissi) e relativi terrazzi a livello praticabili	4,00	3,00	1,50
4	Sale da ballo, palestre, tribune libere, aree di vendita con esposizione diffusa (mercati, grandi magazzini, librerie, ecc.), e relativi terrazzi a livello praticabili, balconi e scale	5,00	4,00	3,00
5	Balconi, ballatoi e scale comuni (esclusi quelli pertinenti alla Cat. 4)	4,00	2,00	1,5
6	Sottotetti accessibili (per sola manutenzione)	1,00	2,00	1,00
7	Coperture:			
	- non accessibili	0,50	1,20	
	- accessibili: secondo categoria di appartenenza (da 1 a 4)	-	-	-
	- speciali (impianti, eliporti, altri): secondo il caso	-	-	-
8	Rimesse e parcheggi:			
	- per autovetture di peso a pieno carico fino a 30kN	2,50	2x10,0	1,00
	- per transito di automezzi di peso superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso			
9	Archivi, biblioteche, magazzini, depositi, laboratori, officine e simili: da valutarsi secondo il caso ma comunque	> 6,00	6,00	1,00

I sovraccarichi verticali concentrati formano oggetto di verifiche locali distinte e non saranno sovrapposti ai corrispondenti ripartiti; essi vanno applicati su un'impronta di 50 x 50 m, salvo che per la Cat. n. 8, per la quale si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti 1,60 m.

I sovraccarichi orizzontali lineari vanno applicati a pareti - alla quota di m 1,20 dal rispettivo piano di calpestio - ed a parapetti o mancorrenti - alla quota del bordo superiore. Essi vanno considerati sui singoli elementi ma non sull'edificio nel suo insieme.

I valori riportati nel prospetto sono da considerare come minimi, per condizioni di uso corrente delle rispettive categorie. Altri regolamenti potranno imporre valori superiori, in relazione ad esigenze specifiche.

I sovraccarichi indicati nel presente paragrafo non vanno cumulati, sulle medesime superfici, con quelli relativi alla neve. In presenza di sovraccarichi atipici (quali macchinari, serbatoi, depositi interni, impianti, cc.) le intensità andranno valutate caso per caso, in funzione dei massimi prevedibili; tali valori dovranno essere indicati esplicitamente nelle documentazioni di progetto e di collaudo statico.

In base ad analisi probabilistiche documentate, il progettista, per la verifica di elementi strutturali, potrà adottare una adeguata riduzione dei relativi sovraccarichi.

3.6 Carico da neve

Il carico neve sulle coperture viene valutato secondo la normativa italiana in base a due fattori::

m_j è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo.

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

3.6.1 Carico neve al suolo.

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona (fig 3.1).

In mancanza di adeguate indagini statistiche, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, dipende dalla zona e dalla quota s.l.m. della località considerata

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

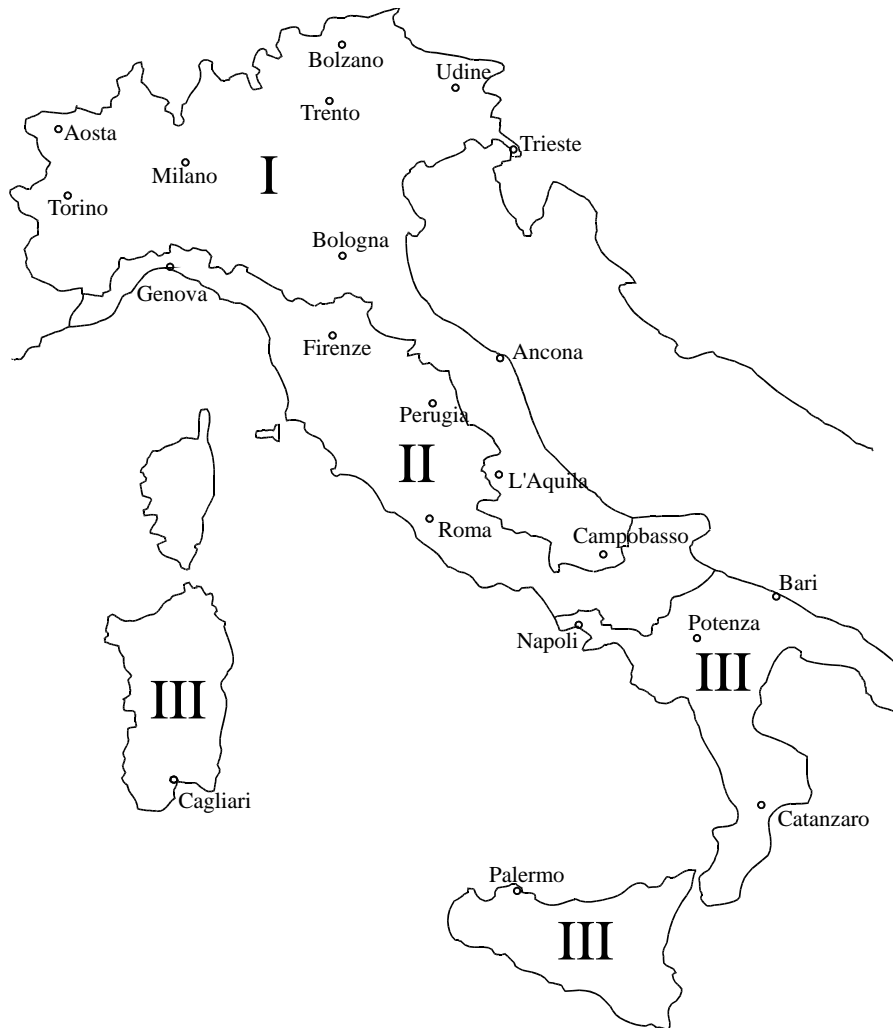


Figura 3.1 Suddivisione in zone ai fini della classificazione per il calcolo del carico da neve

3.6.2 Esempio

Facciamo riferimento al caso di un tetto a due falde sito in L'Aquila (700 m s.l.m.) con inclinazione delle falde a 35°:

Carico di neve al suolo: ZONA I

$$q_{sk}=3.1 \text{ KPa}$$

A questo punto si deve valutare come influisce la forma del tetto attraverso i coefficienti di forma, ottenendo come valore del carico da considerare:

$$q_s = 2.5 \text{ KPa} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

3.7 Azioni del vento

Il vento, la cui direzione si considera di regola orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti. Le azioni statiche del vento si traducono, infatti, in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando di regola, come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione.

Anche in questo caso si fa riferimento a una suddivisione del territorio nazionale in zone omogenee, come riportato nella figura seguente.

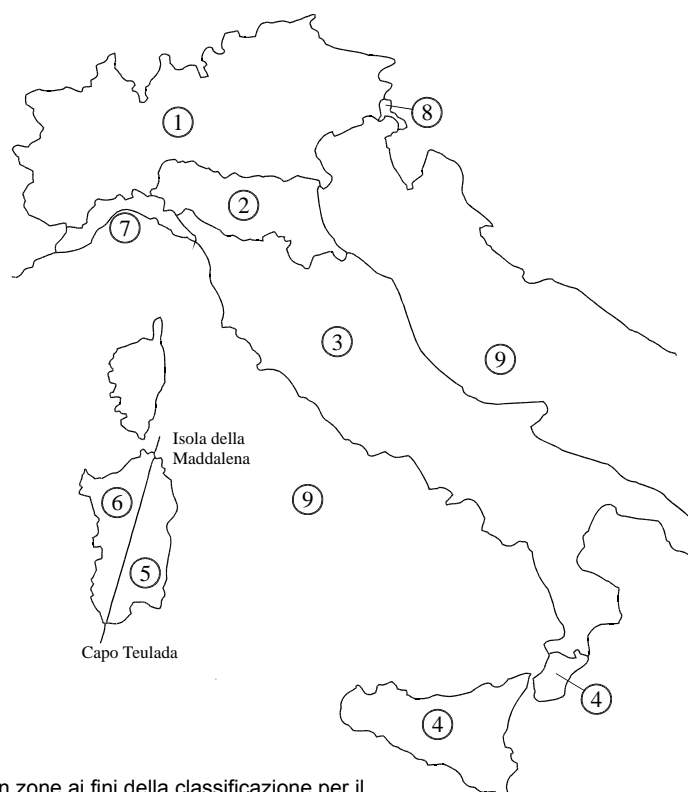


Figura 3.2 Suddivisione in zone ai fini della classificazione per il calcolo dell'azione vento

Ad esempio il calcolo della spinta del vento su di un edificio altezza 30 m, posto nel centro di Roma (ZONA III) da come risultato: **S=33,6 KN/m.**

3.8 Azione sismica

Il territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone caratterizzate da una diversa accelerazione orizzontale massima al suolo su suolo di categoria A. Questo valore di accelerazione è frutto di rilevazioni ed indagini previsionali svolte dall' INGV.

Le quattro zone sono caratterizzate dalle seguenti accelerazioni massime:

Zona	Valore di ag (accelerazione orizzontale max su suolo di categoria A)
1	0,35 ag
2	0,25 ag
3	0,15 ag
4	0,05 ag

Con l'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 la classificazione delle zone è stata modificata rispetto alla precedente classificazione:

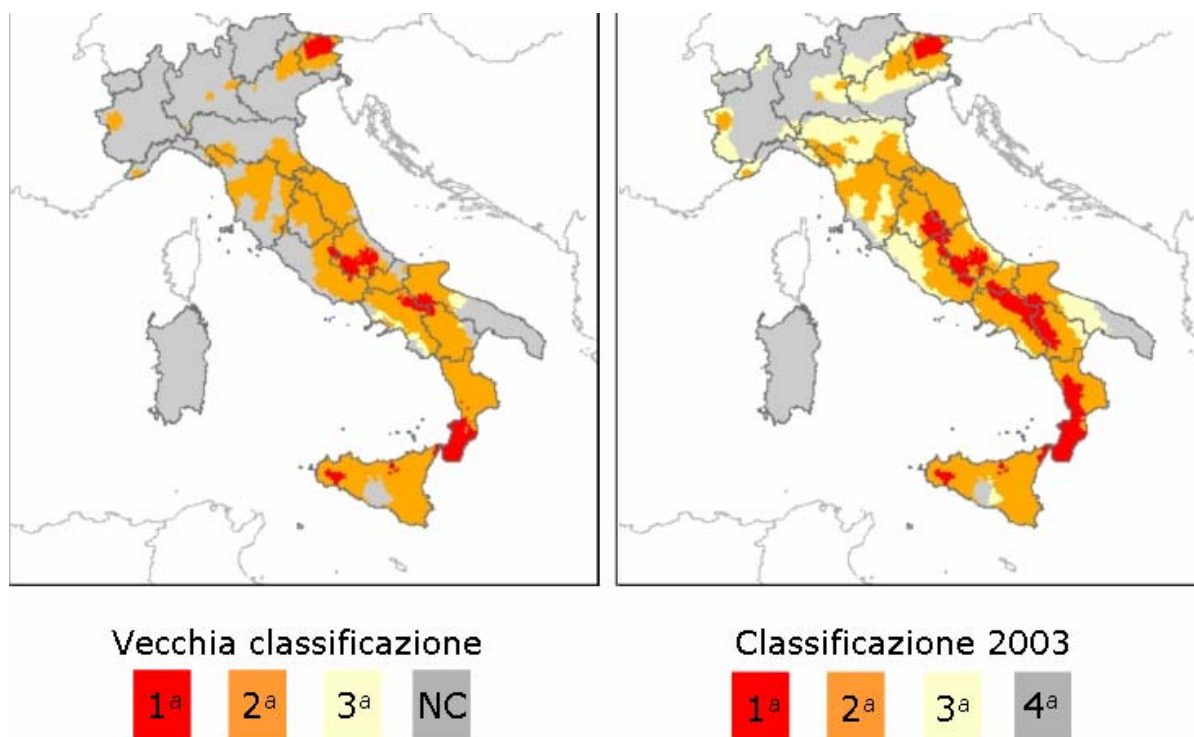


Figura 3.3 Classificazione sismica dell'Italia: confronto tra vecchia e la nuova zonizzazione

A partire dalla accelerazione da considerare al suolo si determina l'azione sismica di progetto, cioè l'azione da applicare alla struttura, in funzione dei seguenti elementi costruttivi:

1. tipologia strutturale;
2. numero di piani dell'edificio;
3. regolarità architettonica in pianta e in elevazione.

3.9 Variazioni termiche

Si considerano le variazioni di temperatura rispetto a quella iniziale di riferimento, assunta quale convenzionale zero termico.

Per gli edifici la variazione termica massima nell'arco dell'anno, nel singolo elemento strutturale è assunta convenzionalmente pari a:

- Strutture in ca. e c.a.p.:

esposte $\pm 15^{\circ}\text{C}$;

protette $\pm 10^{\circ}\text{C}$;

- Strutture in acciaio:

esposte $\pm 25^{\circ}\text{C}$;

protette $\pm 15^{\circ}\text{C}$.

Di regola, per le strutture monodimensionali, la variazione termica si può considerare uniforme sulla sezione e costante su ogni elemento strutturale.

In casi particolari può essere necessario considerare, oltre alla variazione uniforme, anche una seconda distinta condizione di più breve durata con variazione lineare della temperatura nella sezione.

Va inoltre tenuto presente che possono aversi differenze di temperatura tra struttura ed elementi non strutturali ad essa collegati.

3.10 Incendi, esplosioni ed urti

Il DM 14/09/2005 introduce, per la prima volta, nuove tipologie di azioni che agiscono sull'edificio in condizioni particolari legate principalmente all'attività antropica.

3.10.1 Incendi.

Al fine di limitare i rischi derivanti dagli incendi, le costruzioni devono garantire:

- la stabilità degli elementi portanti per un tempo utile ad assicurare il soccorso agli occupanti;
- la limitata propagazione del fuoco e dei fumi, anche riguardo alle opere vicine;
- la possibilità che gli occupanti lascino l'opera indenni o che gli stessi siano soccorsi in altro modo;
- la possibilità per le squadre di soccorso di operare in condizioni di sicurezza.

Gli obiettivi di protezione delle costruzioni dagli incendi, finalizzati a garantire i requisiti suddetti, sono raggiunti attraverso l'adozione di misure e sistemi di protezione attiva e passiva.

3.10.2 Esplosioni.

L'esplosione è una azione di tipo accidentale di natura eccezionale, nei confronti della quale bisogna rispettare i seguenti principi generali:

- adottare la procedura dell'analisi di rischio per identificare gli eventi estremi, le cause e le conseguenze di eventi indesiderati;
- descrivere nel progetto e tenerne conto nel piano di manutenzione delle opere di tutte le precauzioni di sicurezza e le misure protettive richieste per ridurre la probabilità o le conseguenze di situazioni eccezionali.

Generalmente non sono prese in esame le azioni derivanti da esplosioni esterne, azioni belliche e sabotaggio, salvo che ciò non risulti indispensabile per particolari costruzioni e scenari di progetto.

3.10.3 Urti.

L'urto è un fenomeno di interazione dinamica fra l'oggetto dotato di massa e di velocità significativa e la struttura. Le azioni dovute agli urti sono determinate dalla distribuzione delle masse, dal comportamento a deformazione, dalle caratteristiche di smorzamento e dalle velocità iniziali del corpo collidente e della struttura su cui avviene l'impatto.

Per determinare le forze all'interfaccia si devono considerare l'oggetto e la struttura come un sistema integrato.

4 SOLLECITAZIONI INDOTTE

4.1 Generalità

Le azioni viste inducono uno stato pensionale interno alla struttura e all'edificio che dipende dalla modalità con cui le azioni si esplicano.

Le sollecitazioni indotte dai carichi che agiscono sulle costruzioni sono:

- **Sforzo normale**
 - Sforzo normale di trazione
 - Sforzo normale di compressione
- **Flessione**
 - Flessione retta
 - Flessione deviata
- **Taglio**
- **Torsione**

4.2 Azione normale

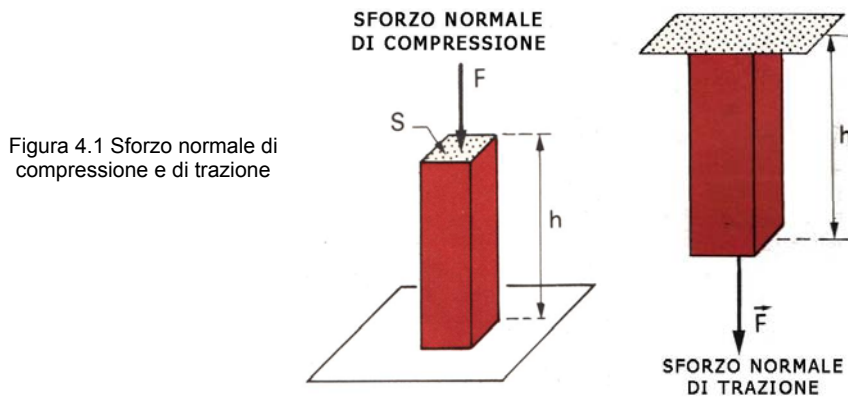
Si definisce azione normale l'azione prodotta da forze perpendicolari alla sezione.

Esempi pratici di questa tipologia di sollecitazione sono:

- a) il tiro rispetto alla fune;
- b) il peso dell'automobile sul crick;
- c) il peso del filo sul palo telefonico;
- d) il colpo del martello sul chiodo;

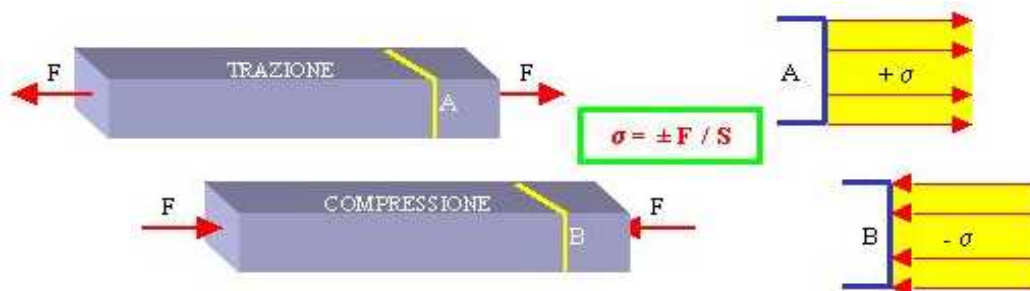
L'azione normale può essere di due tipi:

- **trazione**, quando la forza tende ad allungare le fibre; di solito viene considerata positiva;
- **compressione**, quando la forza tende ad accorciare le fibre; di solito viene considerata negativa



La forza F è spesso distribuita su tutta la superficie S della sezione, per cui non ci sono problemi; quando però essa è concentrata in un punto, si ammette che dopo un breve tronco di trave essa produce uno **sforzo uniforme** su tutta la sezione.

In pratica, a sinistra delle sezioni A e B gli sforzi interni s sono distribuiti in maniera uniforme su tutta la sezione (con un diagramma rettangolare riportato in giallo nella figura).



Da ciò segue che, nel campo elastico del materiale, su ciascun punto della sezione agisce una forza interna costante pari a:

$$\sigma = F / S \text{ [N/mm}^2\text{]}.$$

La sollecitazione normale può essere determinata anche da variazioni termiche sull'elemento strutturale.

Se l'elemento strutturale è vincolato in modo tale che le sue deformazioni assiali sono impedito, il calore genera uno stato tensionale interno del tutto analogo ad uno stato tensionale che si genera con uno sforzo di compressione:

4.2.1 Carico di punta

Il carico di punta si ha allorché la lunghezza dell'elemento strutturale è di gran lunga superiore alla minima dimensione trasversale (esperienze condotte in tale senso hanno dimostrato che per $l/h > 15$ si ha rottura per carico di punta).

Il carico critico ovvero il carico per cui si verifica la rottura del materiale sollecitato è direttamente proporzionale al momento d'inerzia della sezione (che dipende dalle dimensioni geometriche della sezione) è inversamente proporzionale alla lunghezza dell'elemento strutturale e dipende dalle sue condizioni di vincolo.

In base a quanto detto, un elemento "snello", sottoposto a compressione, si romperà per il superamento del carico critico, mentre un elemento "tozzo" si romperà per il superamento delle tensioni interne limiti.

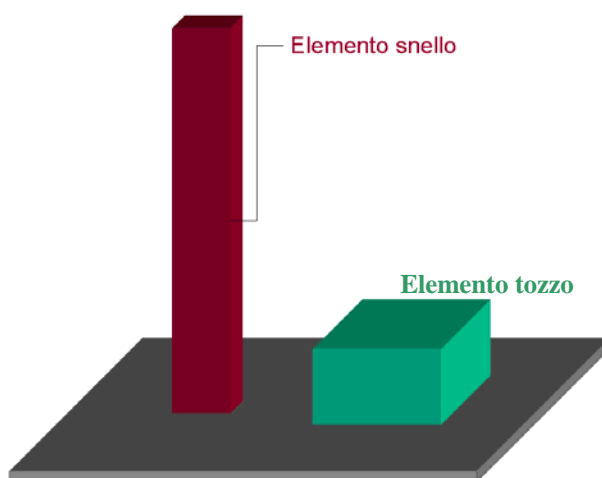


Figura 4.3 esempi di elementi snelli e tozzi

4.3 Flessione

La sollecitazione di flessione può essere di due tipi:

- flessione retta
- flessione deviata

Una sezione si dice che è sollecitata a flessione retta quando la risultante delle sollecitazioni è una coppia che appartiene ad un piano normale alla sezione che passa per uno degli assi principali della sezione stessa.

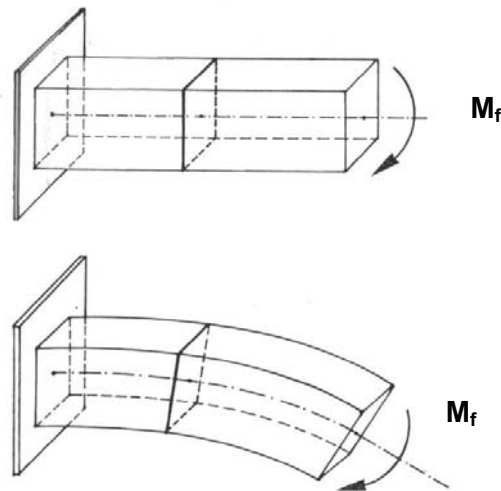


Figura 4.4 Deformazione da flessione semplice

Poichè le sezioni ruotano, deve esserci una causa, cioè una azione rotante: essa è il **momento flettente M_f** cioè il momento delle forze esterne e delle reazioni rispetto alla sezione che si sta studiando.

Cambiando la posizione del punto lungo l'asse, cambia il valore del momento flettente M_f : si costruisce allora un [diagramma](#) del momento flettente che riporta, punto per punto, in una data scala, il suo valore rappresentato da un segmento.

A causa dell'azione flettente parte della sezione è compressa (la parte inferiore) e parte è tesa (la parte superiore).

Facendo riferimento alla fig. 4.5 , che rappresenta una sezione di una trave in cemento armato, la parte tratteggiata rappresenta la zona compressa, la parte non tratteggiata è tesa. Si vede come l'armatura metallica viene disposta solo in zona tesa lasciando al calcestruzzo il compito di resistere agli sforzi di compressione nella parte alta della sezione.

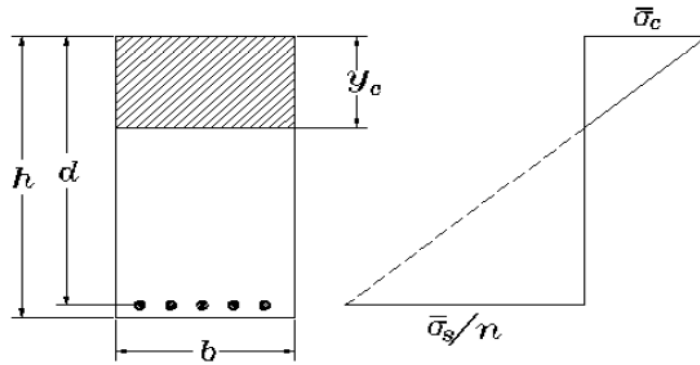


Figura 4.5 Tensioni indotte in una sezione in c.a. semplicemente inflessa

In un elemento che lavora in questo modo, ed è questo il caso più frequente negli edifici in cemento armato, la sezione si dice che è parzializzata, cioè solo una parte del calcestruzzo, quello compresso, contribuisce a portare i carichi.

Lesioni che dovessero manifestarsi in zona compressa sono sicuramente meno preoccupanti rispetto a quelle in zona tesa.

4.4 Pressoflessione

Una sezione è sottoposta alla sollecitazione di pressoflessione quando sulla trave agiscono contemporaneamente una forza di compressione (o di trazione) e una coppia.

Le sollecitazioni di compressione semplice o di flessione si manifestano difficilmente nei casi reali ma sono normalmente presenti contemporaneamente sui singoli elementi strutturali.

Basti pensare ad un pilastro di un edificio in cemento armato che sarà sollecitato sia a compressione, a causa del peso proprio e dei carichi trasmessi dai piani superiori, sia a flessione per la presenza dei solai che generano azioni flettenti in testa al pilastro stesso.

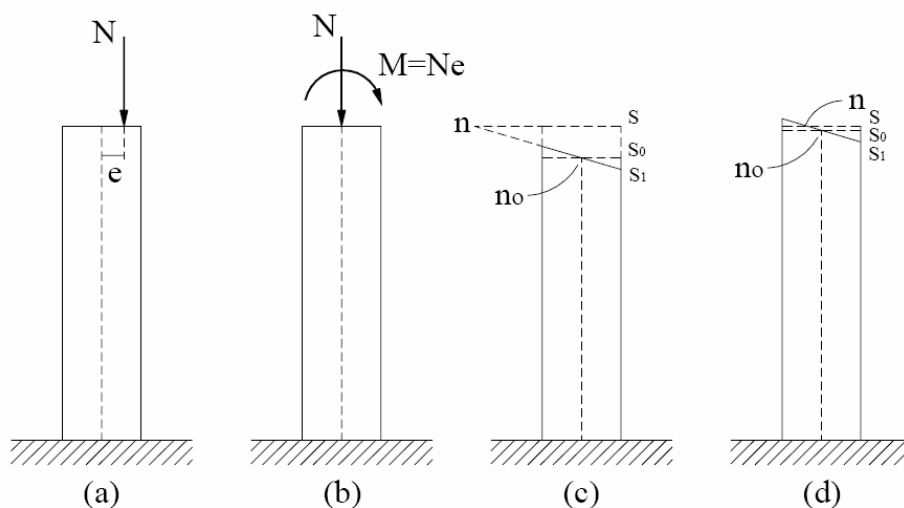


Figura 4.6 Elemento pressoinflesso. (a) Sforzo normale con eccentricità "e". (b) Sforzo normale centrato e momento di trasporto. (c) (d) Deformate da pressoflessione

In questa condizione di carico le tensioni interne indotte sono la somma di diverse componenti: poiché ci sono due azioni quelle di valore costante in tutti i punti della sezione dovute all'azione normale, e quelle variabili a "farfalla" dovute alla flessione.

4.5 Taglio

Si ha una sollecitazione di taglio quando la forza, agente sull'elemento strutturale, è perpendicolare all'asse e passa per esso. Questa definizione assicura che, salvo casi particolari, il taglio è sempre accompagnato dalla flessione. La fig. 4.7 mostra, nella prima schematizzazione, la situazione ideale, nella quale le forze opposte F tagliano la trave in una sezione, di netto, senza produrre nessuna deformazione, se non la dislocazione (spostamento) della parte destra rispetto alla sinistra.

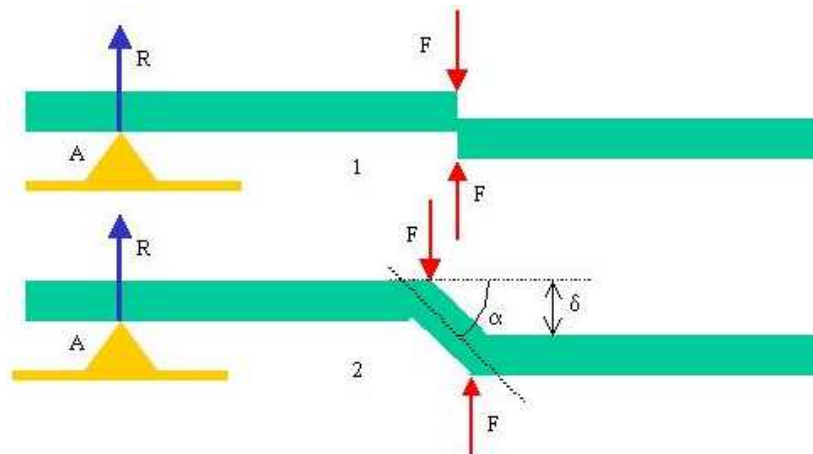


Figura 4.7 Sforzo di taglio

Nella seconda schematizzazione è rappresentata la situazione reale, nella quale le forze producono una grande deformazione, poiché non possono agire su una sola sezione, ma su una zona più o meno ampia; la zona che poi sarà sede del taglio in due parti della trave subisce una dislocazione d e una rotazione α che dipendono dalle caratteristiche di resistenza del materiale e dallo spessore della trave.

Le azioni di taglio sono quelle che si manifestano in modo particolarmente evidente durante i terremoti.

A differenza delle precedenti sollecitazioni, l'azione da taglio produce uno stato tensionale interno che risulta parallelo alla generica sezione retta.

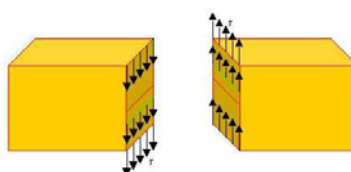


Figura 4.8 Le tensioni da taglio

4.6 Torsione

Si ha sollecitazione di torsione quando l'azione agente sull'elemento strutturale è una coppia agente nel piano della generica sezione e perpendicolare all'asse dell'elemento.

Anche la torsione, come il taglio genera uno stato tensionale interno parallelo alla generica sezione. Da questo deriva il nome dato a queste sollecitazioni: sollecitazioni tangenziali (t tao).

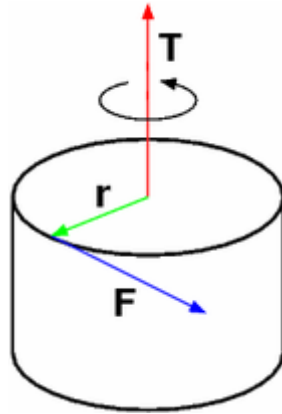


Figura 4.9 La sollecitazione da torsione

5. EDIFICI IN MURATURA



Masenzio, ricostruzione

5.1 Introduzione

I sistemi costruttivi in muratura ordinaria, noti anche con il nome di “costruzioni tradizionali, in virtù della loro utilizzo per molti secoli, e ad oggi non ancora in disuso, sono basati sullo schema statico *“non spingente” del trilito* o su quello *“spingente” dell’arco o della volta*.

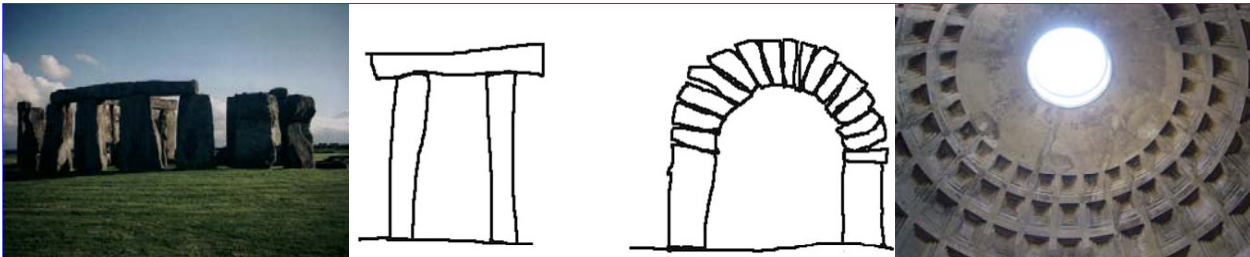


Fig. 5.1 – esempi di utilizzo del trilito e dell’arco o della volta

Il primo sistema in muratura adottato, soprattutto nel passato, può essere descritto sulla base dei suoi elementi essenziali che si riassumono in:

- Fondazioni continue;
- Muri perimetrali e di spina in muratura di pietrame, mattoni o mista;
- Solai di vario tipo semplicemente appoggiati alle strutture murarie;
- Copertura a tetto inclinato (a capanna o a padiglione).

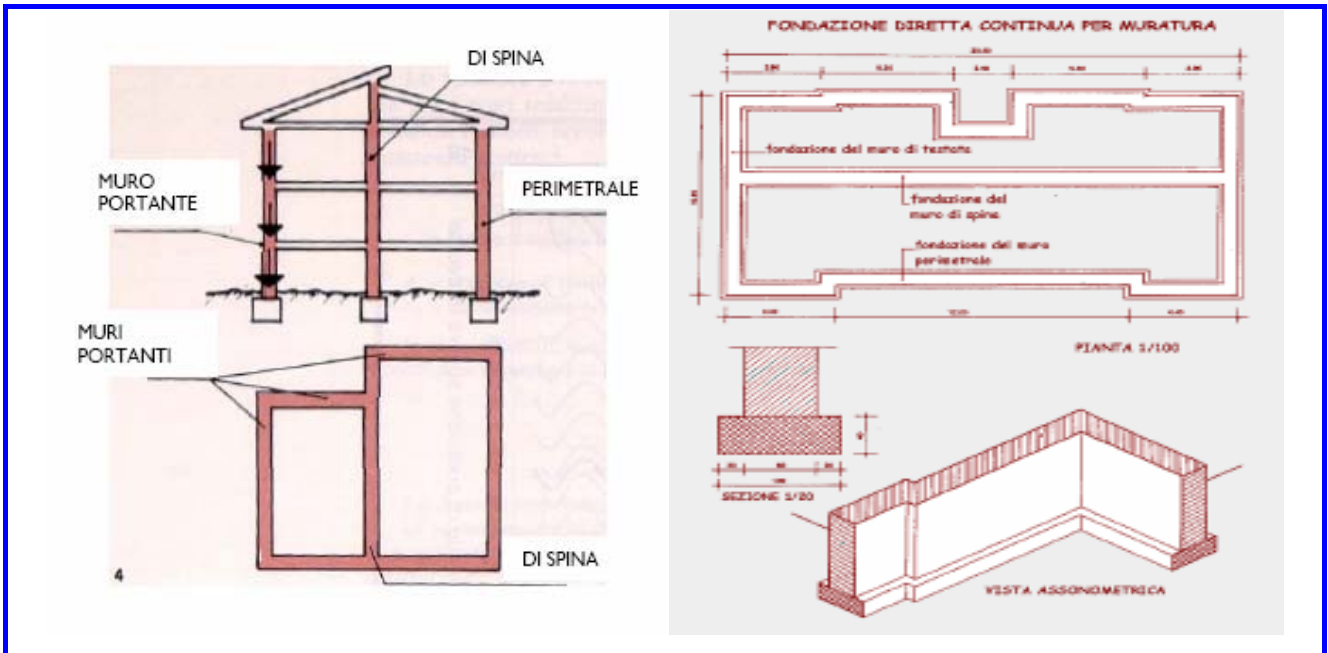


Fig. 5.2 – schema statico a trillite

Fig. 5.3 – fondazione continua

Questo sistema può essere attualmente impiegato per edifici di due o tre piani impiegando le tecniche costruttive moderne che permettono la totale esecuzione dell'opera, nella sostanza però, il sistema rimane invariato da quello impiegato precedentemente.

Le fondazioni, del tipo continuo, ripropongono la continuità della struttura d'elevazione e sono quindi proprie degli edifici in muratura (fig. 5.3)

I muri perimetrali, così come rappresentato nelle immagini di seguito riportate, possono essere costruiti in pietra, mattoni o terra.

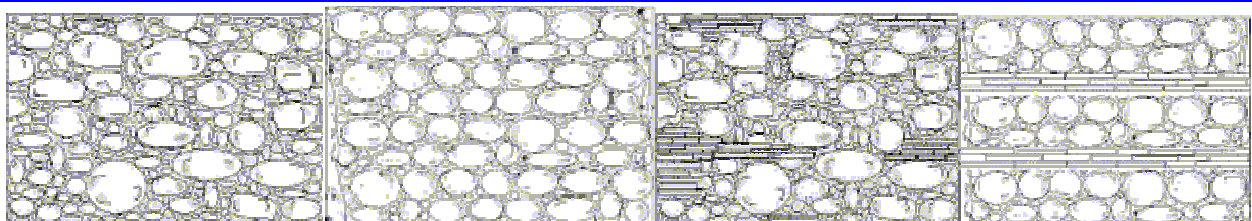


Fig. 5.4 - Esempi di murature in pietra arrotondata senza e con ricorsi di mattoni

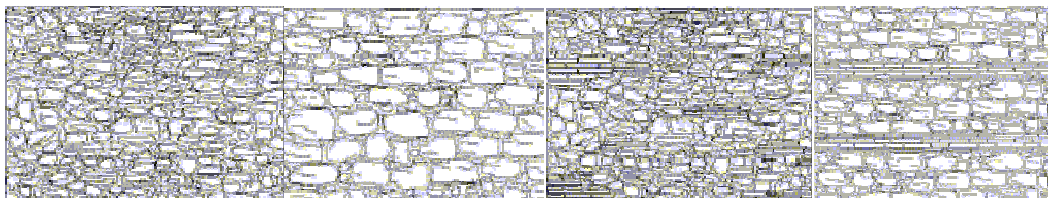


Fig. 5.5 - Esempi di murature in pietra grezza senza e con ricorsi di mattoni



Fig. 5.6 - Esempi di murature in pietra lastriforme e pseudoregolare senza e con ricorsi di mattoni

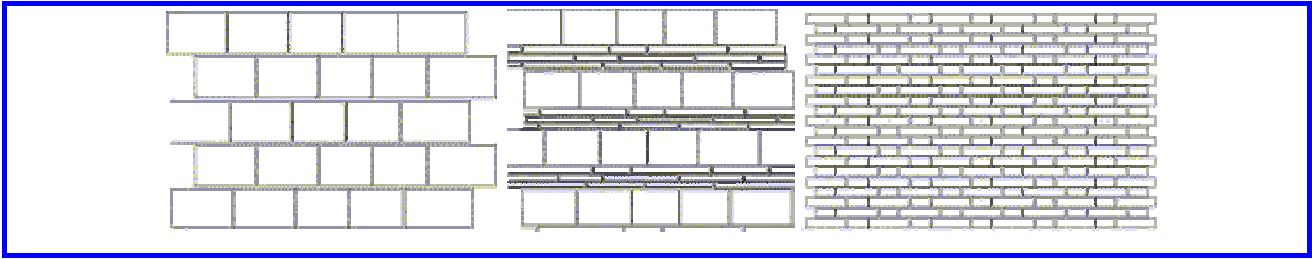


Fig. 5.7 - Esempi di murature in pietra squadrata senza e con ricorsi di mattoni e muratura di mattoni



Fig. 5.8 - Edificio di terra nel centro della cittadina di Casalincontrada, in provincia di Chieti, Italia;
Fig. 5.9 - Esempio di architettura di terra, costruita con mattoni chiamati "brest", tipico del centro storico della città di Nicastro, in Calabria
Fig. 5.10 - Fienile in pisé situato nelle vicinanze di Novi Ligure (AL), Italia;

Fonte: www.terracruda.com

Negli ultimi anni si sono sviluppate tecniche costruttive innovative che hanno introdotto nuovi tipi di materiali idonei alla costruzione delle murature portanti.

Un esempio può essere costituito dalla muratura armata ad alte prestazioni termiche in laterizio alveolato per zona sismica (fig. 5.11).

I solai utilizzati per questo tipo di costruzioni possono essere:

- In legno;
- In ferro;
- In calcestruzzo cementino armato in opera o prefabbricato;
- Di tipo misto in ferro e laterizio; C.A. e laterizio in opera o prefabbricato; legno e laterizio.

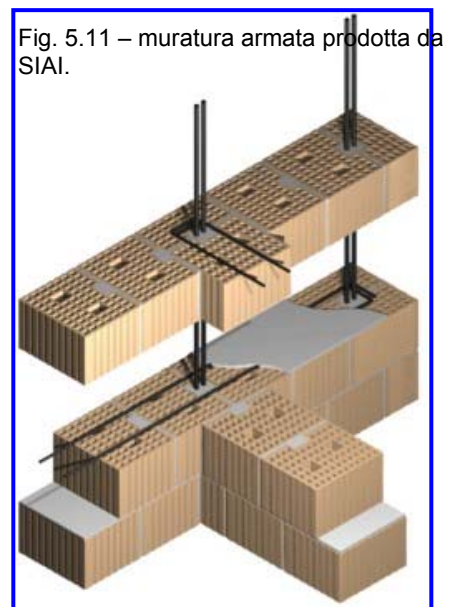


Fig. 5.11 – muratura armata prodotta da SIAI.

Il secondo sistema in muratura adottato, oramai in disuso per il costo eccessivo e per le complicazioni costruttive che lo caratterizzano, è quello cosiddetto **spingente "ad arco e volta"** (fig. 5.12).

I suoi elementi costitutivi si possono riassumere in:

- Fondazioni ad archi rovesci;
- Muri portanti in muratura di pietrame, mattoni o mista;
- Solai e soffitti a volta a botte, padiglione, crociera o vela;
- Copertura a tetto inclinato

Fig. 5.12

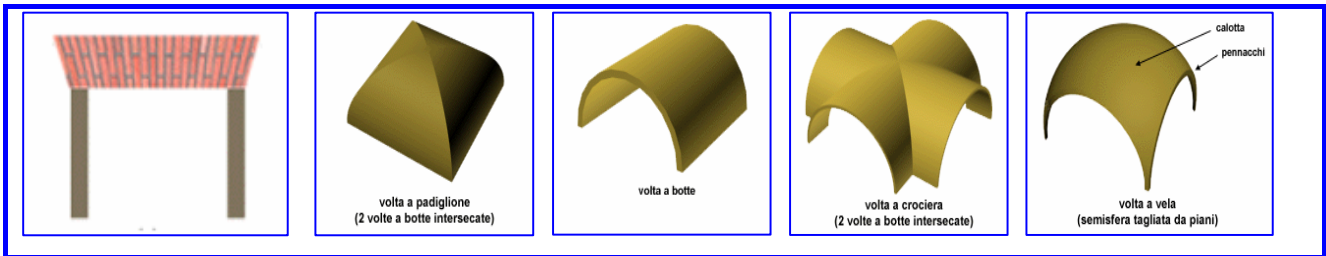
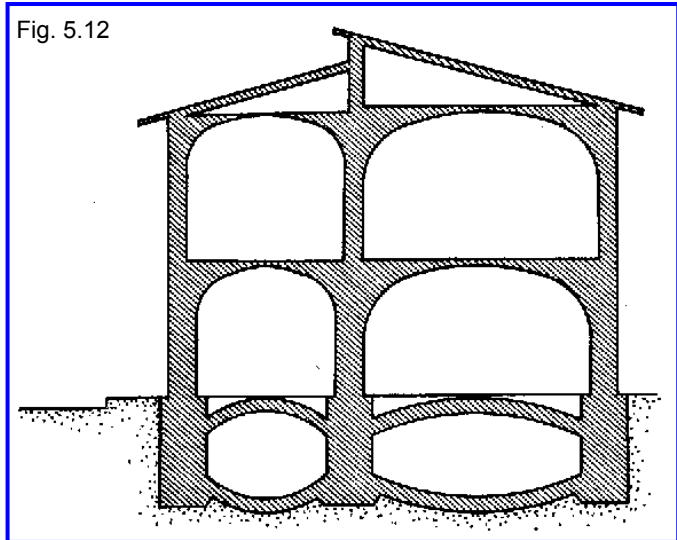


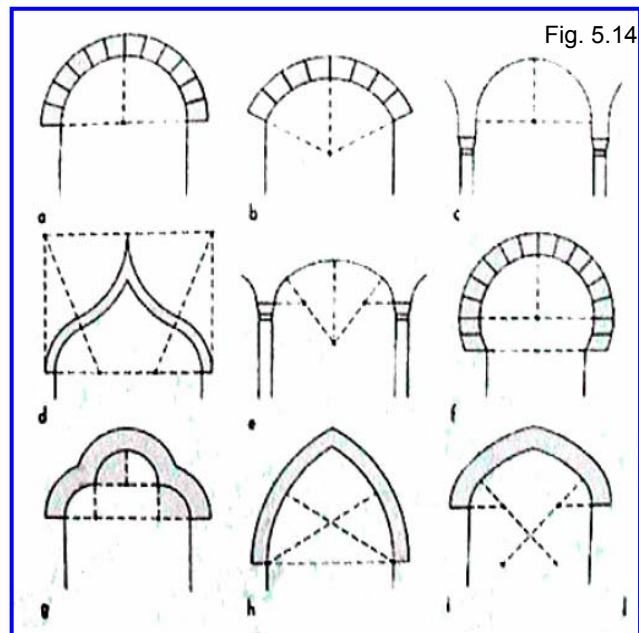
Fig. 5.13

Sono di seguito riportate alcune tipologie di archi, di volte e di piattabande murarie.

Tipologie di archi (fig. 5.14)

- a. Arco a tutto sesto (sosto = compasso)
- b. Arco a sesto ribassato
- c. Arco a sesto rialzato
- d. Arco inflesso
- e. Arco ribassato policentrico
- f. Arco a ferro di cavallo
- g. Arco lobato
- h. Arco a sesto acuto (o a ogiva)
- i. Arco Tudor

Fig. 5.14



Volte murarie (fig 5.15):

- a. Volta a botte (fusi -1- e unghie -2-)
- b. Volta a botte rampante
- c. Volta a bacino
- d. Calotta sferica (3) - su pennacchi (4)

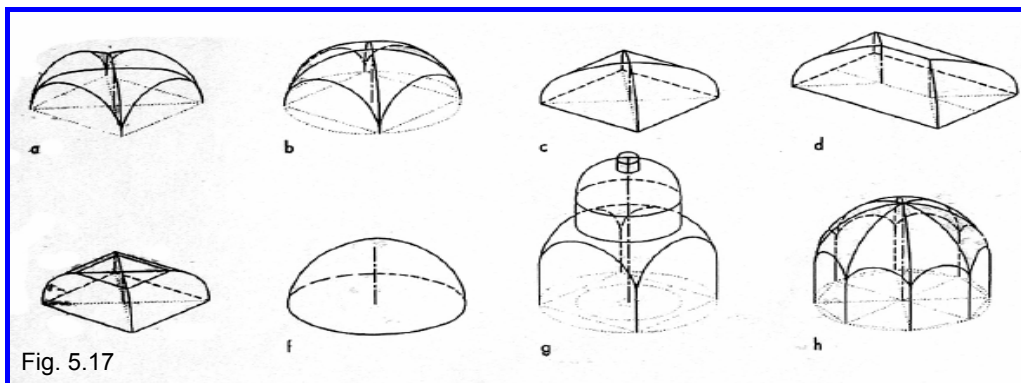
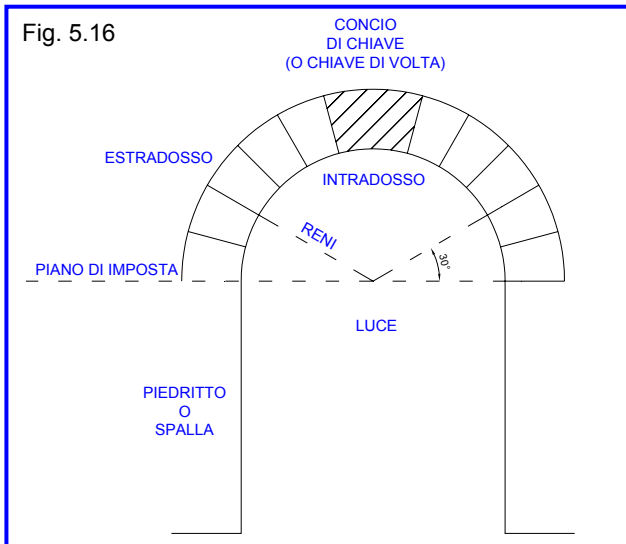
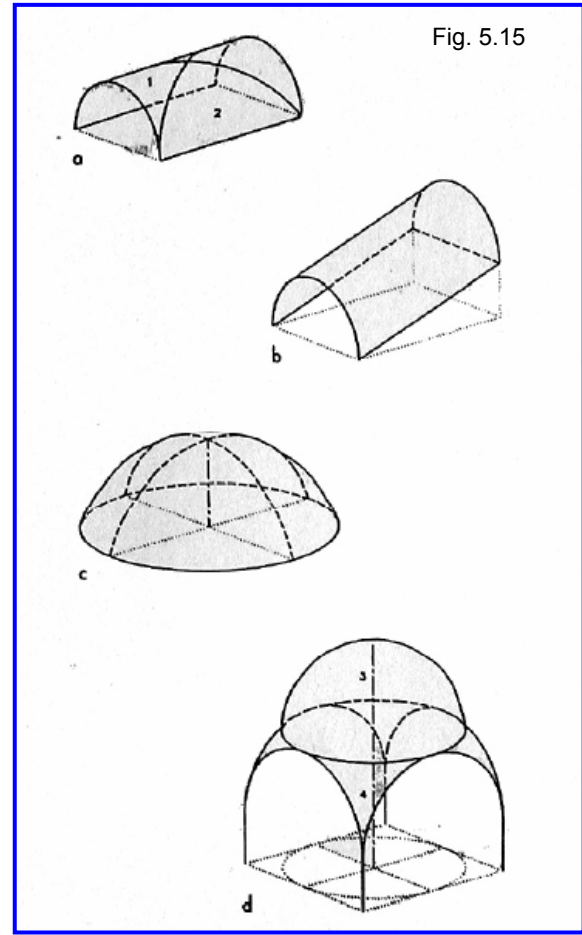
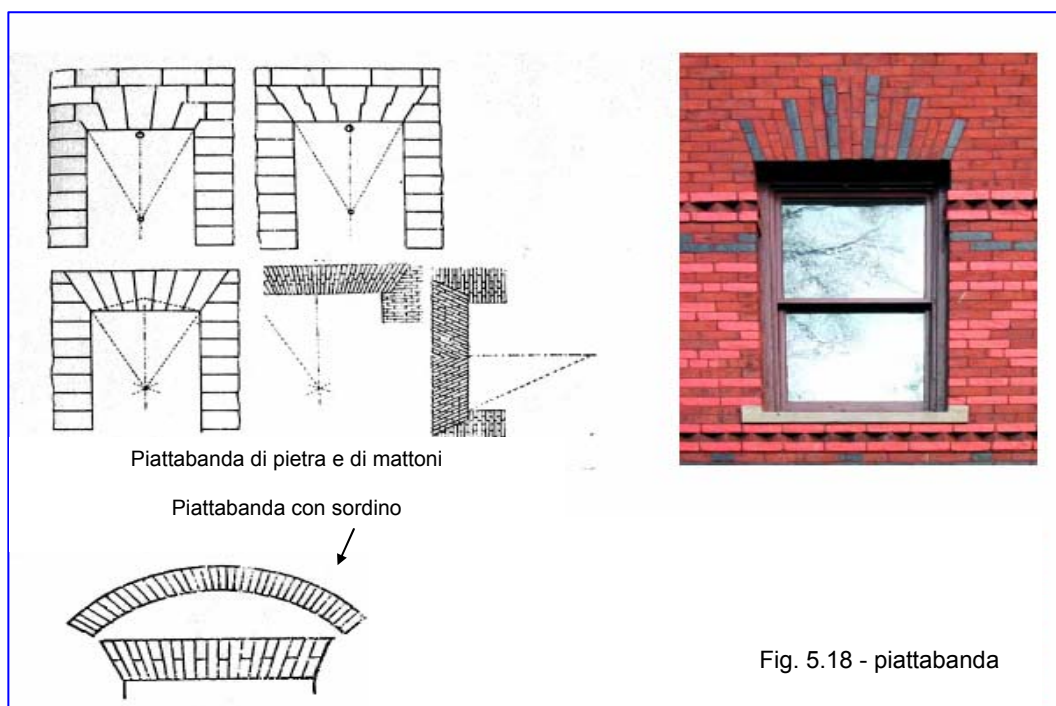


Fig. 5.17

legenda fig. 5.17		
a. Volta a crociera	b. Volta a vela	c. Volta a padiglione
d. Volta a padiglione	e. Volta a specchio	f. Volta a bacino
g. Cupola su tamburo	h. Volta a ombrello	



Il sistema costruttivo in muratura ordinaria (sia spingente che non) ha i seguenti **vantaggi**:

- Semplicità strutturale;
- Buon isolamento termico ed acustico degli ambienti;
- Durata della costruzione pressochè illimitata per l'impiego di materiali pesanti e durevoli.

Di contro presentano i seguenti **svantaggi**:

- Insufficienza statica per sollecitazioni indotte da spinte orizzontali ² a causa del collegamento poco solidale fra muri e solai;
- Impossibilità di avere una pianta libera ad ogni piano³;
- Le dimensioni dei muri obbligano ad avere aperture di luce limitata.
- Il numero di piani costruibili di un edificio è limitato, come limitate sono le sue dimensioni⁴.

² Tali sollecitazioni sono indotte da deflagrazioni, scosse telluriche, ecc.

³ questo sistema obbliga ad avere la stessa disposizione degli ambienti su ogni piano (pianta bloccata) a differenza delle strutture a gabbia.

⁴ Il muro è una struttura in grado di sopportare i carichi quando questi siano centrati. Normalmente questo non avviene, determinando delle sollecitazioni di presso-flessione, che nel caso in cui il muro sia di altezza superiore a 15 volte il suo spessore provocano il fenomeno del carico di punta, a cui la muratura offre pochissima resistenza.

Secondo le norme sismiche, la lunghezza libera del muro non deve superare i 7,00 m. così come si evince dalla figura 5.22, inoltre il collegamento con altri muri trasversali dello stesso spessore, o l'irrigidimento con lesene rende la struttura molto più stabile alle sollecitazioni orizzontali.

Possiamo trovare, inoltre, costruzioni in muratura di pietrame a secco come i "Trulli e le Pajare pugliesi" (fig. 5.20 e 5.21).

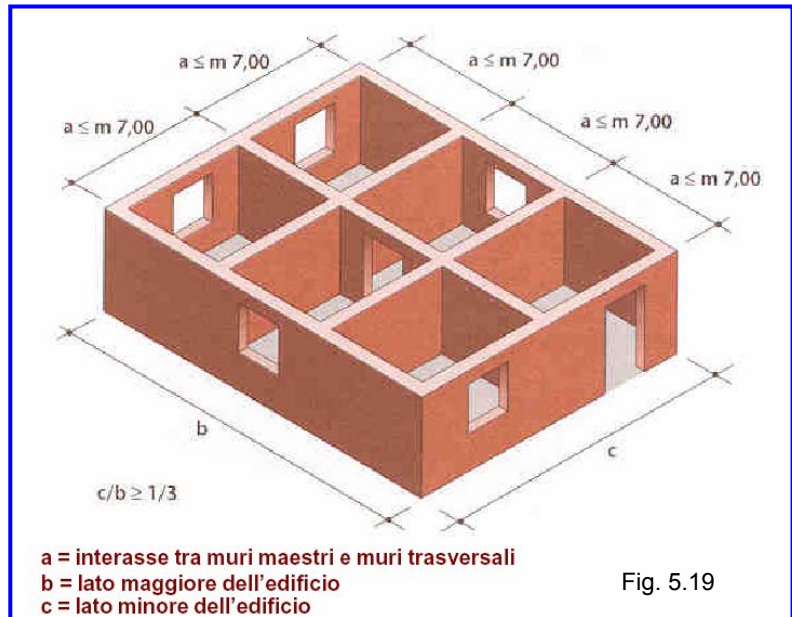


Fig. 5.19



Fig. 5.20 – Esempio di Trulli e pajare

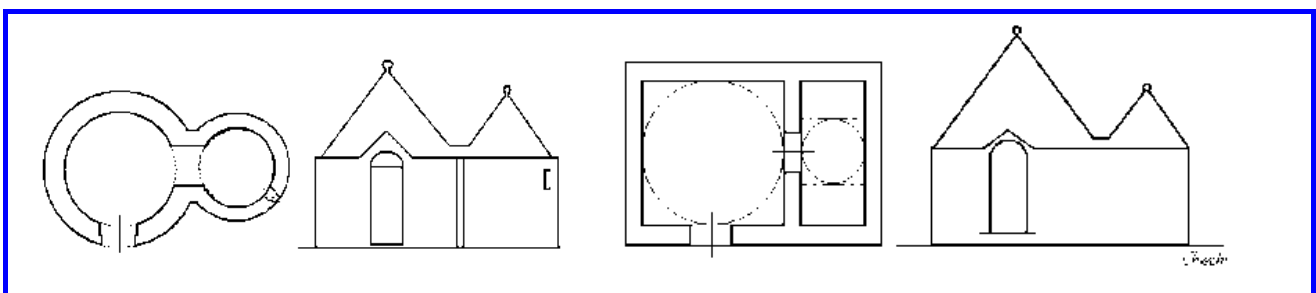


Fig. 5.21 – tipologie di trulli rispettivamente a pianta circolare e a pianta quadrata

5.2 Le murature: caratteristiche e funzioni

Si intende per muro l'insieme degli elementi pesanti di varia natura (pietra, laterizio, ecc.), collegati fra loro a regola d'arte mediante un legante in modo da ottenere una struttura monolitica.

Il muro in relazione allo scopo per cui viene costruito deve assicurare:

- la funzione portante (se previsto);
- la protezione dagli agenti atmosferici (neve, vento, pioggia, ecc.);
- l'isolamento termico;
- l'isolamento acustico

lo spessore del muro dipenderà quindi dalle funzioni che deve svolgere.

Quando un muro non debba svolgere la funzione portante, ma solo di separazione fra spazi diversi, potrà essere di spessore minimo, ma sempre idoneo a garantire le altre condizioni (protezione ed isolamento).

5.2.1 Denominazione e tipi di muri.

I muri si possono classificare in vari modi, a seconda della loro funzione o posizione, dei materiali impiegati o della tecnica di esecuzione.

In base alla funzione possono essere:

- **muri maestri o portanti** se assolvono a compiti statici; sono di questo tipo i muri perimetrali e quelli di spina degli edifici in muratura ordinaria;
- **di tamponamento**, se servono a chiudere i vuoti fra travi e pilastri delle strutture intelaiate;
- **divisori o tramezzi**, quando servono a separare i vani interni dell'abitazione tra di loro.

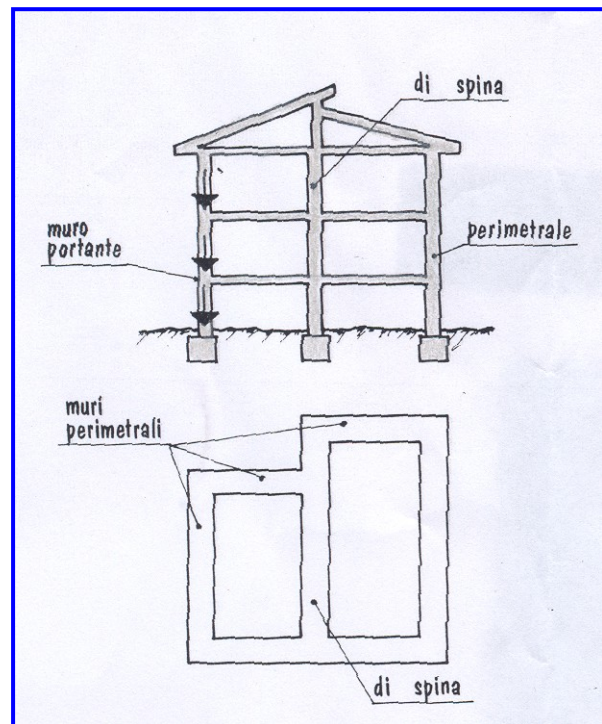


Fig. 5.22– muri portanti

In base ai materiali costituenti si hanno:

- **muri di pietra da taglio;**
- **muri di pietrame in conci irregolari;**
- **muri di blocchi di tufo;**
- **muri di laterizi;**
- **muri misti di pietrame, di calcestruzzo e laterizi;**
- **muri di calcestruzzo** semplice o armato;
- **muri di elementi vari prefabbricati.**

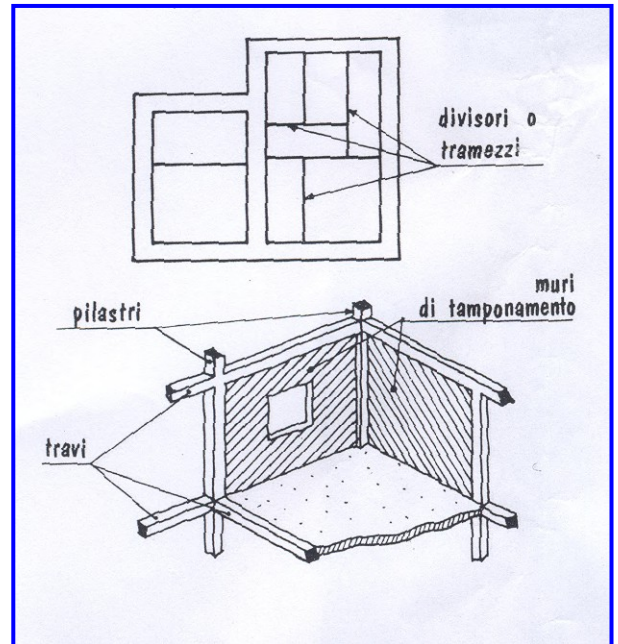


Fig. 5.23— tramezzi e muri di tamponamento

In base alla posizione, i muri si possono distinguere in:

- **muri in fondazione**, quelli posti sotto il piano di campagna;
- **muri in elevazione**, quelli al di fuori del piano di campagna;

In base alla tecnica di esecuzione si possono avere:

- **muri a secco**, quando non vengono impiegate malte per cementare i vari elementi;
- **muri con malte** (muri propriamente detti);
- **muri di getto**, realizzati con conglomerati vari entro cavità del terreno o con casseforme.

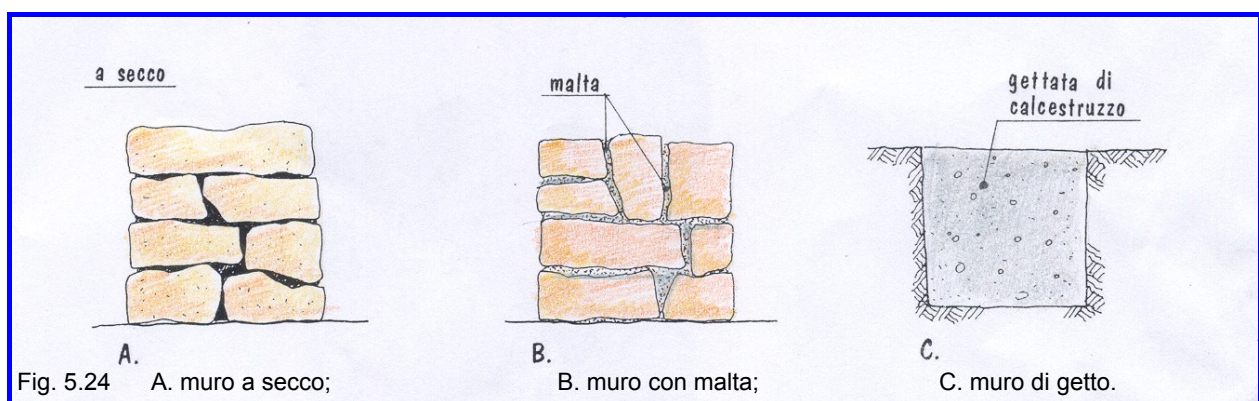


Fig. 5.24 A. muro a secco;

B. muro con malta;

C. muro di getto.

5.3 Tecnologia dei vari tipi di murature

5.3.1. Murature in pietra a secco.

Sono fra le strutture più antiche create dall'uomo, attualmente sono utilizzate soprattutto per delimitare i terreni agricoli o per recinzioni e vengono usate nelle zone dove si trova pietra in abbondanza, come ad esempio in Puglia, Liguria o Sardegna (fig. 5.25).

Esempi di edifici costruiti con questa tecnica sono i trulli e le pajare pugliesi (figg. 5.20 e 5.21) o le nuraghe sarde (fig. 5.26).

Fig. 5.25 – tecnica di esecuzione delle murature a secco con pietra.

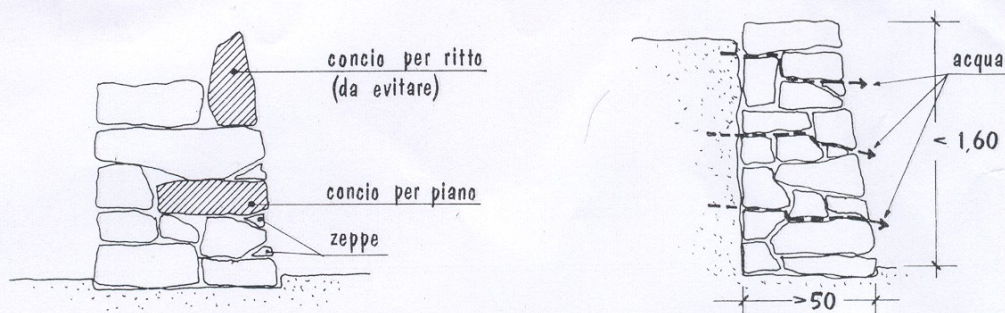
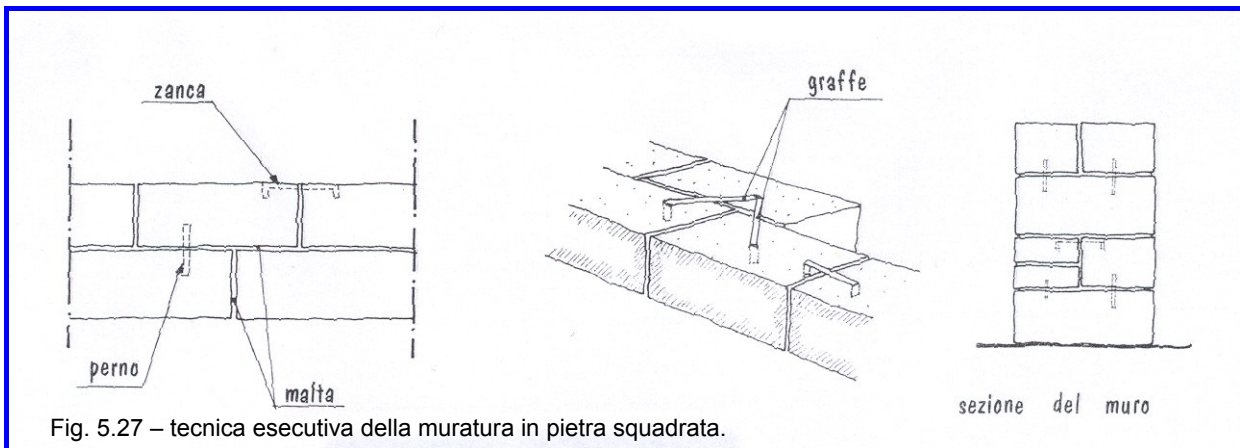


Fig. 5.26 – nuraghe di Losa Abbasanta (Cagliari).

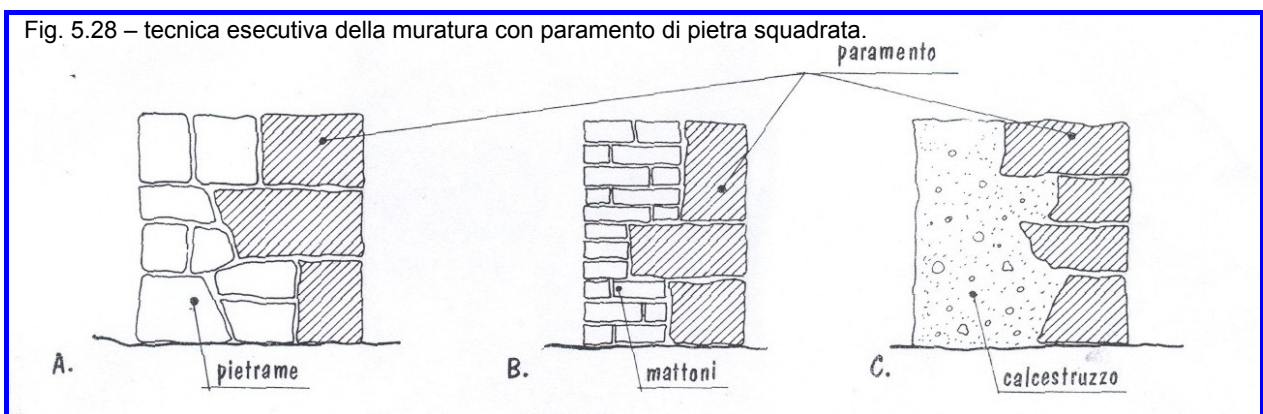
5.3.2. Murature di pietra.

Le murature di pietra, molto usate in passato quando i costi della manodopera erano irrilevanti, si possono raggruppare nelle tipologie seguenti.

1. **murature di pietra squadrata:** di grandissima resistenza utilizzate soprattutto dall'antichità classica fino ad i primi del 900, erano formate da conci disposti uno accanto all'altro, collegati con zanche o perni metallici (fig. 5.27).



2. **murature con paramento di pietra squadrata:** esteriormente nell'aspetto molto simili alle murature di pietra squadrata, ma con l'impiego dei conci squadrati limitato solo alla parte esterna visibile, mentre la parte interna era realizzata con materiali meno pregiati (pietrame grossolanamente squadrato, mattoni o calcestruzzo).



3. **muratura di pietrame a faccia vista:** utilizzata nelle zone di produzione di buon pietrame può essere eseguita nei modi seguenti.

- **A corsi regolari o filaretto.** Si può realizzare con facilità con conci calcarei di forma quasi regolare e di altezza uniforme. Lo spessore minimo della muratura è di 40 cm. e può

essere realizzata anche a paramento, disponendo le pietre nella parte a vista, con ossatura interna di mattoni pieni o di calcestruzzo.

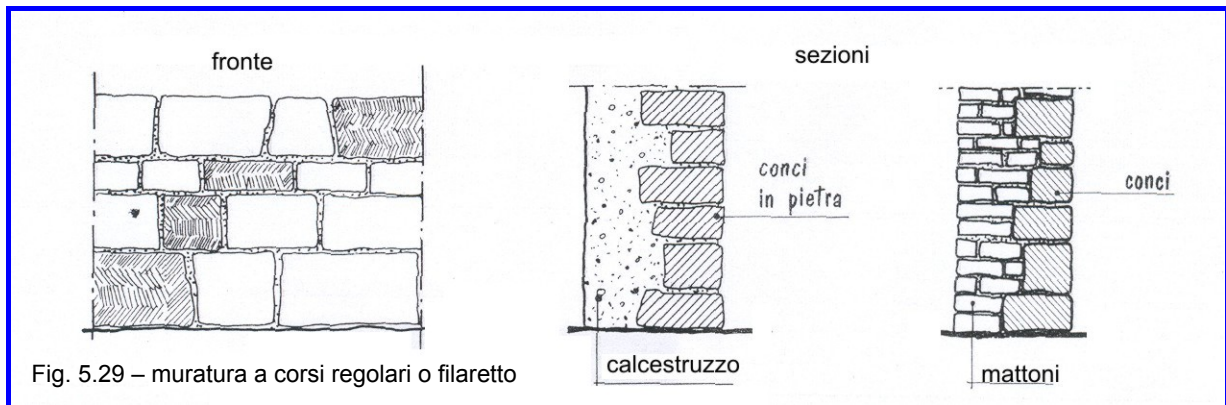


Fig. 5.29 – muratura a corsi regolari o filaretto

- **Ad opus incertum:** possono essere impiegati scapoli di pietra anche irregolari fatti combaciare ad arte con colpi di scalpello (fig. 5.30).
- **A corsi interrotti:** la muratura è in tutto simile a quella a corsi regolari, ma ogni tanto conci di pietra più grandi o disposti per ritto interrompono il ritmo dei corsi, con un notevole effetto estetico.

Fig. 5.30 – muratura a opus incertum

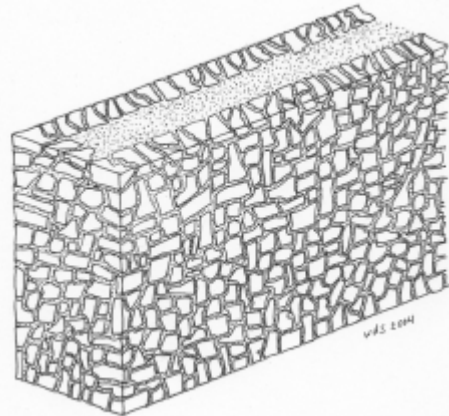


Fig. 5.31 – muratura a corsi interrotti

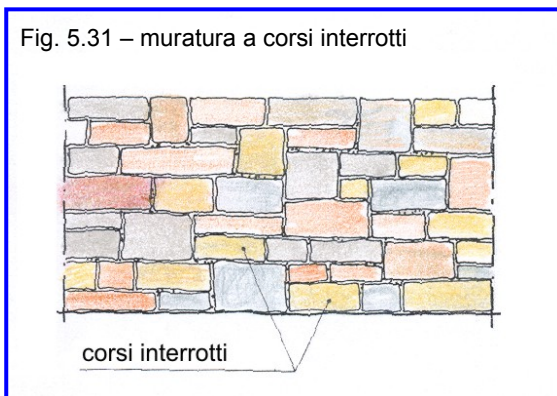


Fig. 5.32 – mura ciclopiche

- **Ciclopica:** si impiegano conci molto grandi di forma irregolare e i grossi vuoti sono chiusi da scaglie e scapole di pietra (fig. 5.32)

4. **muratura con blocchi di tufo.** Pratiche ed economiche, si prestano abbastanza bene per piccoli edifici (al massimo 3 piani), oppure per gli ultimi due piani di edifici più alti o per sopraelevazioni. I blocchi hanno dimensioni commerciali di circa cm 30x40x13 e permettono,

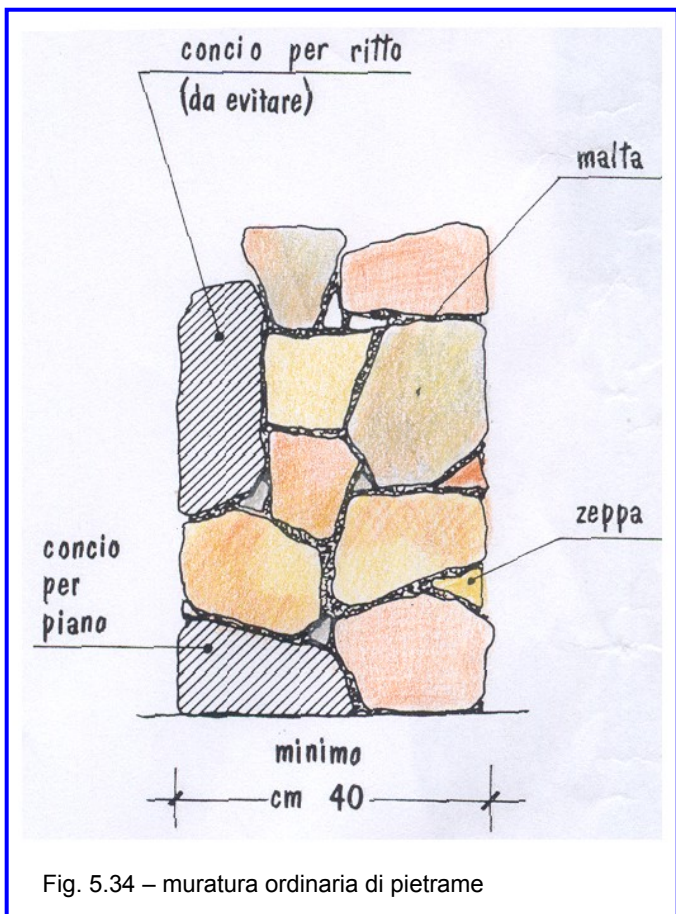
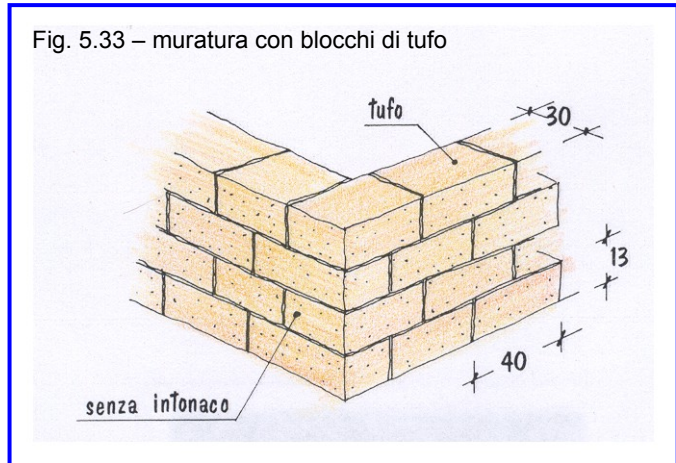
quindi, murature di 30-40 cm o loro multipli e possono essere combinati con il mattone in laterizio. All'aria induriscono perdendo l'acqua di cava, e quindi è sconsigliabile ricoprirli subito di intonaco.

5. murature ordinarie di pietrame.

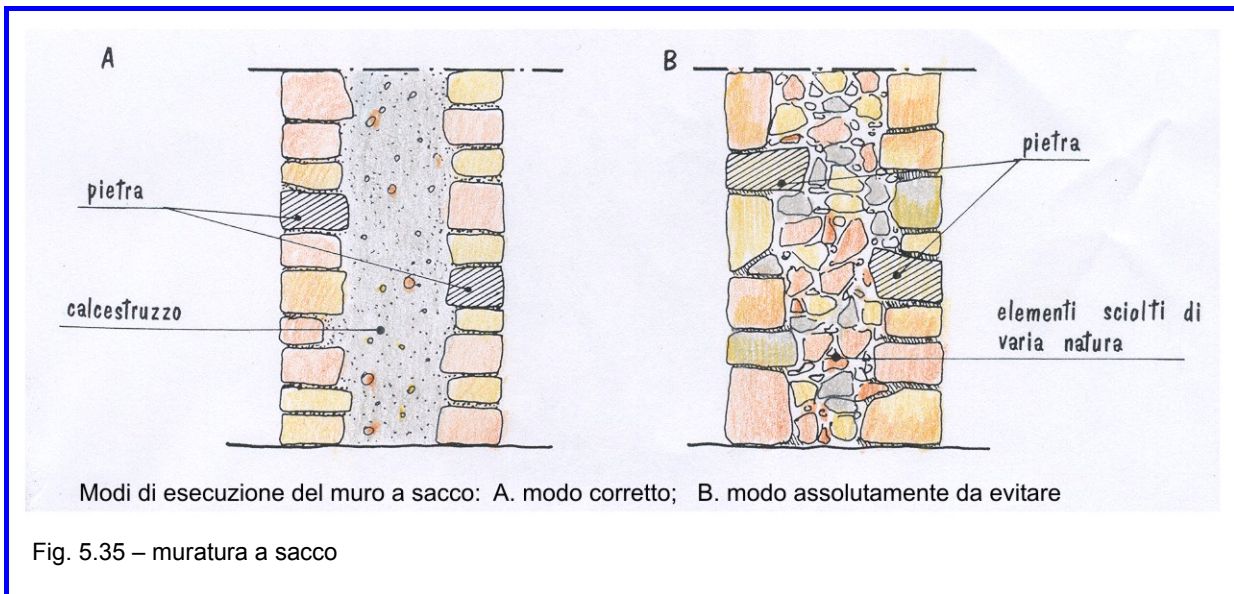
Sono quelle eseguite con scapoli irregolari o scheggioni di pietra, senza particolare cura dal punto di vista estetico e destinate ad essere intonacate sui due lati. Di spessore non inferiore ai 40 cm., per non perdere la resistenza, esse si realizzano con conci di pietra posizionati per piano evitando il posizionamento per ritto. Si deve aver cura di ridurre al minimo degli spazi vuoti fra concio e concio, e quando presenti, i grossi vuoti debbono essere riempiti di scaglie di pietra (zeppe) in modo che la tessitura del muro sia ben serrata. I conci opportunamente ripuliti da terra e polvere, ben bagnati devono essere allettati su malta (idraulica o idraulico-cementizia). Sono da considerarsi difetti della muratura l'impiego di tipi diversi di pietrame (quelli poco resistenti devono essere scartati) o di pezzi di mattoni l'esecuzione a piramide del muro (invece che a ricorsi paralleli e orizzontali) e l'esecuzione del **muro a sacco**.

Quest'ultima pratica risulta estremamente pericolosa per la

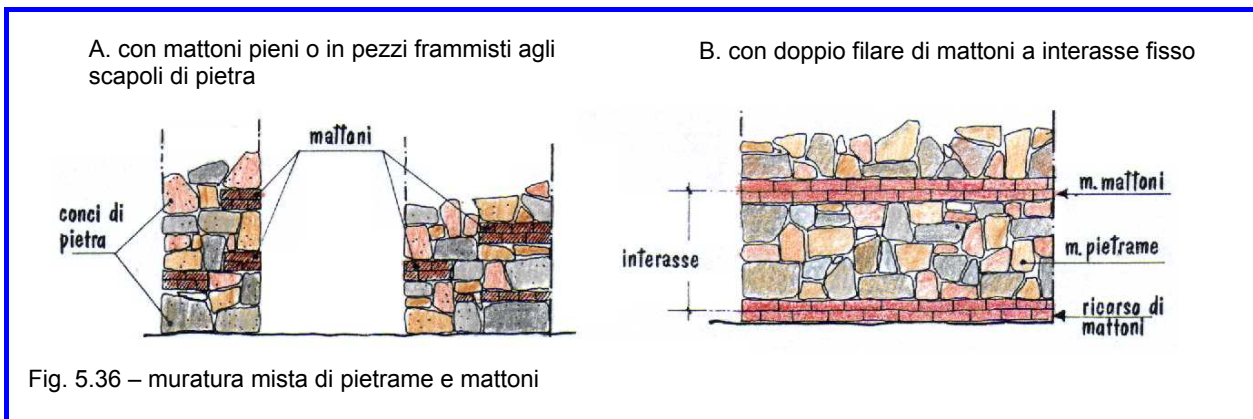
stabilità del muro nel caso lo stesso venga mal eseguito mediante riempimento della parte centrale con avanzi e residui di lavorazione piuttosto che con malta o calcestruzzo. La



muratura a sacco può essere una tecnica ammissibile solo per spessori superiori o uguali a 80-100 cm.



6. **muratura ordinaria mista di pietrame e mattoni.** In questo tipo di muratura i mattoni possono essere impiegati per chiudere i vuoti fra gli elementi di pietra o di aggiustaggio dei piani della muratura o per la costruzione dei ricorsi orizzontali, da interporre alla muratura di pietrame.



7. **muri e pareti di calcestruzzo.** Questa tecnica costruttiva, economica e versatile, si basa sull'uso del conglomerato cementizio, che può essere utilizzato oltre che per pilastri e travi anche per muri, sia portanti che divisorii o di tamponamento. Nella realizzazione dei muri bisogna tener presenti le particolari caratteristiche del materiale e principalmente: la notevole dilatazione, il ritiro e la permeabilità. Il calcestruzzo è ottimo e soprattutto economico per i muri di sostegno, di grandi spessori, potendosi gettare con casseforme modulari recuperabili in lamiera di acciaio e per le murature in fondazione. Nell'uso del calcestruzzo è sempre opportuna la posa in opera di una armatura di ferri di piccolo diametro. Più difficile risulta realizzazioni di pareti sottili a faccia vista, le quali sono più soggette a fessurazioni dovute al

ritiro e alla dilatazione, e necessitano quindi di una adeguata armatura (tipo rete elettrosaldata).



Fig. 5.37 - Church of the light, Ibaraki-shi, Osaka Prefecture, Japan (Arch. Tadao Ando)
foto tratta dal sito <http://www.andotadao.org>

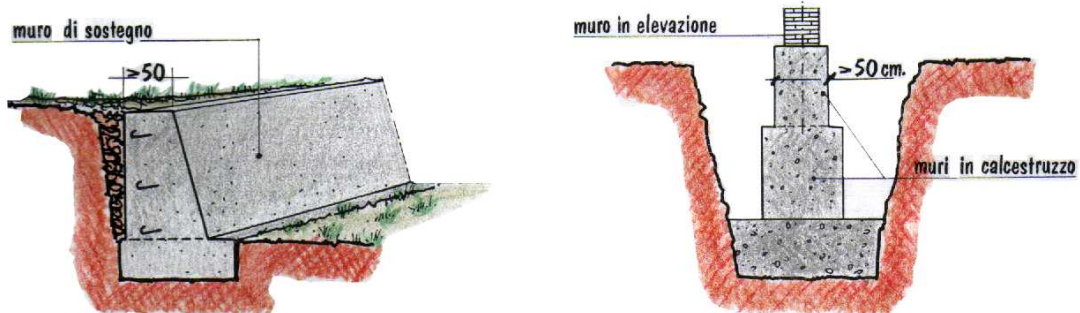


Fig. 5.38 – impiego del calcestruzzo per muri di sostegno e murature di fondazione

- murature di blocchi di laterizio e di calcestruzzi leggeri.** Sono murature adatte a tamponamenti o divisori interni, in quanto leggere, coibenti ma poco resistenti dal punto di vista statico. Tuttavia con blocchi di spessore di almeno 25 cm. vengono eseguiti muri portanti di piccoli edifici (2 piani) o di sopraelevazioni. Per le murature con blocchi di laterizio (foratoni) gli angoli e gli stipiti di porte e finestre sono realizzati con mattoni pieni, mentre nel caso di blocchi di cemento, si possono usare indistintamente mattoni o parti dei blocchi stessi. Gli spessori variano da 15 cm per i tramezzi a 30 cm per muri portanti di edifici industriali ed abitazioni.

Fig. 5.39 – esempi di impiego di elementi da costruzione in calcestruzzo di argilla espansa (Lecablocco)
Immagini tratte dal sito: www.lecablocco.it.

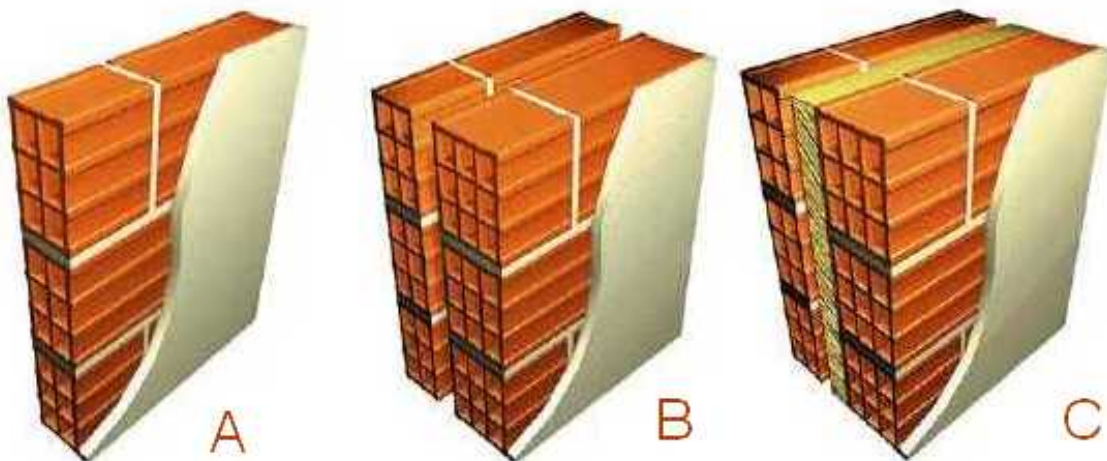


Fig. 5.40 – A. Parete semplice per la realizzazione dei divisori interni; B-C. Pareti doppie per interni o per tamponamenti esterni, isolate termicamente e acusticamente, se necessario, con i due tavolati di elementi forati di laterizio di uguale o diverso spessore.

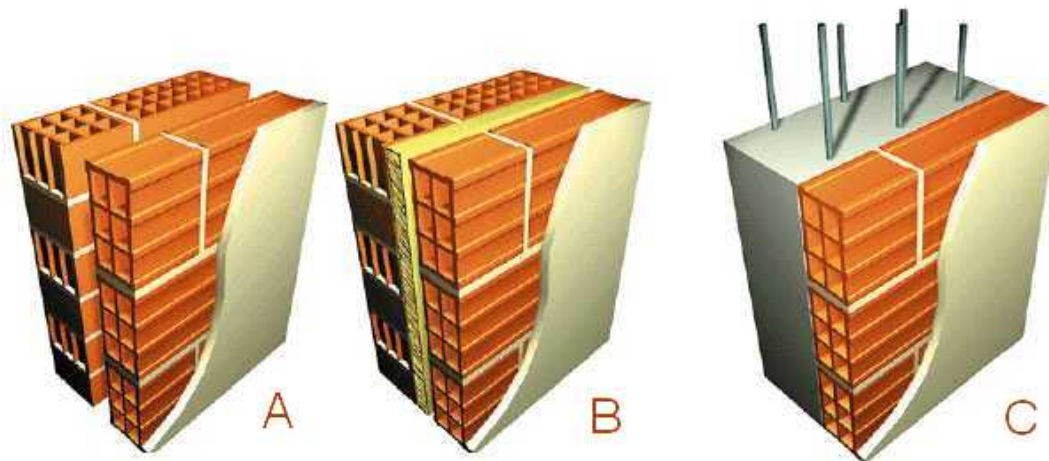


Fig. 5.41 – A. Controparete in elementi forati per murature portanti o setti in c.a.; B-C. Pareti doppie per tamponamenti esterni con il tavolato interno in elementi forati.

5.3.3 Murature di mattoni.

Questo tipo di murature possono essere impiegate nei cantieri edili dall'inizio dei lavori fino alla loro ultimazione passando per tutte le fasi costruttive.

I mattoni in laterizio possono essere quindi utilizzati per le fondamenta, muri portanti, tramezzi, muretti di recinzione e per sistemazioni esterne.

Ciò in considerazione:

- dell'estrema versatilità del mattone, che permette di risolvere problemi strutturali sia semplici che complessi;
- dell'ottima resistenza statica;
- della buona coibenza termica e acustica;
- dei notevolissimi pregi estetici;
- dei costi abbastanza contenuti, dovuti anche alla facilità di trasporto e messa in opera.

in base al tipo di apparecchiature, le murature possono essere distinte secondo diversi tipi:

- murature monostrato, quando (ad esempio nel caso di blocchi di grandi dimensioni) lo spessore del muro coincide con lo spessore dell'elemento impiegato;
- murature a doppio strato o pluristrato quando lo spessore della parete è ottenuto mediante due o più strati in laterizio, contigui o distanziati fra loro;
- murature miste quando gli strati sono fra loro compenetrati in modo da formare una struttura sufficientemente collegata.

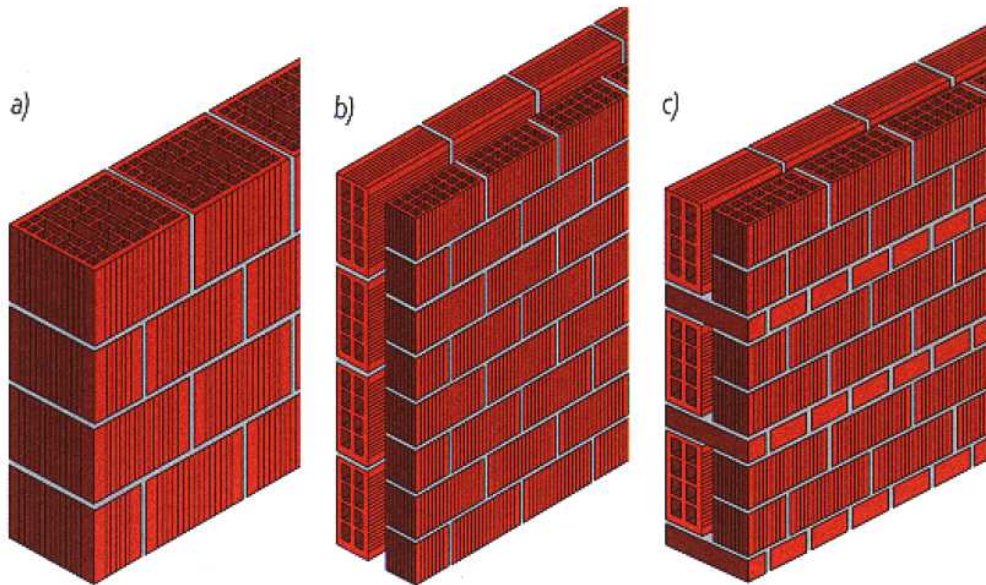


Fig. 5.42 Esempio di murature: muratura monostrato (a); muratura a doppio strato (b); muratura mista (c).

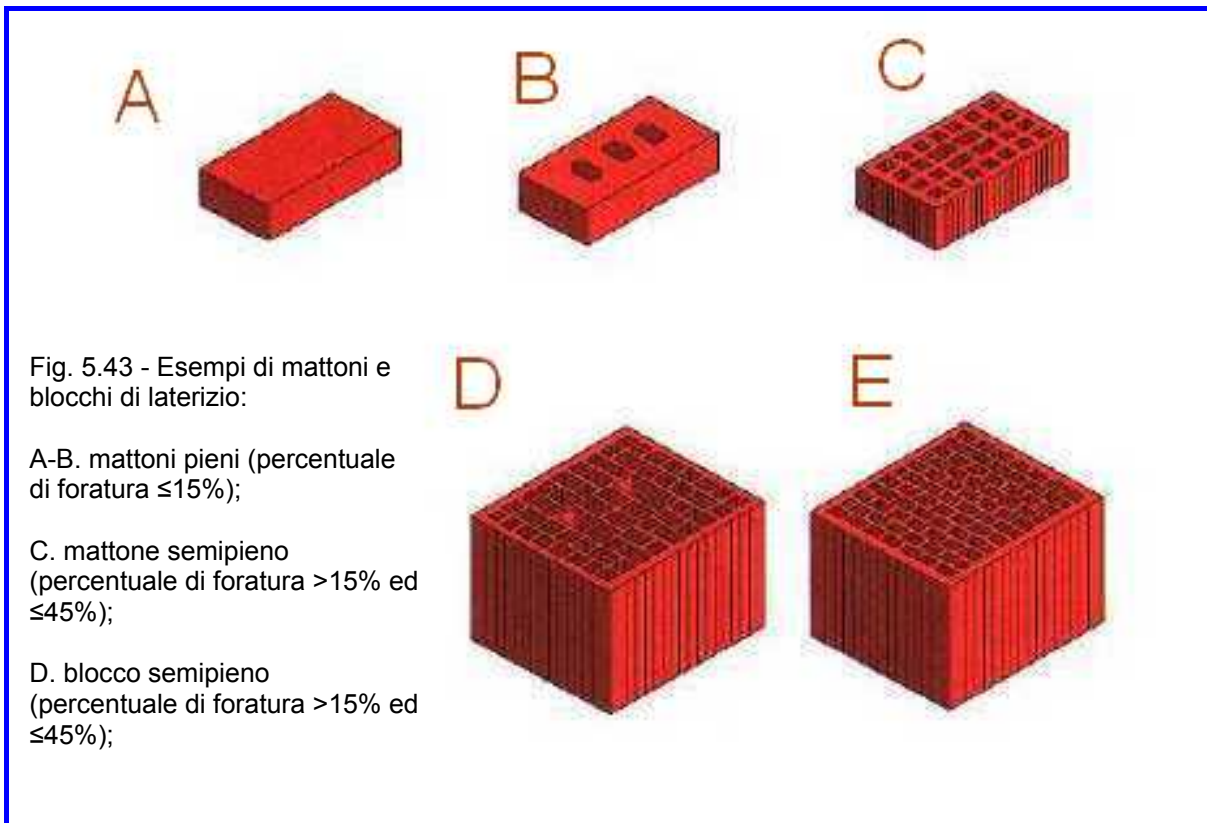
Nelle pagine che seguono si parlerà soltanto di murature portanti e di tamponamento, per ognuna delle quali esistono elementi in laterizio di forma e dimensioni consolidate dalla pratica costruttiva. E' bene precisare fin da ora che, in funzione della loro dimensione, gli elementi in laterizio si dividono in mattoni e blocchi. Sono chiamati "mattoni" gli elementi di volume minore o uguale a 5500 cm^3 ; oltre questo formato gli elementi vengono definiti "blocchi".

5.3.4. Murature portanti o strutturali per zone non sismiche

La normativa vigente "norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e loro consolidamento" (decreto del Ministero LL.PP. del 20 novembre 1987) definisce in modo chiaro le caratteristiche degli elementi resistenti in laterizio per murature strutturali, fissandone la denominazione in funzione della dimensione e della percentuale di foratura, ossia del rapporto fra la superficie complessiva dei fori e la superficie totale dell'elemento sesso. In particolare non sono riportate specifiche indicazioni per la resistenza a compressione degli elementi.

Secondo questo Decreto si definisce:

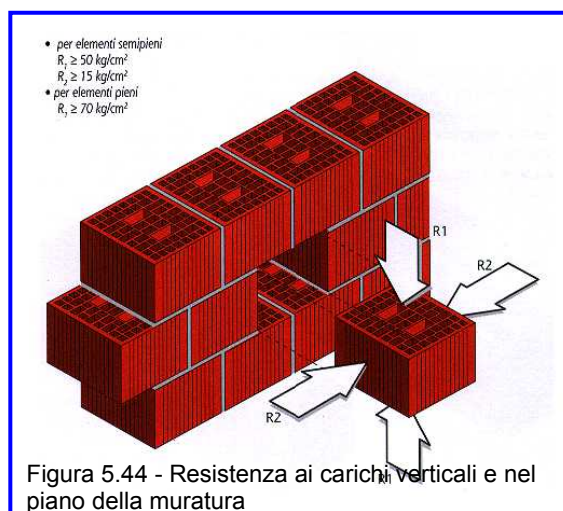
- pieno un elemento (mattono o blocco) con percentuale di foratura non superiore al 15%;
- semipieno un elemento con foratura maggiore del 15% e non superiore al 45%;
- forato un elemento con foratura maggiore del 45% e non superiore al 55% (fig. 5.43).



5.3.5. Murature portanti o strutturali per zone sismiche

In zona sismica, tuttavia, (“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”, Decreto del Ministero LL.PP. del 16 gennaio 1996) devono essere impiegati esclusivamente elementi pieni o semipieni per i quali sia garantita una resistenza caratteristica ai carichi verticali rispettivamente di 70 e di 50 Kg/cm².

Per gli elementi semipieni è richiesta anche una resistenza caratteristica di 15 Kg/cm² ai carichi orizzontali, nel piano della muratura (fig. 5.44).



5.4 Malte

La normativa del 1987 definisce anche le malte per la posa in opera degli elementi di laterizio e le suddivide in quattro categoria (M1, M2, M3, M4) in funzione della loro composizione e delle resistenze a compressione che si possono ottenere.

La malta M1 è una malta cementizia avente una resistenza non inferiore a 120 Kg/cm²; la malta M4 è una malta bastarda con resistenza non inferiore a 25 Kg/cm².

Una muratura in laterizio è, dunque, una struttura realizzata dall'unione di elementi resistenti (mattoni o blocchi) posti in opera mediante giunti di malta di spessore compreso, per legge, fra 5 e 15 mm.

5.5 Bagnatura dei laterizi

E' buona norma che i mattoni e i blocchi siano bagnati prima della posa in opera. La bagnatura evita, al momento della posa, un troppo rapido assorbimento dell'acqua di impasto della malta, cosa che porterebbe alla "bruciatura" della malta stessa e quindi ad una drastica riduzione sia della sua resistenza che del suo grado di aderenza al supporto.

Quanto bagnare deve necessariamente essere lasciato alla sensibilità dell'operatore.

5.6 Sfalsamento dei giunti verticali

Gli elementi resistenti per murature strutturali (o portanti) devono essere posti in opera, salvo diversa prescrizione del Produttore, con i fori verticali.

Gli elementi per murature di tamponamento sono posti in opera (a seconda del tipo di prodotto e delle consuetudini locali) sia a fori orizzontali che a fori verticali.

Indipendentemente dal tipo di muratura che si vuole realizzare, i giunti verticali devono comunque essere sempre opportunamente sfalsati.

Il significato di "opportunamente" è molto chiaro se si pensa a una muratura in mattoni montati ad una testa secondo i magisteri tradizionali: i giunti verticali del corso superiore coincidono con la mezzeria dei mattoni del corso inferiore.

Cambiando i formati e cambiando conseguentemente il tipo di muratura si può invece assumere per lo sfalsamento S dei giunti verticali il seguente riferimento: $s \geq 0.4 h \geq 4.5 \text{ cm}$. avendo indicato con h l'altezza del mattone a blocco. La sovrapposizione (sfalsamento) S deve quindi essere maggiore di 0,4 volte l'altezza dell'elemento (h) e comunque sempre maggiore di 4,5 cm (fig. 5.45). Pertanto, per un blocco con un'altezza di 20 cm, la sovrapposizione dovrà essere non inferiore a 8 cm; mattoni alti 6 cm non potranno invece sovrapporsi per 2,4 cm ($6 \text{ cm} \times 0,4$) ma per almeno 4,5 cm.

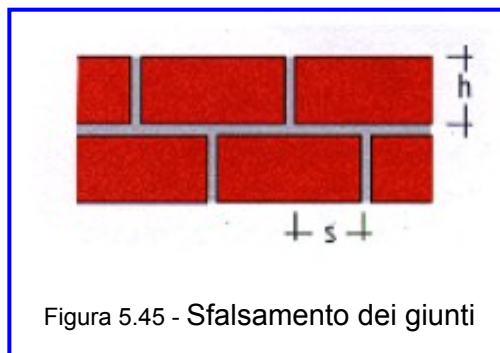


Figura 5.45 - Sfalsamento dei giunti

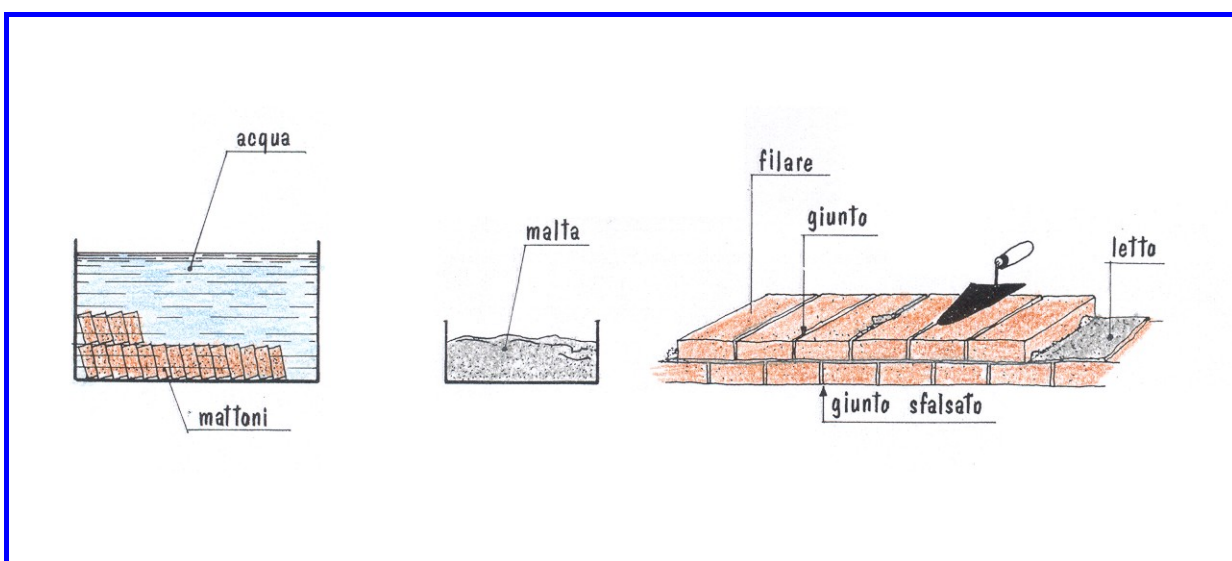


Figura 5.46 – Modalità di esecuzione della muratura in mattoni. Regole principali : bagnatura dei mattoni e sfalsamento dei giunti

5.7 Spessore dei muri di mattoni e pezzi speciali.

Lo spessore del muro di mattone è sempre multiplo della sua larghezza o **testa**, pertanto, lo spessore viene indicato con la dizione: ad una, due, tre teste e così via.

La muratura a due teste è la più usata perché adatta a muri perimetrali e di spina di altezza libera fino a circa 3,80 m. e permette l'appoggio di 2 solai (fig. 5.49).

Nelle murature eseguite con mattoni

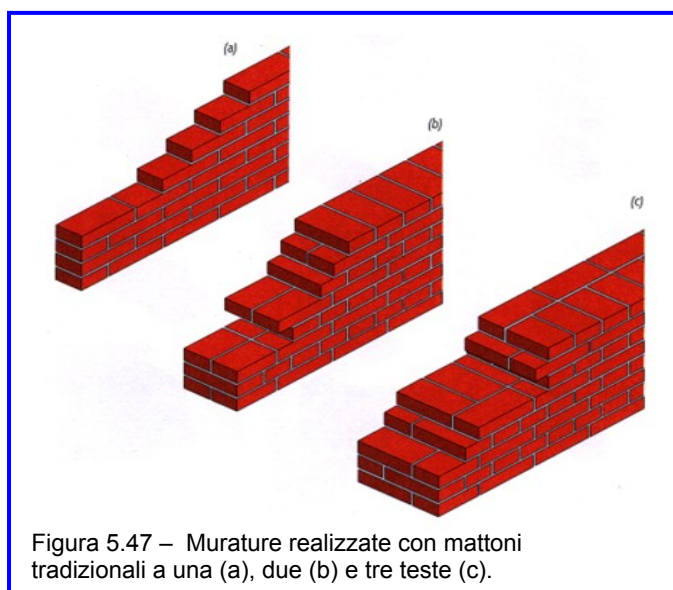


Figura 5.47 – Murature realizzate con mattoni tradizionali a una (a), due (b) e tre teste (c).

tradizionali, lo sfalsamento dei giunti verticali si realizza ricorrendo a sottomultipli ottenuti per spacco o per taglio del mattone di formato base. Si hanno così il quarto (o Bernardino), il mezzo, il tre quarti e il mezzo lungo (fig. 5.50).

Quando si ricorre invece a blocchi di grande formato, lo sfalsamento si ottiene correttamente utilizzando degli elementi di formato minore, predisposti allo scopo, evitando il più possibile il ricorso a frammenti di blocchi o mattoni. Gli stessi elementi di formato minore vengono utilizzati per realizzare nel modo più opportuno gli angoli e gli incroci fra i muri (fig. 5.52). Nelle

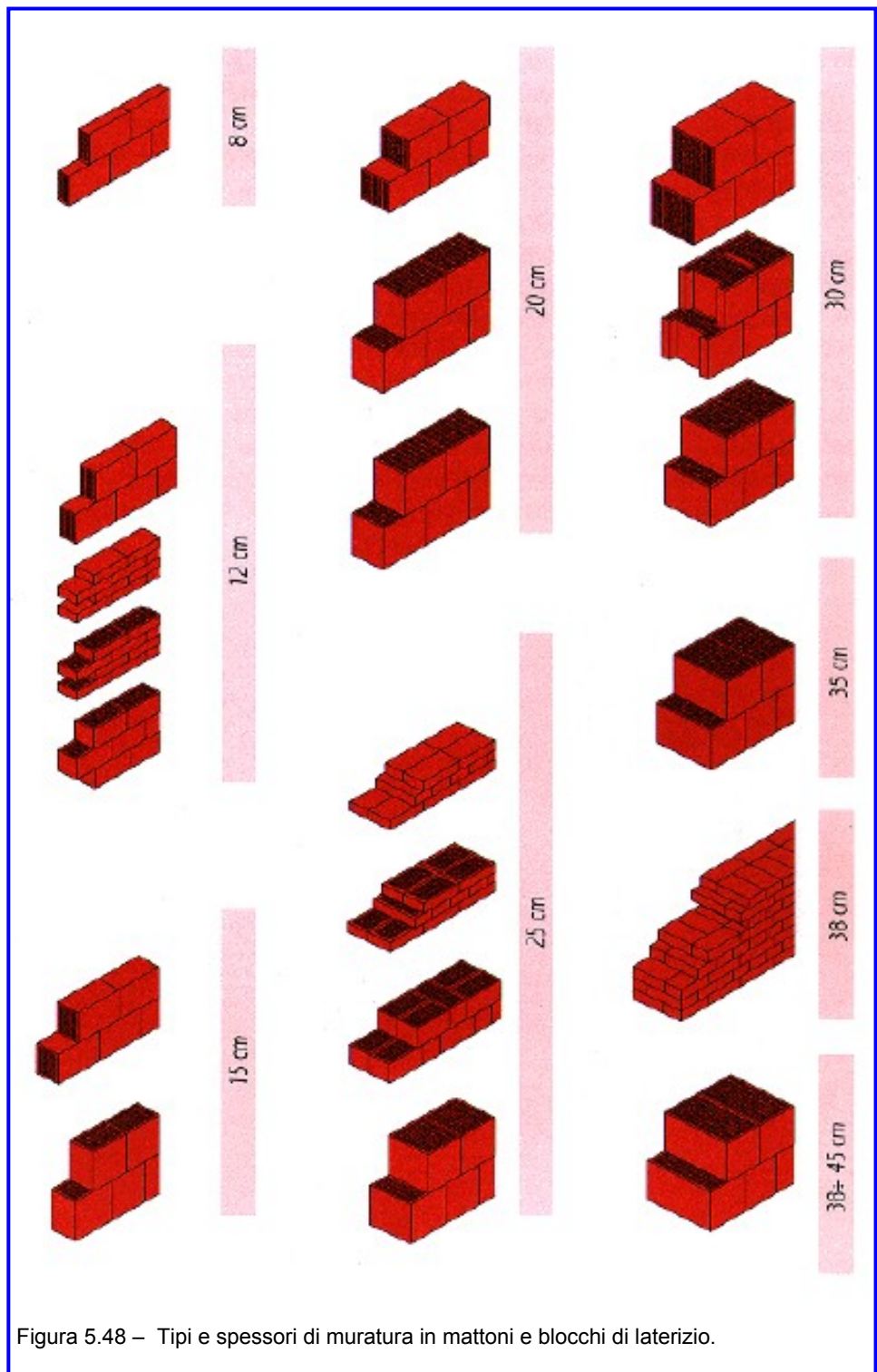
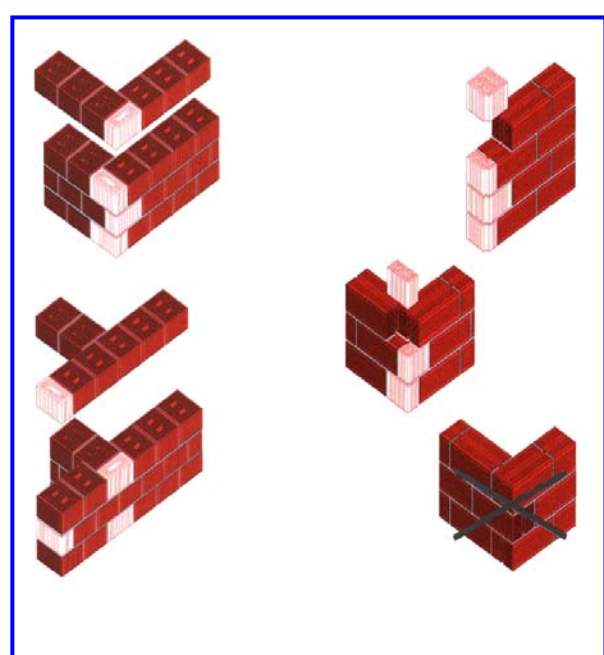
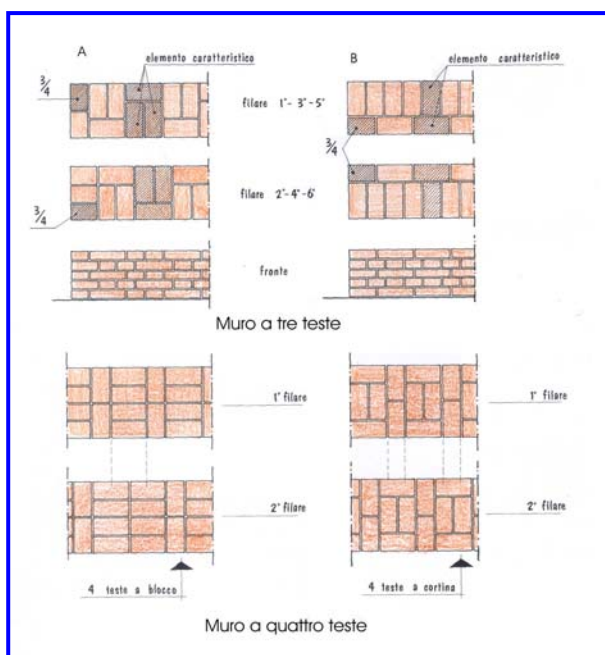
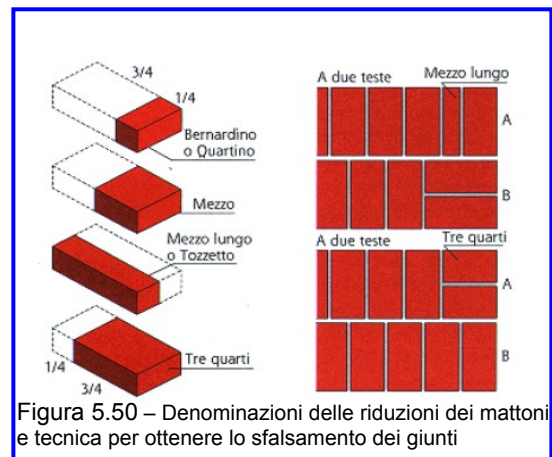
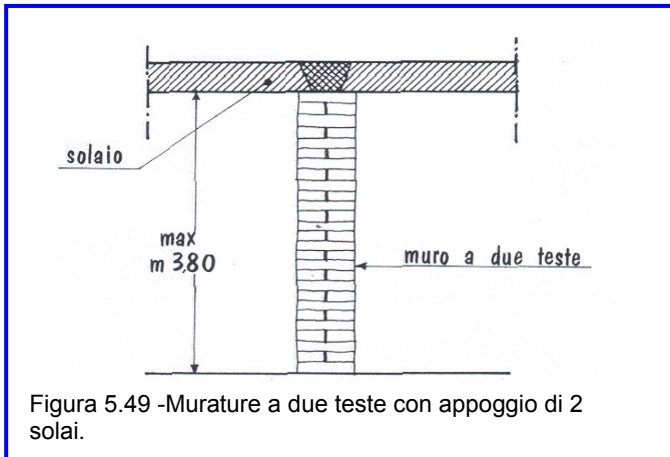


Figura 5.48 – Tipi e spessori di muratura in mattoni e blocchi di laterizio.

murature di tamponamento costruite con elementi a fori orizzontali, poiché la foratura non deve mai essere rivolta verso l'esterno per non perdere l'efficacia dell'isolamento termico ed evitare infiltrazioni d'acqua, in corrispondenza delle aperture di porte e finestre si useranno pezzi speciali a fori verticali.



5.8 Angoli e incroci di muri portanti.

Gli angoli e gli incroci dei muri devono essere eseguiti con cura particolare, applicando la regola generale dello sfalsamento dei giunti.

I mattoni possono essere utilizzati per costruire pilastri di ottima resistenza, da un minimo di due teste in su, di forma rettangolare o quadrata.

Poiché i pilastri sono sollecitati in genere da forti carichi, la loro costruzione deve essere accuratissima e la malta impiegata di ottima resistenza.

Per evitare pericoli dovuti a carico di punta, l'altezza del pilastro non deve superare 15 volte la misura del lato minore della sezione.

Di seguito sono rappresentate alcune soluzioni tecniche adottate per gli angoli, gli incroci e i pilastri (figg. 5.53 - 5.54).

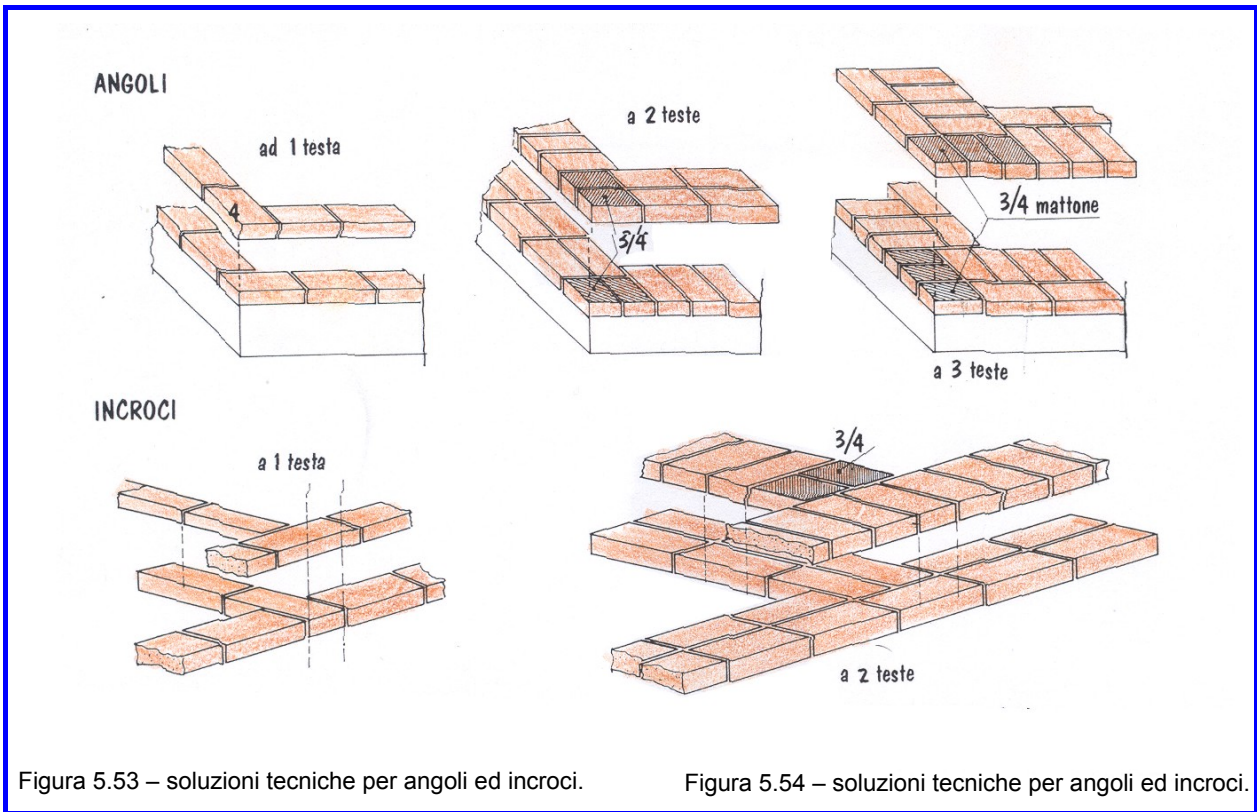


Figura 5.53 – soluzioni tecniche per angoli ed incroci.

Figura 5.54 – soluzioni tecniche per angoli ed incroci.

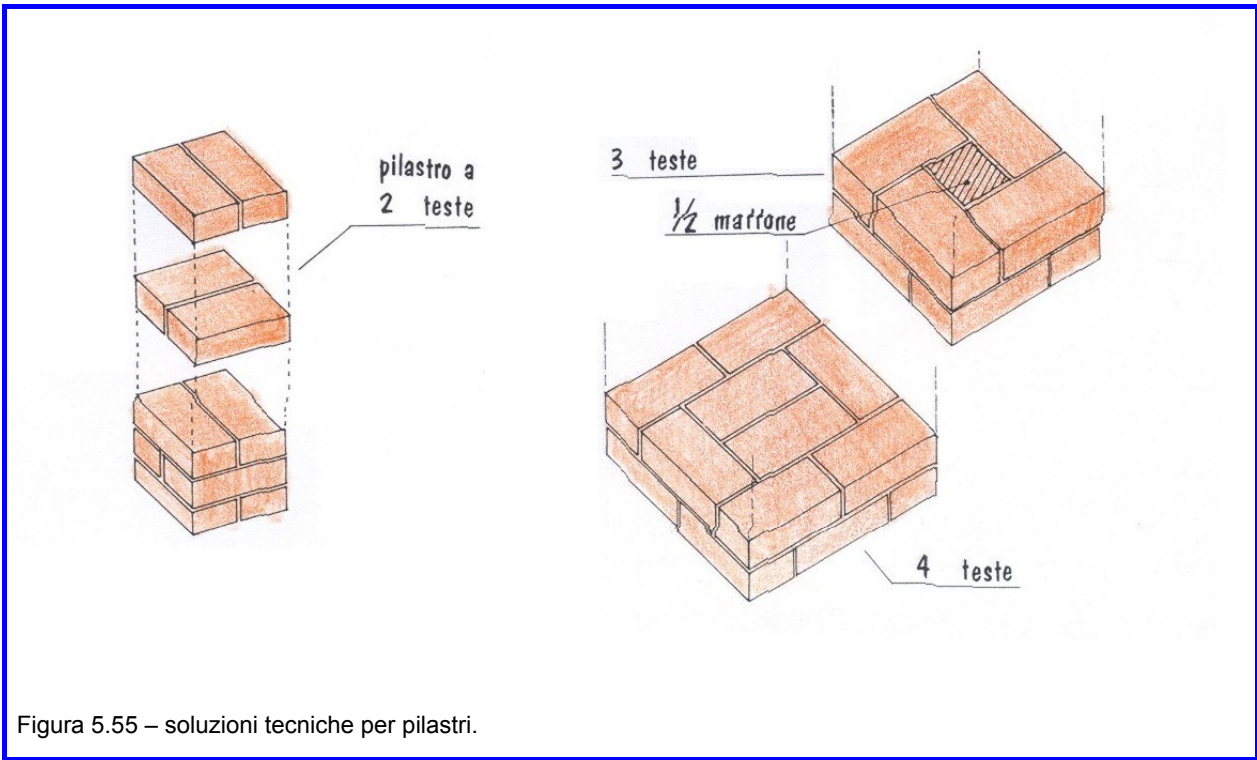


Figura 5.55 – soluzioni tecniche per pilastri.

5.9 Murature di mattoni a faccia vista.

Nelle murature a faccia vista le problematiche sono analoghe, ma è necessaria maggiore cura per la scelta dei mattoni, che oltre ad essere resistente a compressione deve avere una buona tenacità e durezza, essendo esposto agli agenti atmosferici.

Il mattone pieno comune non si presta per una muratura a faccia vista a causa della sua disuniformità e degli angoli spesso sbeccati; per ottenere un risultato estetico migliore, ma sempre ad effetto rustico, bisogna scegliere i mattoni più sani e regolari.

Per ottenere un muro dai filari regolari e dai giunti uniformi, occorre impiegare il “mattone pressato”, che ha spigoli e misure perfette ma un costo superiore.

Si possono inoltre eseguire ottime murature a faccia vista con mattoni semipieni detti “paramano”, di costo medio e con buone caratteristiche di resistenza, uniformità e durezza.

La muratura a faccia vista, quindi, può essere compiuta con tre tipi di mattoni in ordine di costo e precisione : i comuni scelti, i paramano e i pressati (fig. 5.56).



Questo tipo di muratura deve essere necessariamente eseguita a perfetta regola d'arte, per quanto riguarda l'orizzontalità dei filari di mattoni, la costanza degli spessori dei giunti e l'accurata esecuzione degli stessi.

I giunti, di spessore mai superiore al centimetro, possono essere eseguiti in sei modi (fig. 5.56):

1. a raso;
2. in ritiro;
3. a gola incavata;
4. a gocciolatoio;
5. obliquo;
6. a solco.

A seconda della disposizione dei mattoni si possono ottenere vari tipi di tessitura del muro. Alcuni degli infiniti possibili, vengono indicati nelle figg. 5.4 – 5.7.

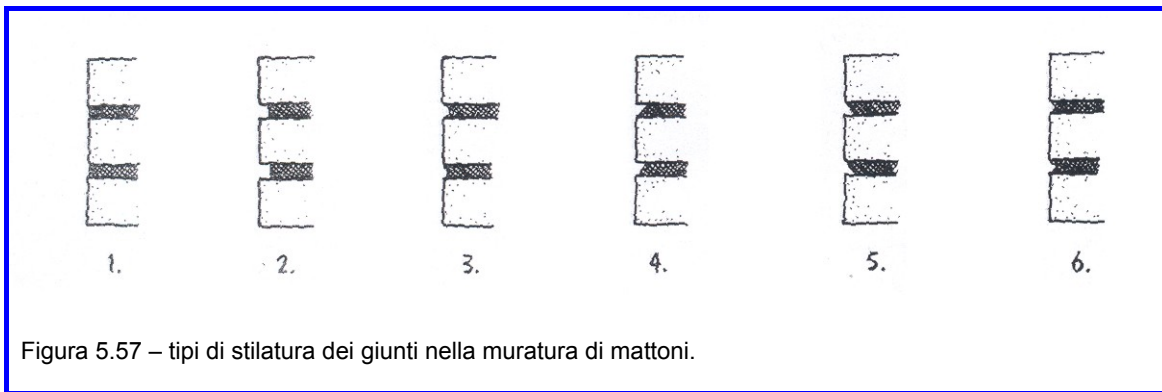


Figura 5.57 – tipi di stilatura dei giunti nella muratura di mattoni.

5.10 Il collegamento dei muri e dei solai

In presenza di murature portanti, il Decreto del Ministero LL.PP. del 20 novembre 1987 prescrive che queste debbano avere, per quanto possibile, funzione sia strutturale che di controventamento, affidando ai solai il compito di ripartire le azioni orizzontali fra le murature stesse. I solai devono quindi essere di adeguata rigidezza e collegati ai muri mediante cordoli⁵. E' ormai frequente il ricorso alla soletta armata anche nelle zone in cui, fino a poco tempo fa, veniva posto in opera quasi esclusivamente solaio in laterizio collaborante.

Queste prescrizioni, corrette dal punto di vista strutturale, possono però causare qualche inconveniente alle pareti in muratura.

Infatti, se il calcestruzzo della soletta è gettato con un rapporto acqua/cemento troppo elevato o risulta essere di granulometria fine, oppure se non è sufficientemente protetto in fase di maturazione, possono avere luogo ritiri molto elevati. Poiché la soletta è armata, tali ritiri non possono annullarsi localmente, all'interno della soletta stessa, ma necessariamente vanno a scaricarsi in corrispondenza del nodo muro-cordolo-solaio.

Allo stesso modo se un solaio è troppo deformabile, la

sua deformazione può causare una rotazione agli appoggi che tenderà a sollevare il cordolo, o a scaricarlo eccentricamente, staccandolo dalla muratura sottostante.

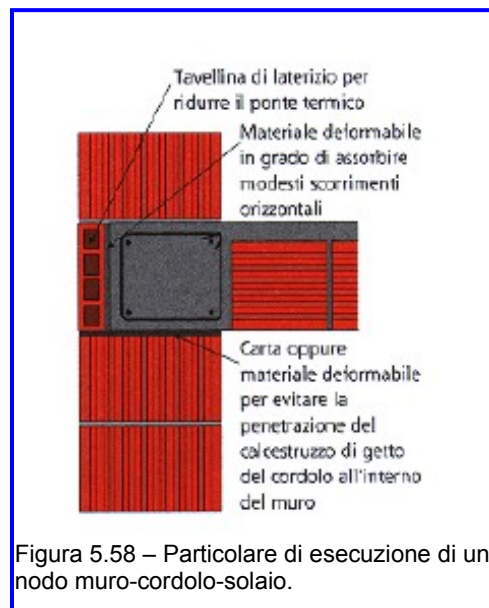


Figura 5.58 – Particolare di esecuzione di un nodo muro-cordolo-solaio.

⁵ Il **cordolo** è quell'elemento strutturale che crea il vero incastro tra il solaio ed il muro, ma esplica anche una funzione indispensabile in zona sismica: mantenere unita la massa muraria soggetta alle vibrazioni.

E' opportuno realizzare in maniera corretta il cordolo all'altezza dei solai. Il problema non è di particolare impegno quando si costruisce un nuovo edificio in cemento armato, ma è sicuramente delicato nelle ristrutturazioni o negli adeguamenti di vecchi edifici. E' soprattutto il caso dei solai in travi di ferro o di legno. Vi sono varie tecniche che tengono in considerazione la qualità delle pareti dove vanno inseriti.

In definitiva quando si interviene in un edificio esistente, specie se in muratura, le opere che riguardano i solai vanno considerate come dei veri e propri consolidamenti strutturali.

5.11 Murature di mattoni per tamponamenti e divisioni.

Tramezzi. Sono costituiti da murature di mattoni forati (spessore minimo 8 cm.), posti per piano o per coltello e legati con ottima malta (cementizia o idraulico-cementizia (fig. 5.48).

Muratura a cassa vuota (o a doppio strato). È il tipo di muratura più adottato per eseguire i tamponamenti, cioè le pareti di chiusura dei vani tra travi e pilastri, che costituiscono l'ossatura portante del fabbricato.

Consiste in due pareti distinte, una esterna dello spessore min. di 12 cm. costruita in mattoni pieni o semipieni ed una interna dello spessore di 8 cm. con forati posti di coltello, con camera d'aria di circa 5-10 cm., opportunamente collegate fra loro da elementi trasversali.

A differenza della muratura monostrato, la muratura a doppio strato tende a "specializzare" la funzione svolta da ogni strato. E' possibile individuare, nella generalità dei casi, quindi, uno strato di laterizio con caratteristiche isolanti o di finitura (faccia a vista).

Per un migliore isolamento termico, si applica nell'intercapedine uno strato di materiale altamente isolante.

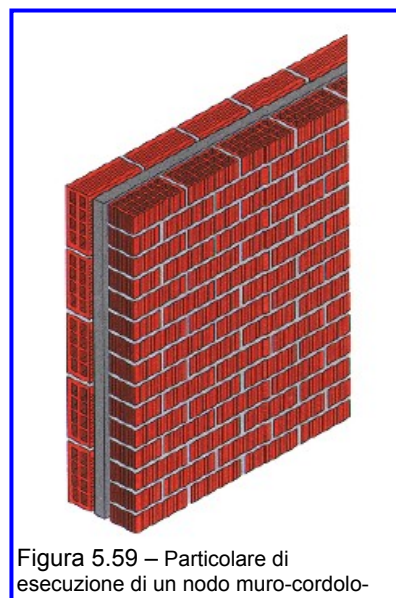


Figura 5.59 – Particolare di esecuzione di un nodo muro-cordolo-

BIBLIOGRAFIA

- Tecnologia delle costruzioni, vol. 2 – 3^a ediz., Le Monnier editore;
- immagini tratte dai seguenti siti web:
 - www.edilportale.com;
 - http://map.cs.telespazio.it/fontane/acquedotti_romani.htm;
 - <http://richpc1.ba.infn.it/~fap/trulli/autori.htm>;
 - www.terracruda.com;
 - <http://www.tecnaria.com>;
 - <http://www.andotadao.org>;
 - www.ingv.it;

6 IL CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

6.1 Fondamenti teorici

Si è detto in precedenza che in un elemento in cemento armato il calcestruzzo lavora solo a compressione mentre alle barre di armatura viene affidato l'assorbimento degli sforzi di trazione. Ciò è maggiormente significativo negli elementi inflessi come le travi ove la zona compressa è piuttosto ridotta (circa 1/3 della sezione complessiva) tenuto conto che l'asse neutro non risulta baricentro. Questo comporta uno spreco di materiale oltre all'inutile appesantimento della trave stessa.

Il cemento armato precompresso nasce per utilizzare in modo più completo le resistenze dei materiali (a compressione del calcestruzzo ed a trazione dell'acciaio).

L'idea alla base della presollecitazione ha il suo fondamento nel sottoporre il calcestruzzo, prima di applicare i carichi esterni, ad una compressione in tutte quelle parti in cui i carichi esterni produrranno trazioni; in tal modo questi avranno l'effetto di attenuare le compressioni inizialmente conferite.

Si raggiunge in definitiva lo scopo di avere tutta la sezione di calcestruzzo sottoposta a compressione. Il materiale viene sfruttato per intero nella sua capacità di resistenza col risultato di avere travi molto più piccole e leggere.

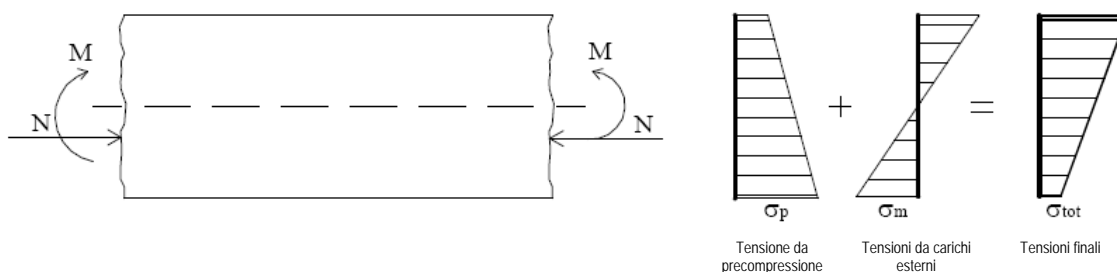


Figura 6.1 - Effetto di sovrapposizione delle tensioni in una trave in c.a.p.

6.2 I materiali utilizzati

Per l'esecuzione del pre-compresso il conglomerato deve essere di classe elevata (da 300 a 550 kg/cm²). Il getto deve essere sempre costipato con la vibrazione.

Gli acciai utilizzati come armature di precompressione sono del tipo ad alta resistenza (acciaio armonico), ottenuti con particolari trattamenti meccanici e termici e sono forniti sotto forma di:

- fili di sezione piena (da 2 fino a 7 mm di diametro) forniti in matasse o bobine;
- barre, ovvero prodotti laminati di sezione piena forniti in forma di elementi rettilinei;
- trecce, che si ottengono raggruppando ad elica gruppi di 2 o 3 fili;
- trefoli, costituiti da gruppi di fili avvolti ad elica in uno o più strati intorno ad un filo rettilineo.

In termini di resistenza, l'acciaio deve essere in grado di sopportare elevati valori dello sforzo di trazione (fino a 18000 kg/cm²).

L'armatura viene poi completata con barre del tipo tradizionale che costituiscono la cosiddetta "armatura lenta" ovvero di completamento della sezione.



Figura 6.2 - La fase del getto e della vibratura in uno stabilimento



Figura 6.3 - L'armatura lenta di un tegolo in c.a.p.

6.3 La tecnologia

Le strutture in c.a.p. possono essere classificate in vario modo; in primo luogo una fondamentale distinzione va fatta in relazione al procedimento tecnologico seguito per le operazioni di presollecitazione: si distinguono così due sistemi di presollecitazione, e cioè quello ad armatura pre-tesa e quello ad armatura post-tesa.

6.4 Sistema ad armatura pre-tesa

L'armatura è messa in trazione prima del getto di calcestruzzo ed ancorata in apposite testate fisse che delimitano le piste di pretensione e che sono completamente indipendenti dalla struttura da presollecitare. Successivamente, una volta eseguito il getto del calcestruzzo e quando questo ha raggiunto una sufficiente resistenza, si procede al rilascio dell'armatura dalle testate, rimuovendo gli ancoraggi provvisori e trasferendo così al calcestruzzo, per aderenza ed attrito, la forza di pretensione.



Figura 6.4 - Particolare della testata in una pista di precompressione



Figura 6.5 - Pista di precompressione per la realizzazione di tegoli, si noti l'armatura lenta

6.5 Sistema ad armatura post-tesa

Diversamente dal sistema precedente, l'armatura è messa in trazione quando il calcestruzzo ha raggiunto una sufficiente resistenza. Inizialmente l'armatura allo stato naturale, è collocata entro opportuni condotti e protetta da guaine entro cui l'armatura può liberamente scorrere. L'armatura viene poi messa in trazione per mezzo di martinetti agenti in diretto contrasto con le testate della struttura e successivamente ancorate, con adeguati dispositivi, al calcestruzzo in modo che la forza di pretensione viene trasferita alla struttura ed i martinetti possono essere rimossi. Si procede infine a riempire lo spazio libero tra l'armatura e la guaina mediante iniezione di pasta o malta di cemento, proteggendo così l'armatura e creando aderenza con il calcestruzzo.

6.6 Caratteristiche del sistema costruttivo

Con il metodo del c.a.p. si ottengono notevoli vantaggi:

Eliminazione nel calcestruzzo degli sforzi di trazione;

- Riduzione delle dimensioni delle travi a meno della metà, rispetto a quelle in c.a. tradizionale; tale riduzione comporta un'economia sul calcestruzzo del 20-50% e sull'acciaio fino all'80%;
- Possibilità di collaudo preventivo dei materiali, in quanto la trave in precompresso è sottoposta alla massima tensione di lavoro al momento finale della tesatura dei cavi.

Gli svantaggi risiedono essenzialmente nei costi legati alle apparecchiature necessarie ed ai materiali caratterizzati da elevati limiti di resistenza.

Un aspetto di cui tener conto è sicuramente la resistenza al fuoco degli elementi in c.a.p. Come nelle strutture in c.a. tradizionale, la resistenza è fondamentalmente legata all'acciaio. In questo caso tuttavia, la crisi dell'acciaio comporta l'improvvisa sollecitazione a trazione nel calcestruzzo con l'inevitabile conseguente collasso dell'elemento strutturale. Per quanto sopra si intuisce l'importanza ancor maggiore della protezione delle armature.



Figura 6.6 - Tegoli in c.a.p.

7 LA SOPRAELEVAZIONE DEI FABBRICATI

La sopraelevazione di un fabbricato consiste nell'aggiunta di uno o più piani al di sopra della linea di gronda originaria. Spesso le sopraelevazioni sono realizzate con tecniche precarie gravando sui solai sottostanti e senza adeguate pareti di controvento. I piani di sopraelevazione così configurati sono da considerarsi particolarmente vulnerabili.

Un altro problema è legato alle fondazioni su cui, a seguito della sopraelevazione, viene a gravare un carico maggiore. Ciò può portare, in relazione alla tipologia delle fondazione ed alle caratteristiche meccaniche del terreno, a cedimenti con conseguenti dissesti statici.

Altro aspetto di cui tener conto è la tipologia di connessione fra la struttura esistente e quella sopraelevata. La criticità maggiore risiede nell'evitare carichi concentrati sulle strutture sottostanti con le conseguenti fessurazioni nella zona di appoggio. Per tale motivo è sempre consigliabile, negli edifici in muratura, la realizzazione di cordoli di piano con funzione di ripartizione del carico e di collegamento dei maschi murari.



Figura 7.1 - Esempio di fabbricato sopraelevato



Figura 7.2 - Esempio di fabbricato sopraelevato

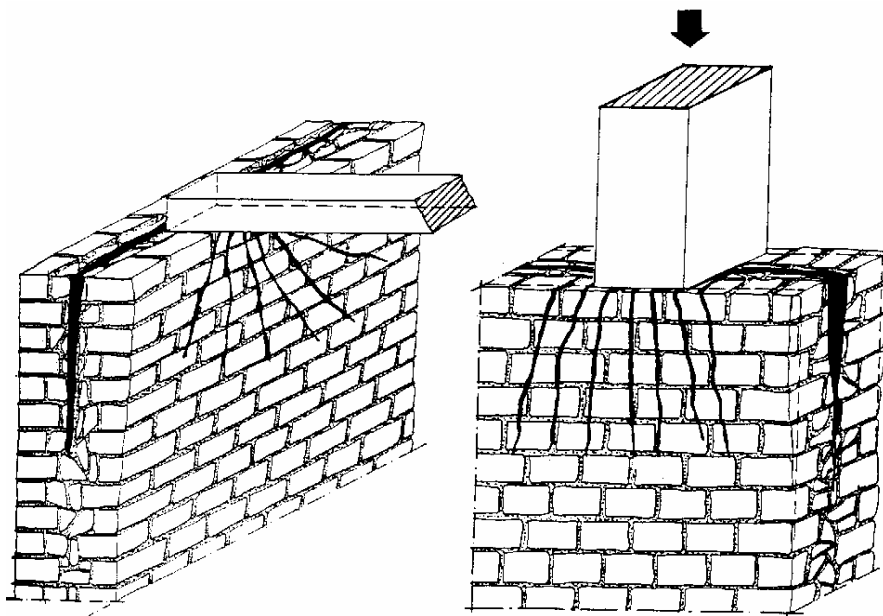


Figura 7.3 - Effetti dei carichi concentrati

8 GLI EDIFICI IN CEMENTO ARMATO

Una tipica struttura intelaiata in cemento armato è illustrata nella seguente figura:

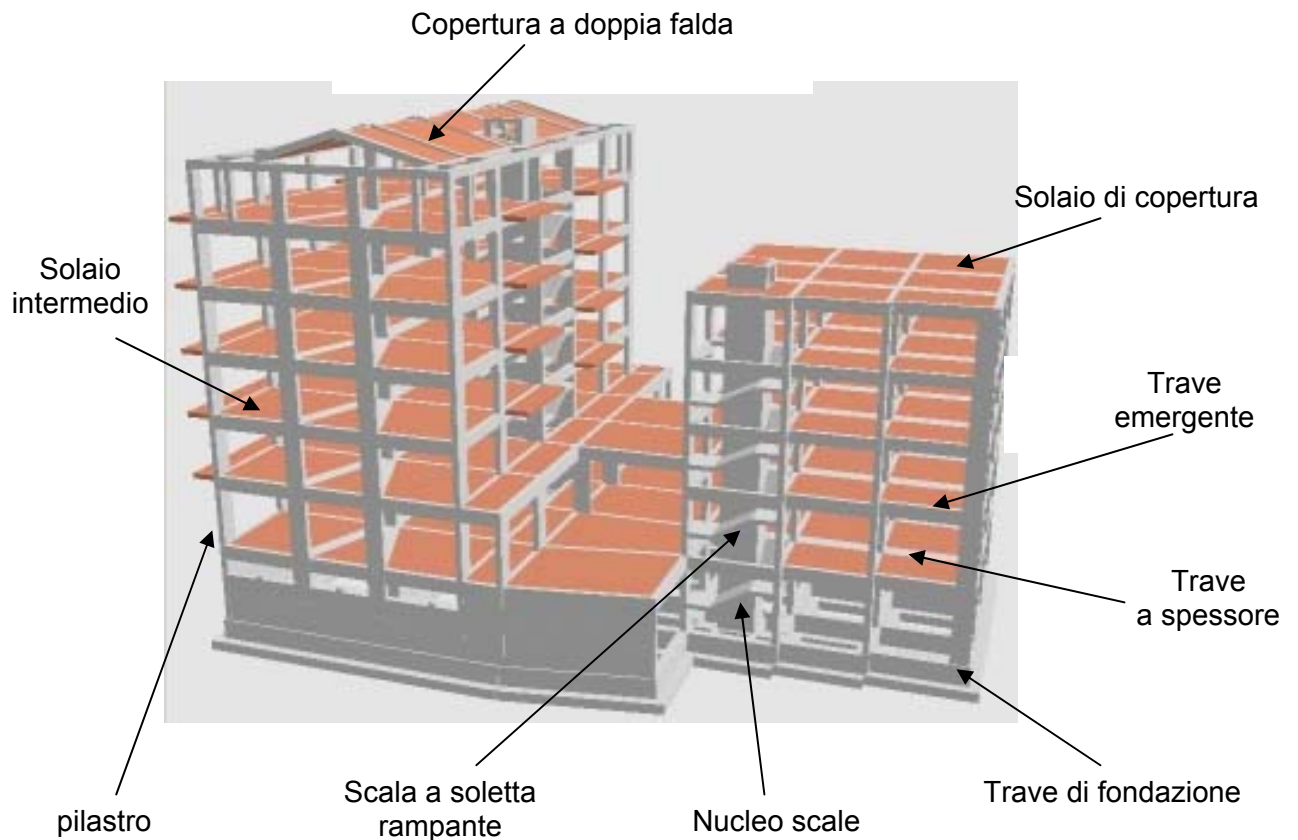


Figura 8.1 – Edificio in c.a.: struttura

La struttura “a telaio” è caratterizzata dalla presenza di travi e pilastri. In zona sismica è bene che le travi ed i pilastri confluiscono in un nodo. Le pareti che delimitano la superficie esterna dell’edificio si chiamano “tamponature”, mentre quelle che separano gli ambienti interni si chiamano “tramezzi”.

Altre tipologie di strutture in c.a. sono quelle “a nucleo” e quelle “a setti” (o a pareti). Esse sono particolarmente indicate nelle zone sismiche.

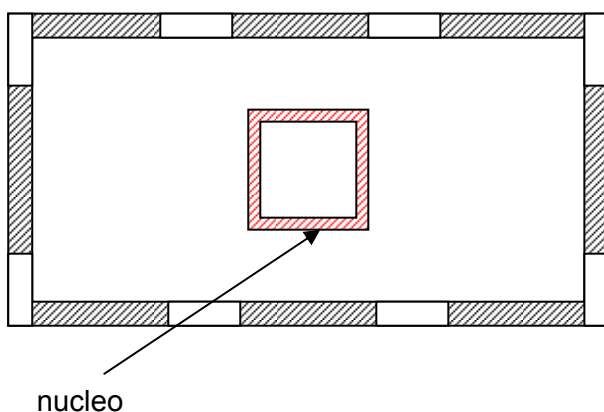


Figura 8.2 – Edificio in c.a.: struttura a nucleo

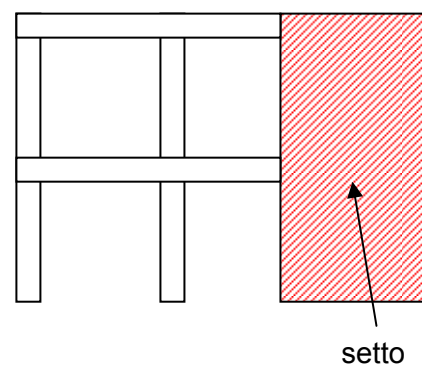


Figura 8.3 – Edificio in c.a.: struttura a setti

Altra tipologia di strutture in cemento armato è quella delle strutture prefabbricate (in genere costituita da capannoni industriali o centri commerciali). Le figure in basso mostrano due esempi di siffatte strutture: in alto sono visibili le pareti di chiusura d'ambito ed i pilastri mentre nella figura in basso si notano le travi portanti la copertura (orditura principale) semplicemente appoggiate sulle colonne. La copertura di tali strutture è in genere costituita dai tegoloni in c.a.p. visti nel capitolo dedicato. Le mensole tozze evidenziate sono in genere destinate a fungere da appoggio per travi porta carro ponte (ossia per quelle travi su cui si poggiano i carri ponte).



Figura 8.4 – Edificio prefabbricato in c.a.:
vista esterna

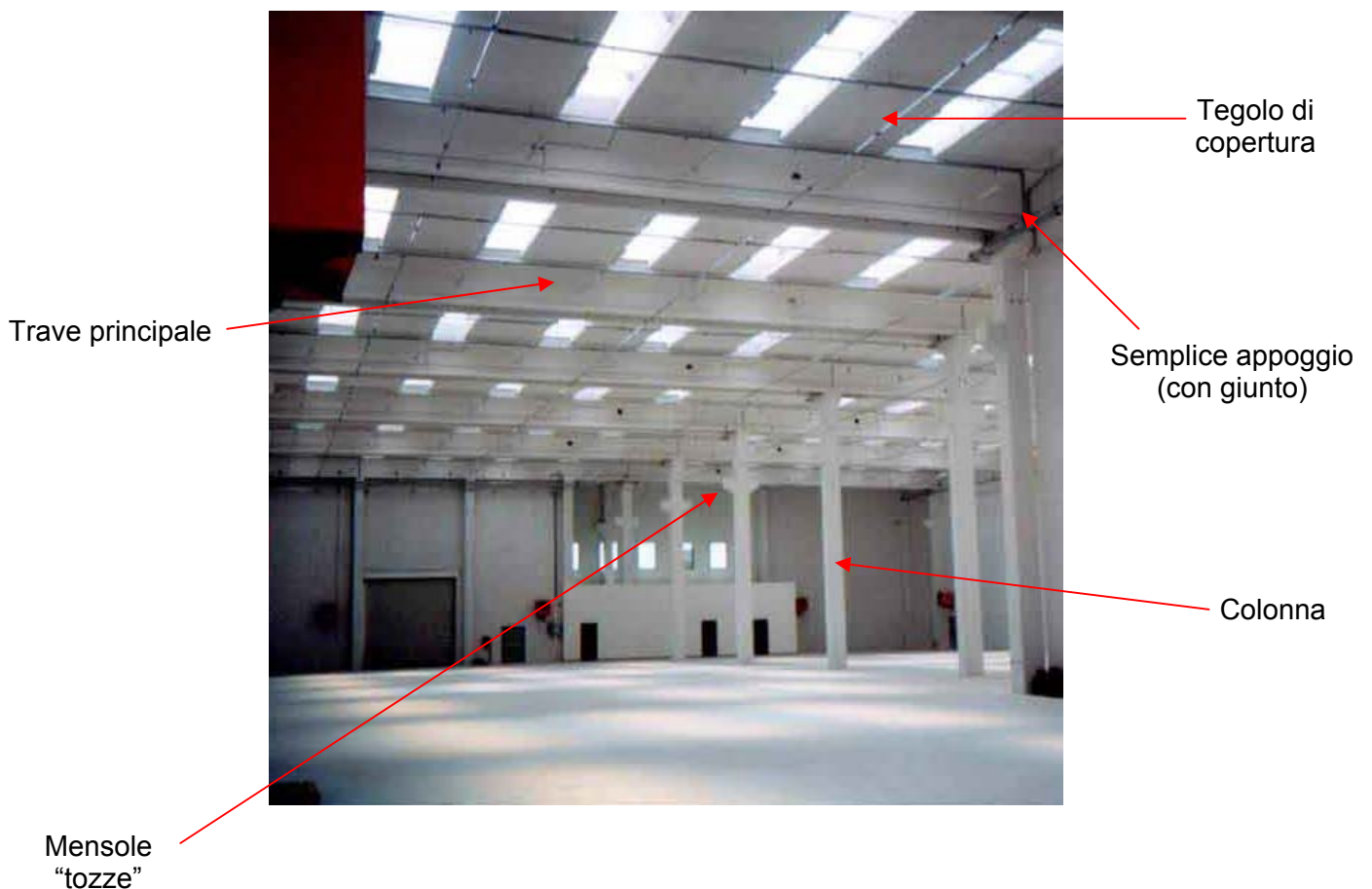


Figura 8.5 – Edificio prefabbricato in c.a.:
vista interna

9 GLI EDIFICI IN ACCIAIO

Gli edifici in acciaio possono essere classificati sostanzialmente in due categorie:

gli edifici a struttura pendolare e controventi

gli edifici intelaiati.

I primi presentano dei controventi aventi la funzione di minimizzare gli spostamenti orizzontali della struttura dovuti al sisma o al vento mentre i secondi risultano sufficientemente rigidi da opporsi a tali movimenti.

Tipico esempio di strutture metallica è il capannone industriale raffigurato nell'immagine successiva:

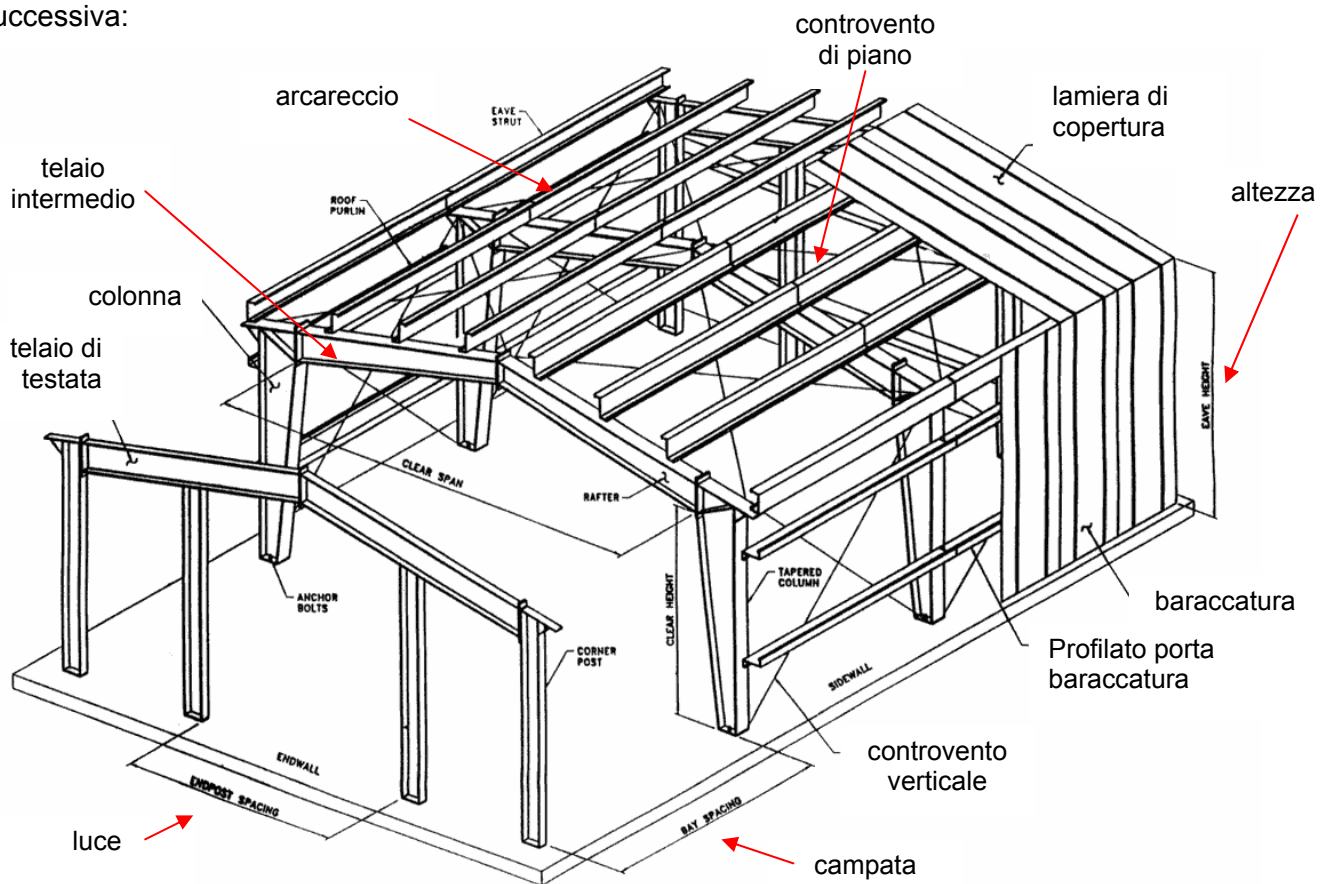
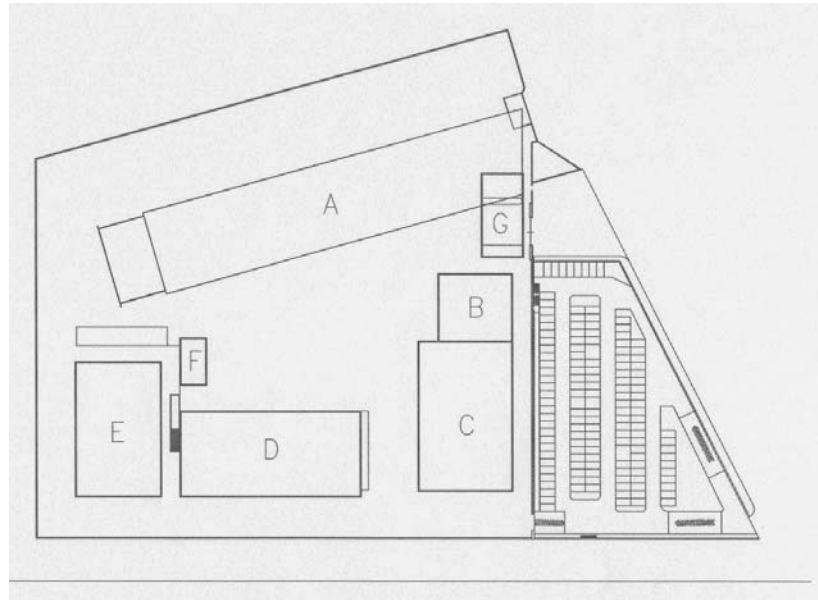


Figura 9.1 – Capannone industriale in acciaio.
Componenti principali

Sebbene in Italia non siano numerose le costruzioni in acciaio (fatta ovviamente eccezione per i manufatti appena descritti), non si può fare a meno di menzionare l'edificio che ospita il Comando Provinciale dei Vigili del Fuoco di Napoli: una struttura in acciaio e calcestruzzo estremamente innovativa sia per la scelta delle tipologie costruttive che per i dispositivi antisismici.

La caserma di Napoli è costituita da 7 corpi di fabbrica: la palazzina mensa (A) adibita anche ad autorimessa e camerate, la palazzina comando (B) sede degli uffici, la palestra (C), la palazzina scuola (D) ove è ospitato anche il magazzino logistica e un'altra autorimessa, l'officina (E), il castello di manovra (F) e l'ingresso lato via Tarantini.



La figura in basso mostra la palazzina mensa e l'antistante "piazzetta":



L'edificio "A" (mensa) presenta uno schema costruttivo costituito da una pianta rettangolare allungata larga circa 25 m e scandita in senso longitudinale secondo un modulo di tre metri. Si accoppiano in senso trasversale due nuclei in cemento armato con sezione a C, che contengono le scale ed ascensori. Le varie coppie di nuclei sono poste ad interasse di 18 m in senso longitudinale. Ciascun nucleo è inscritto in un rettangolo di dimensioni 3x6 mxm.

Le sommità dei nuclei sono collegate da travi reticolari in acciaio di altezza pari a 4 m disposte longitudinalmente sul perimetro del corpo di fabbrica. Su di esse poggiano le travi trasversali di copertura, ad interasse di 3m, anch'esse reticolari in acciaio con altezza di 1,8 m e luce di 18 m. Sono presenti sbalzi laterali di 3,60 m.

L'insieme di tali travi longitudinali e trasversali realizza, in copertura, un sistema reticolare poggiante sui nuclei in cemento armato, a cui sono sospesi, mediante appositi tiranti, gli impalcati di piano. Ciascun impalcato è costituito da travi in acciaio a doppio T laminate, ordite in senso trasversale ad interasse di 3m e sospese in quattro punti, che individuano tre luci perfettamente corrispondenti alle funzioni che svolgeranno ai singoli piani.

I solai sia di calpestio che di copertura sono in lamiera grecata su luci di 3 m, collegati alle travi principali mediante unioni saldate e completati da calcestruzzo leggero e strati di materiali fonoassorbenti ed isolante.

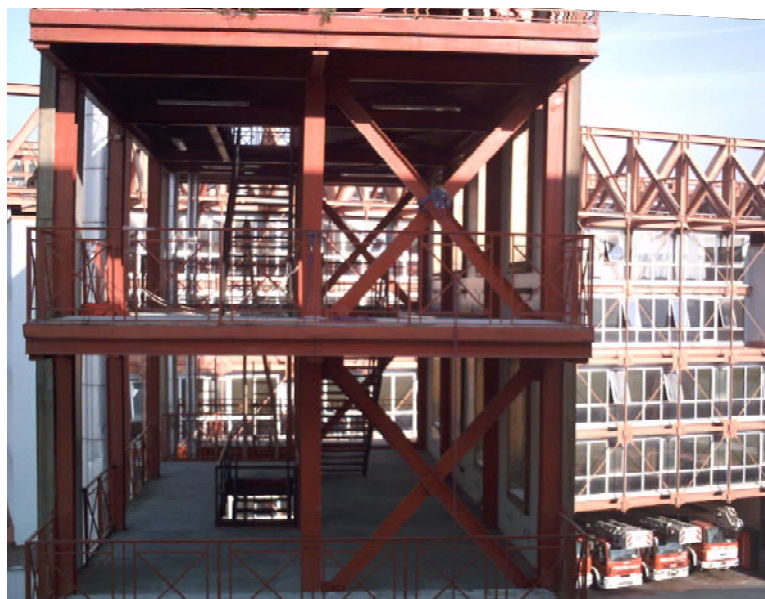
Ai nuclei in cemento armato è affidato il compito di assorbire, oltre ai carichi verticali trasmessi dalle strutture di copertura, anche le azioni orizzontali dovute al vento.

Sulla sommità dei nuclei sono presenti gli isolatori sismici che assorbono le oscillazioni provenienti dal terreno in caso di sisma come dei carrelli posti al di sotto della struttura sospesa.

Le fondazioni di tali nuclei sono realizzate con una platea rovescia su pali.

La caserma di Napoli è un vero e proprio libro sulle costruzioni in acciaio: sono presenti infatti scale con trave a ginocchio e gradini a sbalzo, scale rampanti, strutture pendolari controventate, strutture intelaiate, ad ombrello, isolate, con dissipatori ...

Nella figura in basso è mostrato il castello di manovra con i controventi a croce di S.Andrea. Sullo sfondo è in vista la palazzina mensa con la struttura appesa e l'autorimessa al piano terra.



10 I SOLAI

10.1 Gli elementi costitutivi di un solaio

I solai sono strutture piane aventi la funzione di portare i carichi presenti sulle costruzioni e di trasferirli alle strutture su cui si appoggiano.

Da un punto di vista geometrico sono caratterizzati da una “**luce**” (L) pari alla massima distanza tra due appoggi consecutivi, da una “**campata**” definita come la porzione di solaio compresa tra due appoggi, da un’**orditura**” che rappresenta la direzione della struttura portante del solaio.

In un solaio possono essere individuate più orditure perché molteplici possono essere le sue strutture portanti. A seconda del livello di importanza della struttura che sostiene i carichi gravanti sul solaio, le orditure vengono suddivise, in base al loro ordine di posizionamento, in: principali (o primarie), secondarie, terziarie e così via. Le orditure di ordine superiore poggiano su quelle di ordine immediatamente inferiore. Ad esempio: le orditure secondarie poggiano sulle principali che, dunque, sono responsabili del sostenimento di tutto il solaio.

Al di sopra dei **travetti** è spesso presente una **soletta** (in sua assenza il solaio si dice “a raso”) avente la funzione di ripartizione dei carichi e di irrigidimento del piano.

La seguente figura esemplifica i concetti appena espressi:

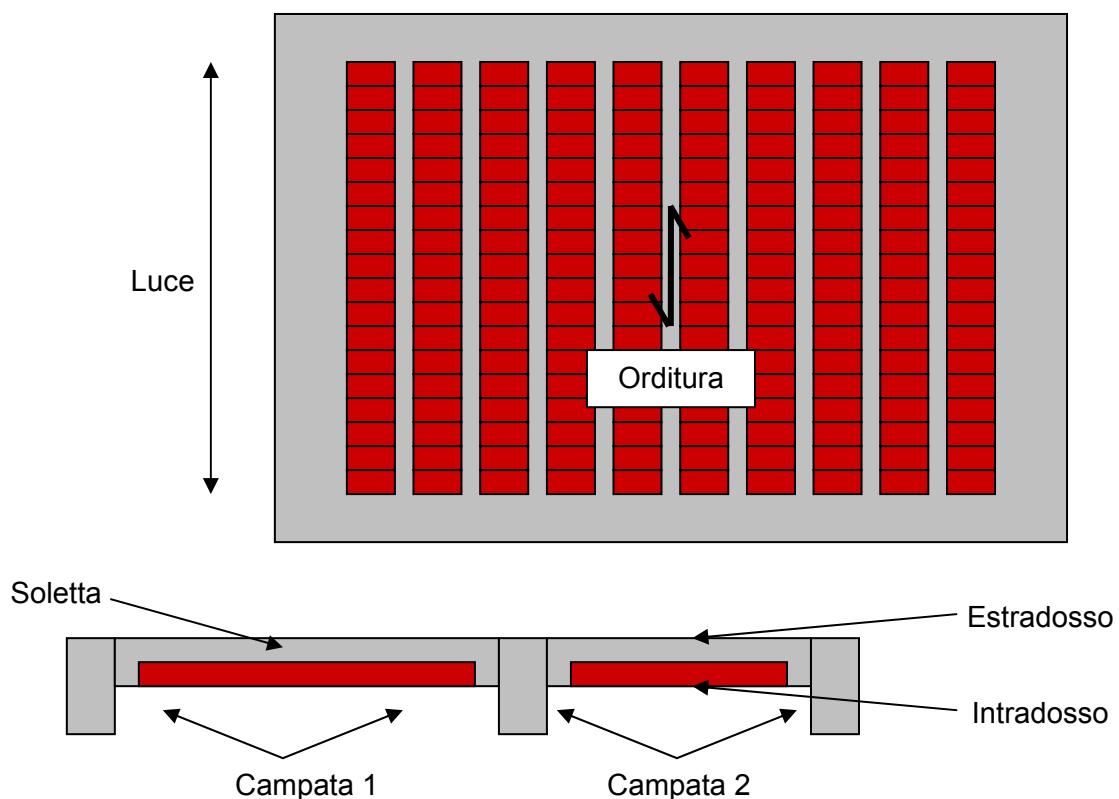


Figura 10.1 – Carpenteria e sezione solaio in c.a.

I solai possono essere suddivisi sinteticamente in quattro tipologie:

- A) Solai in legno
- B) Solai in ferro
- C) Solai in laterocemento (o laterocementizi)
- D) Solai in c.a.

10.2 Solai in legno

Sono i solai di concezione più antica. La struttura portante è caratterizzata da un'orditura principale costituita da travi lignee a sezione circolare (nell'edilizia più povera) o squadrata (di maggior pregio). A seconda dell'interasse tra la travi, può essere presente o meno un'orditura secondaria costituita dai o da un tavolato (o assito) o da un incannucciato su cui poggia un massetto per l'allettamento della pavimentazione. All'intradosso dei solai possono essere posizionati dei controsoffitti (talvolta costituiti da vere e proprie tele) che mascherano la struttura.

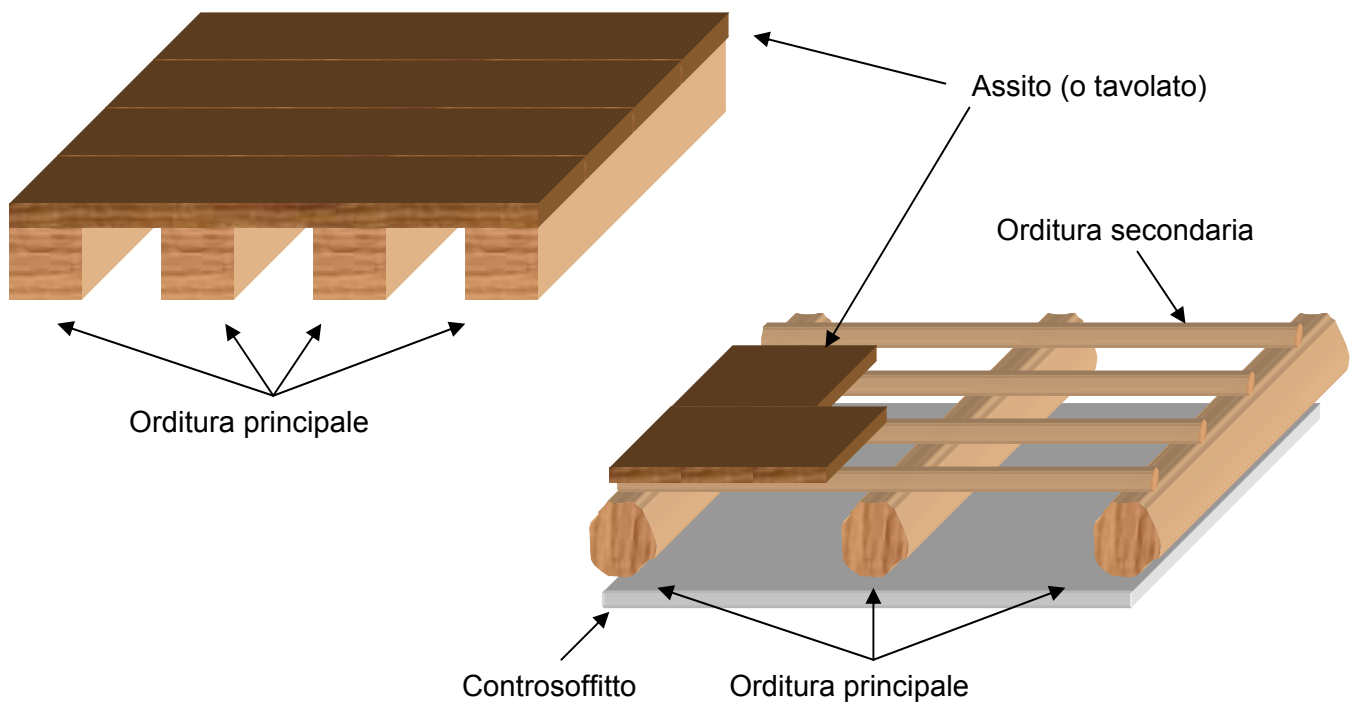


Figura 10.2 – Solaio in legno

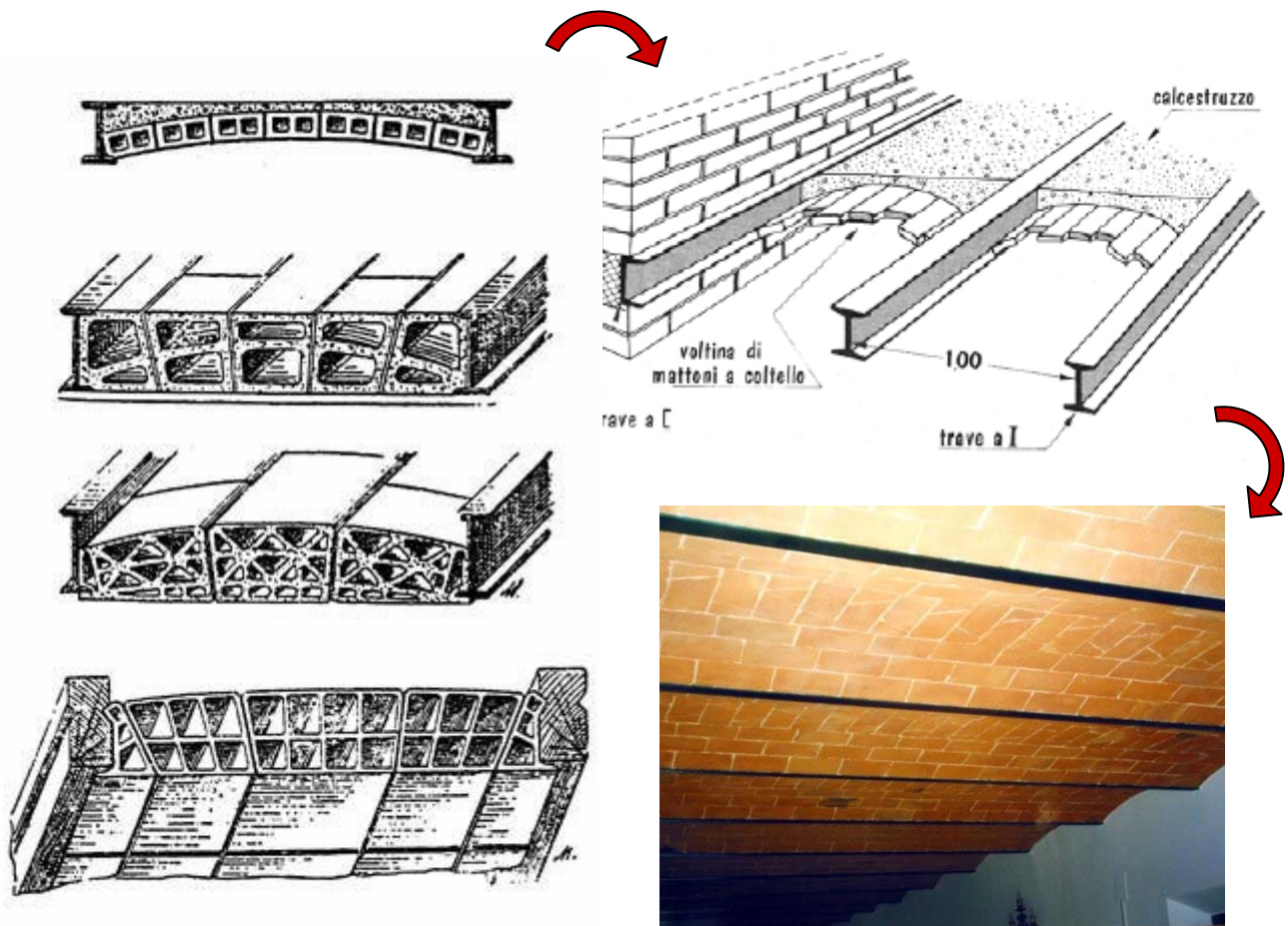
10.3 Solai in ferro

I solai cosiddetti “in ferro” rappresentano la naturale evoluzione tecnologica dei solai in legno dove, al posto delle travi portanti lignee, vengono poste delle travi portanti in acciaio (le cosiddette putrelle⁶) in virtù delle loro maggiore capacità portante, ridotta deformabilità, superiore durabilità nel tempo ed incombustibilità. Esistono varie tipologie di solai in ferro a seconda dell'elemento posizionato tra le soles inferiori dei profilati metallici:

- 1) Solai in ferro con voltine
- 2) Solai in ferro con tavelle
- 3) Solaio con lamiera recata

10.3.1 Solai in ferro con voltine

Utilizzati sin dagli inizi del 1800, sono ancora oggi presenti negli edifici “storici”. Sono caratterizzati da profilati metallici che costituiscono l'orditura principale del solaio e da laterizi o mattoni posti tra le ali per realizzare l'orizzontamento. Le voltine possono essere ad intradosso curvo o piano. Nel secondo caso l'effetto arco è garantito da blocchi opportunamente sagomati detti “volterrane”. Esistono casi di laterizi a profilo curvilineo.



⁶ Putrella: Dal francese poutrelle, derivato di poutre 'trave'

Figura 10.3 – Solai in ferro con voltine

10.3.2 Solai in ferro con tavelloni

Di diretta derivazione dai solai con voltine, ne rappresentano una versione più “moderna”. Il riempimento tra le travi metalliche è effettuato mediante dei laterizi piani detti “tavelle” o “tavelloni”. Questi solai sono spesso utilizzati per la ristrutturazione di edifici in muratura. Talvolta le putrelle sono munite di connettori per la collaborazione con la soletta in c.a.

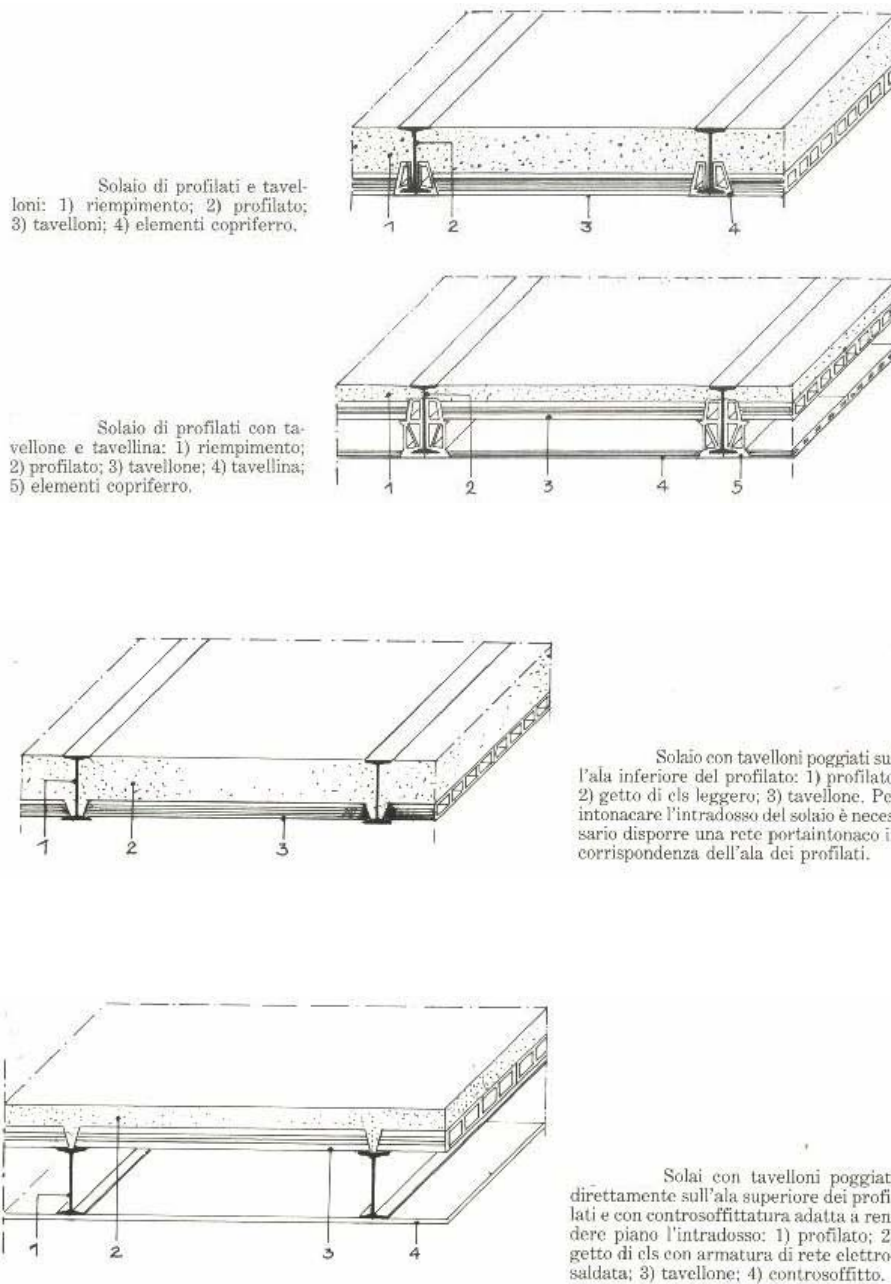


Figura 10.4 – Solai in ferro con tavelloni

10.3.3 Solai in lamiera grecata

Caratteristici degli edifici a struttura metallica, sono realizzati mediante un'orditura principale (spesso accompagnata da un'orditura secondaria) sormontata da connettori aventi la funzione di vincolare le lamiere grecate posizionate all'estradosso e di favorire l'intima collaborazione tra la struttura in acciaio ed il getto di calcestruzzo costituente la soletta. Le pareti delle lamiere sono in genere corrugate (ovvero striate o bugnate) in maniera tale da consentire l'intima collaborazione con il calcestruzzo della soletta.

La figura in basso evidenzia i vari elementi costituenti un solaio in lamiera grecata.

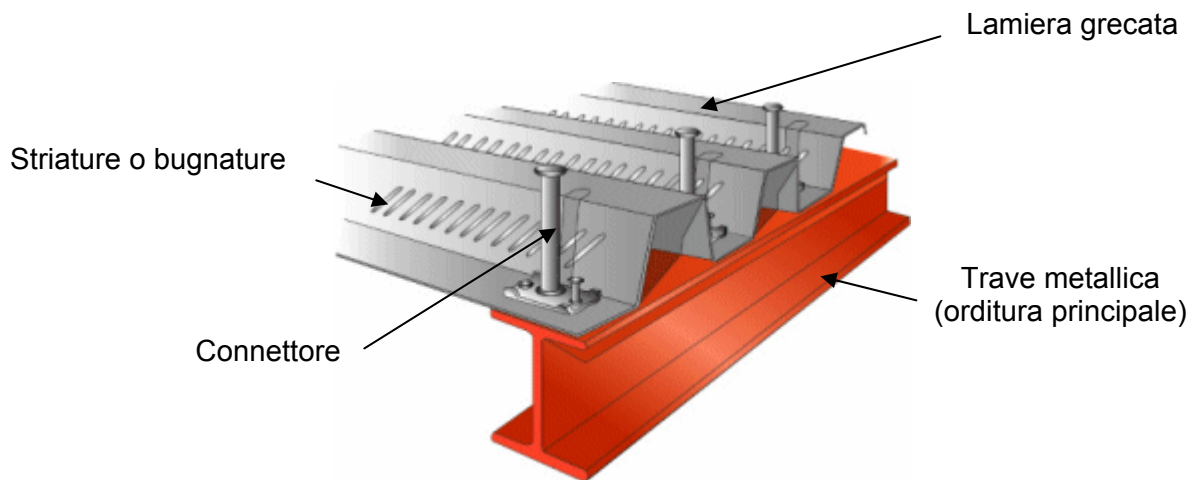


Figura 10.5 – Solai in lamiera grecata

10.4 Solai in laterocemento

I solai in laterizio e cemento costituiscono la maggioranza dei solai realizzati in Italia e per questo meritano particolare attenzione. L'industria del cemento armato ha visto la produzione di numerose tipologie di questo elemento strutturale che possono essere così elencate:

- 1) Solai gettati in opera
- 2) Solai a travetti prefabbricati e blocchi in laterizio interposti
- 3) Solai con lastre in c.a. e blocchi di alleggerimento
- 4) Solai a pannelli prefabbricati
- 5) Solai alveolari
- 6) Solai tipo SAP

10.4.1 Solai gettati in opera

Per quanto riguarda la prima tipologia, si può dire che essi sono realizzati poggiando su un assito in legno i laterizi (pignatte) poste ad un interasse tale da consentire la realizzazione dei travetti mediante il posizionamento delle barre di armatura ed il successivo getto di calcestruzzo. L'assito provvisorio viene smontato al raggiungimento della maturazione del calcestruzzo (in genere 28 giorni dal getto).

Sono riportate alcune sezioni tipiche di solaio gettato in opera:

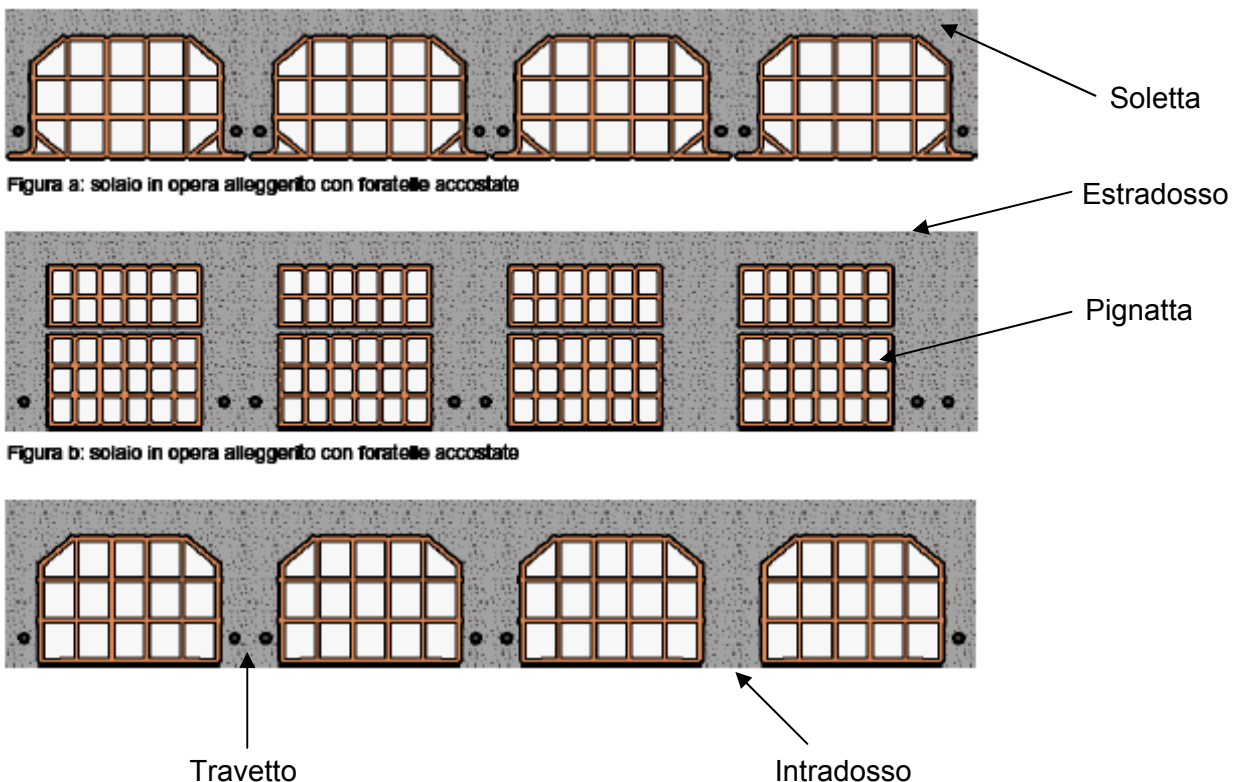


Figura 10.6 – Solai in laterocemento gettati in opera

Ecco un'assonometria del solaio gettato in opera:



Figura 10.7 – Solaio in laterocemento gettato in opera: assonometria

10.4.2 Solai a travetti prefabbricati e blocchi in laterizio interposti

Sono solai caratterizzati da una struttura portante (i travetti) prefabbricati o fabbricati a piè d'opera che non necessitano di complicate strutture di sostegno in fase di esecuzione. Sono pertanto di realizzazione più rapida rispetto ai solai gettati in opera. Si realizzano mediante posizionamento tra gli appoggi dei travetti prefabbricati, successiva collocazione dei laterizi e getto di completamento del c.a. Le varie tipologie di solaio si differenziano in buona sostanza per i differenti travetti prefabbricati che possono essere: con fondello in laterizio parzialmente gettato e traliccio, con travetto intralicciato in c.a. o travetto precompresso.

Le seguenti figure esemplificano le varie tipologie appena descritte:

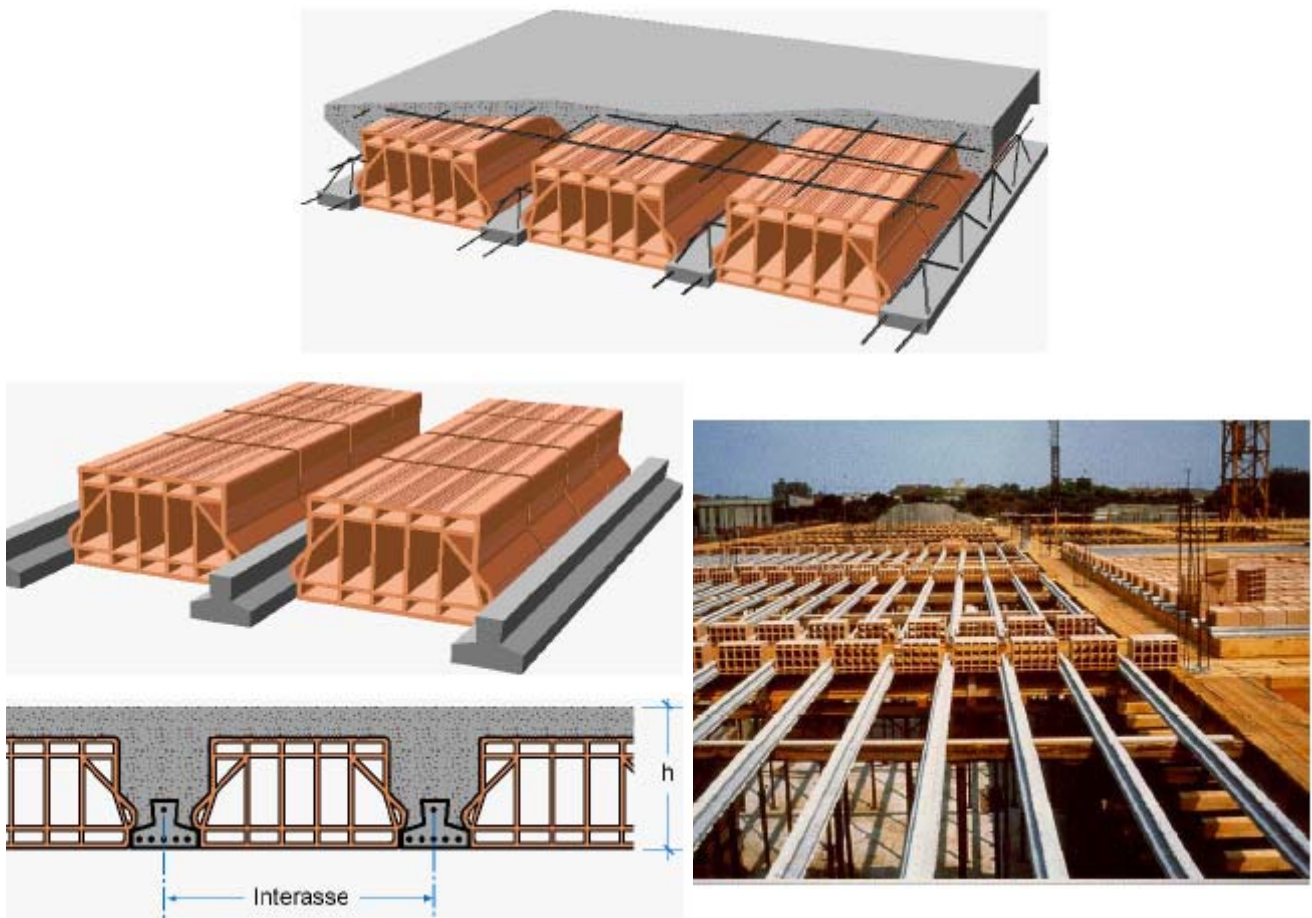


Figura 10.8 – Solai in c.a. con travetti prefabbricati



Figura 10.9 – Solai in c.a. con travetti intralacciati

10.4.3 Solai con lastre in c.a. (altrimenti dette “predalles”) e blocchi di alleggerimento

Sono solai caratterizzati da lastre in c.a. prefabbricate (precomprese o non) spesse in genere almeno 4 cm e larghe 1,20m che vengono disposte tra gli appoggi della struttura portante. Si di esse vengono poggiati dei blocchi di alleggerimento (in laterizio o in polistirolo espanso o in plastica) opportunamente distanziati per consentire la successiva realizzazione dei travetti in c.a. (tralicciato o non) mediante il getto di completamento. Sono solai di rapida esecuzione.

La seguente figura illustra la tipologia descritta.

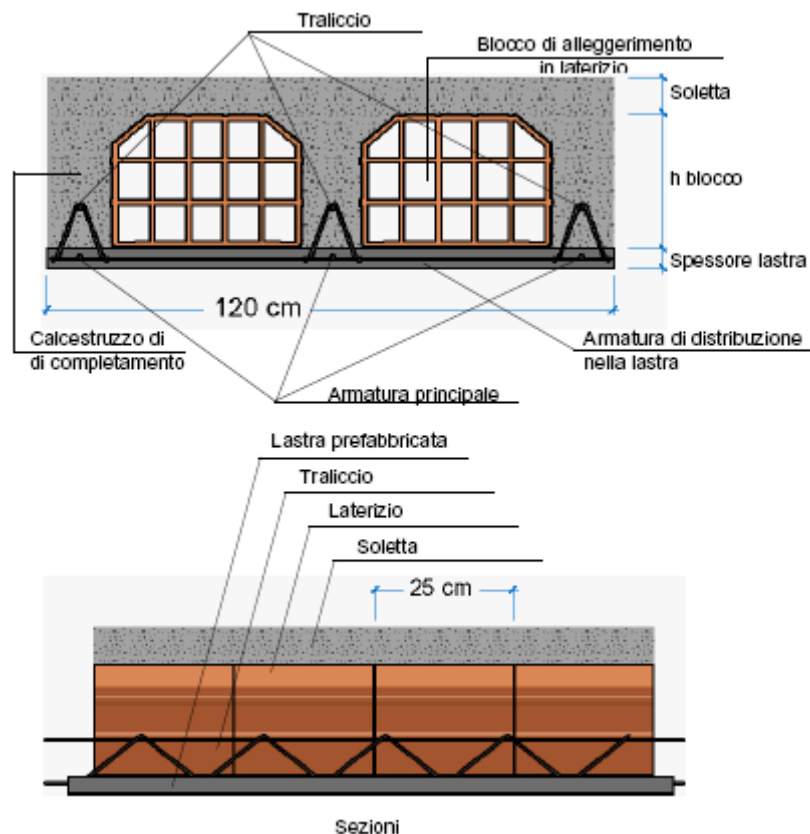


Figura 10.10 – Solai a predalles

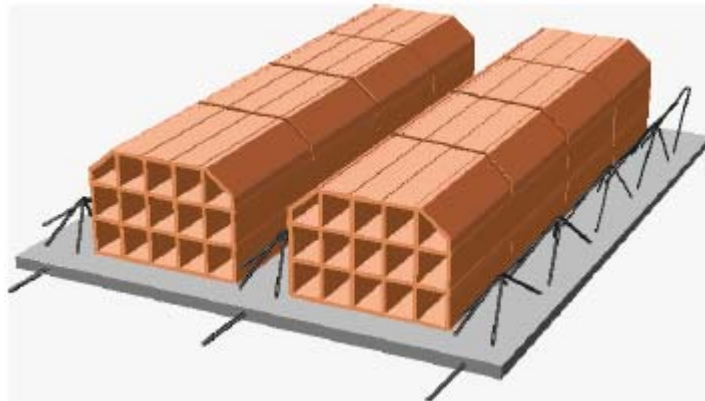


Figura 10.11 – Solaio a predalles

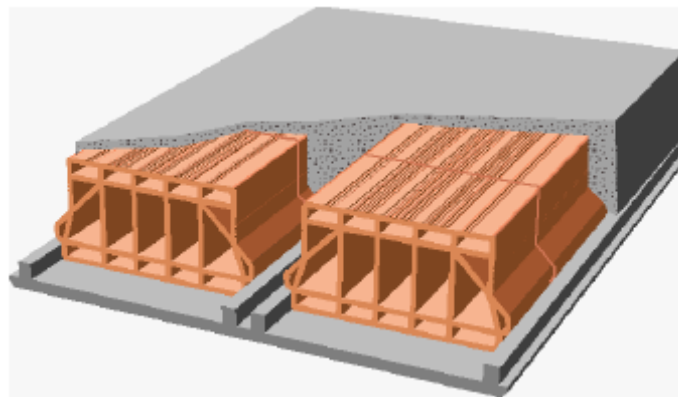


Figura 10.12 – Solaio a pannelli prefabbricati e soletta gettata in opera

10.4.4 Solai a pannelli prefabbricati

Sono solai realizzati quasi per intero in stabilimento mediante assemblaggio dei laterizi e dei travetti armati. Sono caratterizzati da una rapida esecuzione, necessitano di poche opere di sostegno provvisorio e di ridotti getti di completamento. Risultano poco versatili per configurazioni in pianta particolari dei solai.

Eccone un esempio illustrativo. Si notino gli anelli in acciaio per la movimentazione in cantiere del pannello.

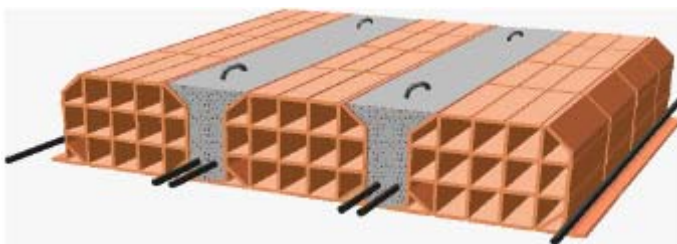


Figura 10.13 – Solai a pannelli prefabbricati



Figura 10.14 – Varo di solaio a pannelli prefabbricati

10.4.5 Solai tipo "SAP"

Rappresentano un solaio storico introdotto in Italia intorno al 1930. Caratterizzato da una buona velocità di esecuzione, si è rivelato nel corso degli anni piuttosto insidioso in virtù dei fenomeni di dissesto che lo hanno contraddistinto.

E' in buona sostanza costituito da travetti in laterizio armato assemblati a piè d'opera mediante infilaggio di barre di armatura (in genere lisce e dal diametro ridotto) in tasche

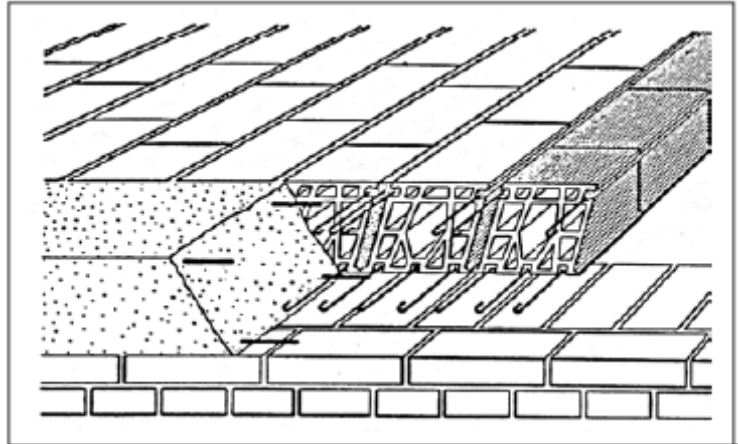


Figura 10.15 – Solaio tipo S.A.P.

appositamente predisposte nel laterizio e sigillate mediante malta. I travetti in laterizio armato venivano accostati tra loro per la realizzazione di un getto di completamento. Molto spesso detti solai erano sprovvisti di soletta di ripartizione. All'intradosso sono in genere visibili solo i fondi dei laterizi (quando integri). Frequenti sono i distacchi di intonaco e di laterizi che mettono a nudo le barre di armatura in genere piuttosto ossidate per effetto dei ridottissimi copriferri.

10.5 Solai in cemento armato

Possono essere distinti in:

- 1) Solai in c.a. a soletta piena
- 2) Solai in c.a. alveolari

10.5.1 Solai in c.a. a soletta piena

Usati raramente (e solo nel caso di manufatti con notevoli sovraccarichi accidentali o grosse luci), possono essere precompressi o non, muniti o meno di nervatura oppure piani o curvi.

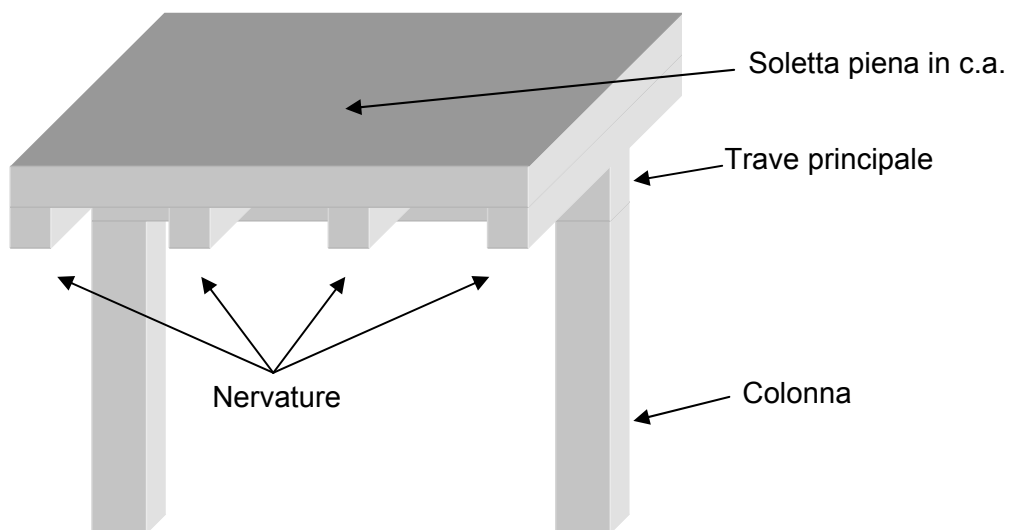


Figura 10.16 – Solaio a soletta piena in c.a.

10.5.2 Solai alveolari (o alveolati)

Sono costituiti da lastre prefabbricate in cemento armato vibrato e precompresso (con precompressione a fili aderenti) larghe in genere 1,2 m utilizzate in genere nelle costruzioni prefabbricate (grossi centri commerciali, edilizia industriale, parcheggi, etc). Le lastre sono dette "alveolare" in virtù della presenza di canali realizzati in stabilimento mediante dei tubi-forma con la funzione di alleggerire il peso, di risparmio di materiale e di conferire al pannello migliori caratteristiche di fonoassorbenza, isolamento termico e resistenza al fuoco.

La figura in basso ne esemplifica la tipologia:

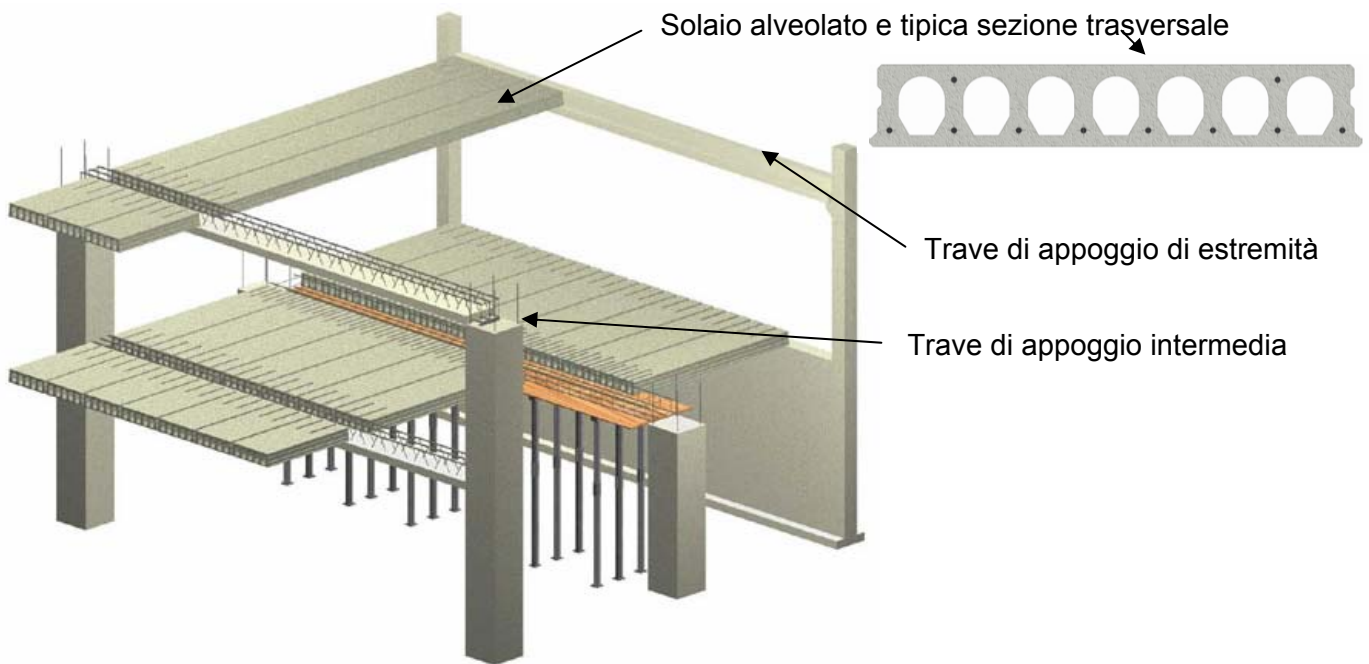


Figura 10.17 – Solaio prefabbricato alveolare

11 LE SCALE

Le scale rappresentano quelle parti di struttura che consentono il collegamento tra i vari piani. A seconda dello schema strutturale che le caratterizzano si differenziano in:

Scale a soletta rampante

Scale con travi a ginocchio e gradini a sbalzo

Scale in acciaio

Scale con gradini a sbalzo

Scale su volta rampante

11.1 Le scale a soletta rampante

Rappresentano la tipologie più comune nel panorama edilizio italiano delle costruzioni in cemento armato.

La soletta rampante è una piastra ad asse inclinato (rampa) che poggia sulle travi poste al livello di piano e di interpiano.

I gradini in genere sono riportati sulla soletta e non hanno funzione portante.

La figura successiva ne illustra la geometria:

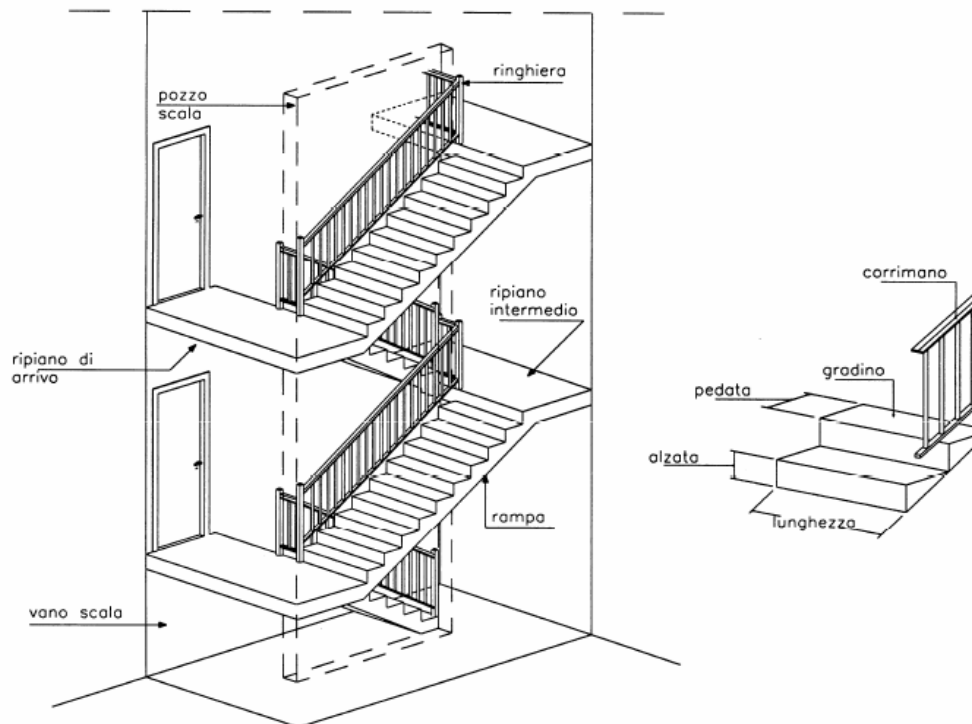


Figura 11.1 – Scala a soletta rampante

11.2 Le scale con travi a ginocchio e gradini a sbalzo

Senza dubbio meno impiegate delle precedenti, le scale in esame sono caratterizzate da una trave a ginocchio (ovvero ad asse spezzato) posta al perimetro della gabbia scala e su cui sono incastrati a mensola i gradini che quindi risultano portanti.

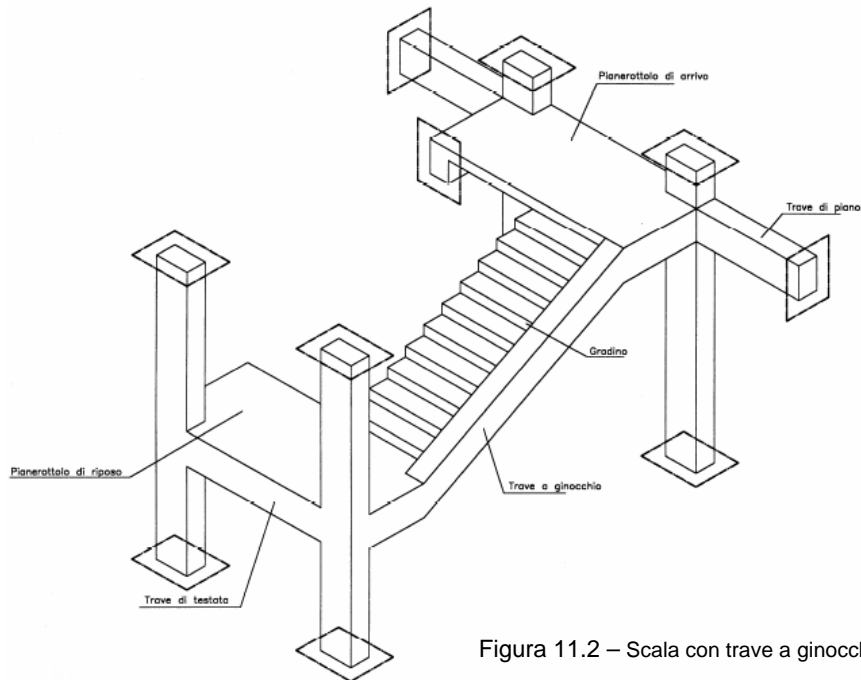


Figura 11.2 – Scala con trave a ginocchi e gradini a sbalzo

11.3 Scale in acciaio

Ripercorrono il concetto si scala a soletta rampante. Al posto della soletta, sono presenti delle travi metalliche ad asse inclinato su cui sono realizzati i gradini. Le travi inclinate sono vincolate alla struttura portante verticale in genere costituita da un telaio su due o quattro colonne.



Figura 11.3 –Scale in acciaio

Telaio portante con 4 colonne

11.4 Scale con gradini a sbalzo

Si trovano negli edifici in muratura e sono caratterizzate dalla presenza di gradini in pietra incastrati direttamente nei maschi murari.

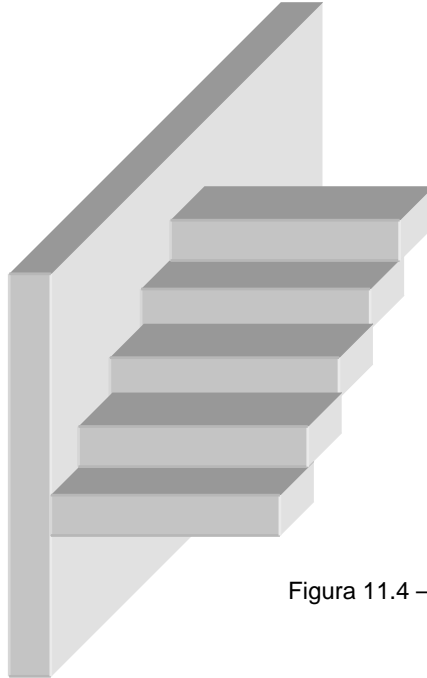


Figura 11.4 –Scala con gradini a sbalzo

11.5 Scala su volta rampante

E' la classica scala degli edifici in muratura. I gradini sono riportati su volte il cui piano di imposta è a quota differente (da cui la denominazione "rampante"). La seguente figura ne illustra la tipologia.

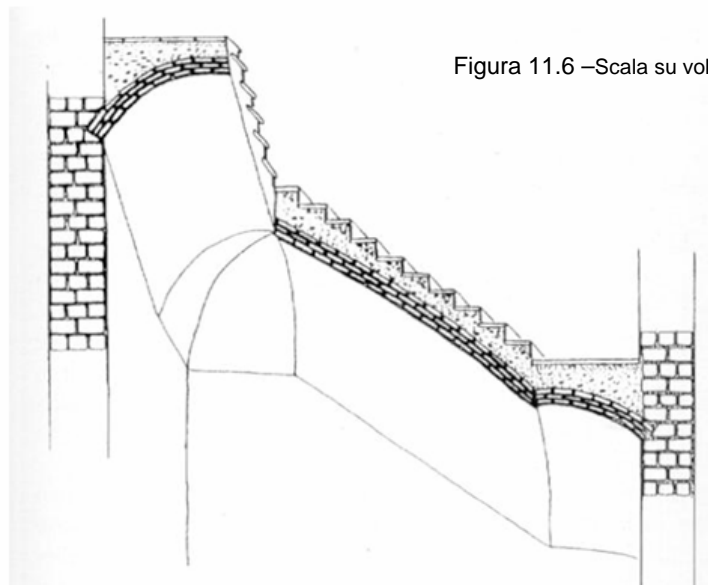


Figura 11.6 –Scala su volta rampante

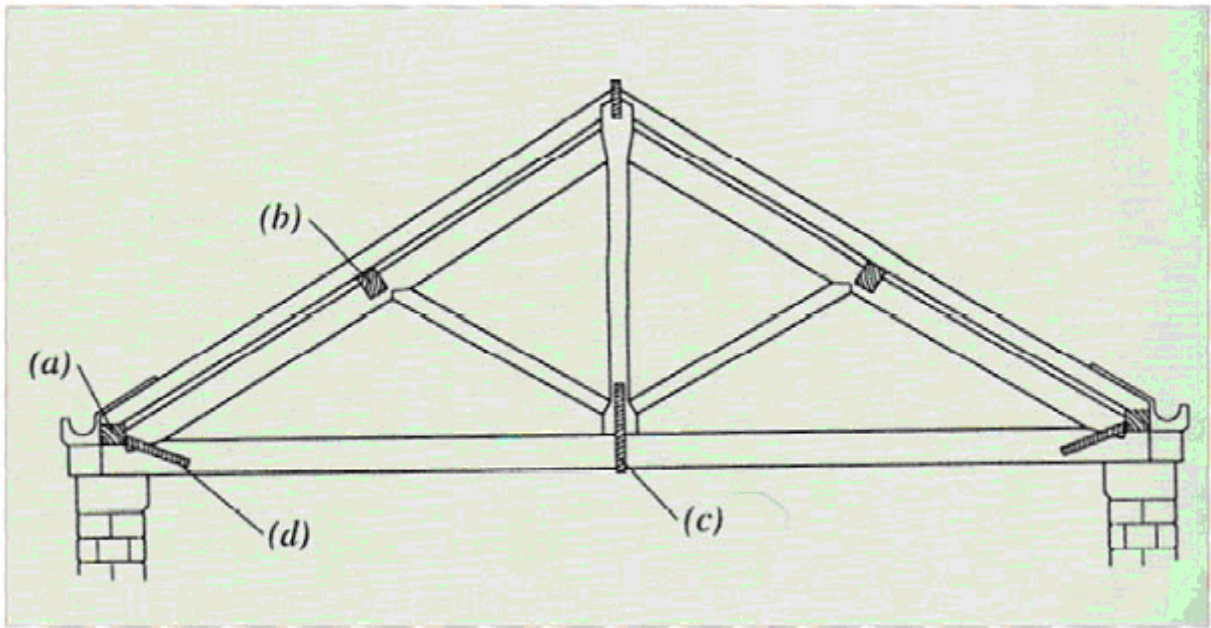


Figura 12.1 – Capriata

12.1 ASPETTI GENERALI

Le coperture hanno la funzione di delimitare superiormente l'edificio e di proteggere l'ambiente sottostante dalle precipitazioni atmosferiche.

Esse sono costituite da:

1. **un manto di copertura:** che rappresenta lo strato esterno della copertura e può essere rappresentato da materiali tradizionali (Laterizio: coppi, tegole marsigliesi, portoghesi, olandesi, romane, oppure rame o ardesia) o materiali innovativi (gres ceramico e porcellanato, tegole di cemento, alluminio, lastre di fibrocemento etc.) – vedi figg. 12.2 e 12.3;

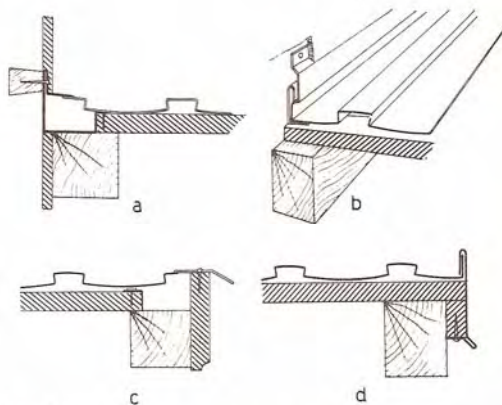


fig. 861
Manto brevettato in alluminio (Fural).

Figura 12.2 – Manto di copertura in alluminio

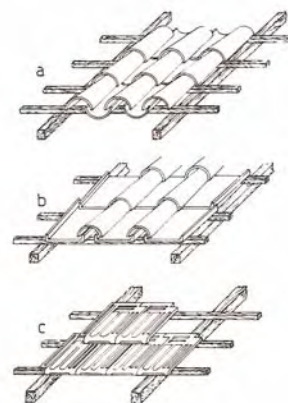


fig. 855
Manto di tegole laterizie. a) con coppi soprammessi; b) con tegole maritate; c) con tegole marsigliesi.

Figura 12.3 - Manto di tegole laterizie

2. **una struttura portante:** che ha la funzione di sorreggere il manto di copertura.

In questo capitolo, coerentemente ai temi trattati nel presente modulo didattico, saranno esaminati esclusivamente gli elementi relativi alla struttura portante della copertura.

La scelta del tipo di struttura portante, dipende dal grado d'inclinazione delle coperture. In funzione di questo parametro, esse si classificano in:

- **coperture a falda:** quando l'inclinazione risulta evidente – vedi fig. 12.4;
- **coperture a terrazzo:** quando l'inclinazione è trascurabile (realizzate in genere nelle zone a clima mediterraneo, caratterizzate da scarsa piovosità) – vedi fig. 4.



Figura 12.4 –Esempio di tetto a falda



Figura 12.5 - esempio di copertura a terrazzo

Le coperture a falda possono essere a loro volta del tipo:

- **spingente** - vedi fig 12.6;
- **non spingente** – vedi figg. 12.7-12.8-12.9-12.10;

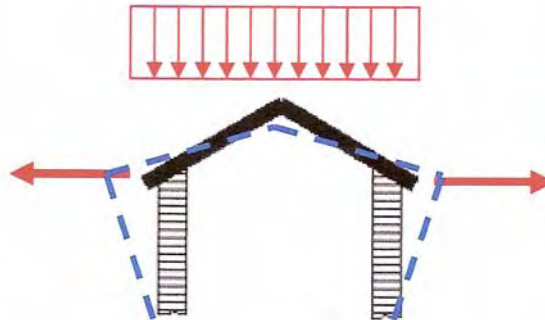


Figura 1 - esempio di tetto spingente



Figura 12.7 - spinta eliminata dalla catena



Figura 12.8 - spinta eliminata dalla capriata

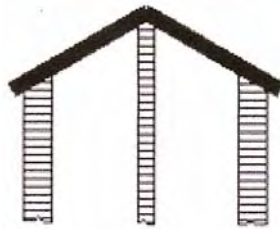


Figura 12.9 - spinta eliminata dal muro di spina

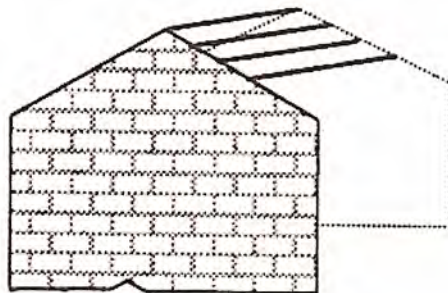


Figura 12.10 –

In questo caso la spinta è eliminata perché l'orditura principale è disposta longitudinalmente all'inclinazione della falda

Le coperture saranno spingenti se esse applicano forze orizzontali ortogonali alle pareti su cui si appoggiano, per effetto dei soli carichi verticali – vedi fig. 12.6. Ciò si verifica, ad esempio, in assenza di cordolo, e/o di muro di spina (per gli edifici in muratura), e/o di catene e/o di trave rigida di colmo e/o di capriata a spinta eliminata.

Viceversa, le coperture saranno non spingenti se esse applicano forze orizzontali trascurabili alle pareti su cui appoggiano. E' il caso, ad esempio, della copertura con presenza di catene – vedi fig. 12.7, oppure con presenza di capriate – vedi fig. 12.8, oppure con la presenza di un muro di spina

vedi fig. 12.9, oppure con orditura principale disposta longitudinalmente all'inclinazione della falda e poggiante tra due muri perimetrali o tra due capriate a spinta eliminata – vedi fig. 12.10.

E' evidente che, oltre a queste due situazioni limite, esistono casi intermedi nei quali pur non potendo parlare di coperture spingenti, l'azione orizzontale applicata alle pareti di appoggio non è più trascurabile.

12.2 Materiali

La struttura portante della copertura a falda può essere realizzata in legno, acciaio o cemento armato. La sua inclinazione dipende dal clima, dalla piovosità e dalla tradizione del posto.

Per le coperture a terrazzo la struttura portante è rappresentata dai solai in cemento armato oppure cemento armato alleggerito. Questo solai, in genere, sono perfettamente orizzontali tranne una leggera pendenza, necessaria per il convogliamento delle acque meteoriche – vedi fig. 12.11

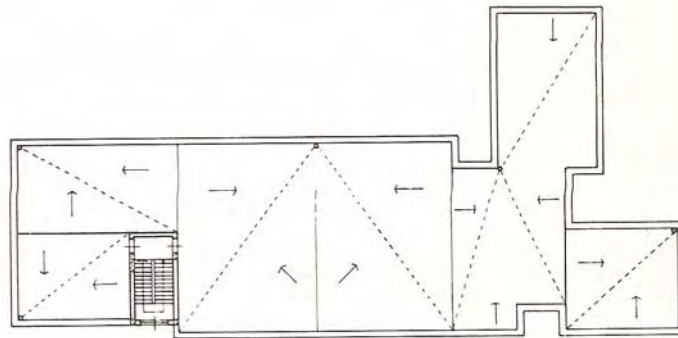


Figura 12.11 - copertura a terrazzo. Convogliamento delle acque meteoriche

Bibliografia

- G.B. Ormea "Manuale pratico per l'ingegnere civile". Ed. Kappa
- A. Petrignani: "Tecnologie dell'architettura". Serie Görlich;
- S. Di Pasquale ed altri "Costruzioni " Ed. Le Monnier.

13 LE FONDAZIONI

13.1 L'elemento costruttivo fondazione



Le strutture portanti di fondazione costituiscono l'elemento di trasmissione al terreno dei carichi verticali ed orizzontali agenti sull'edificio; il sedime di fondazione deve essere in grado quindi di reagire in modo tale da garantire condizioni di equilibrio e di stabilità all'intera costruzione.

Lo studio della fondazione riveste enorme importanza ed a nulla varrebbe eseguire una struttura perfettamente calcolata se il rapporto con il piano di posa non fosse risolto. Occorre pertanto conoscere affondo i due termini del problema: la struttura dell'edificio e la natura del terreno. Infatti la scelta del tipo di fondazione è funzione di questi due termini, e, come in ogni opera d'ingegneria, di considerazioni di caratteri economici.

13.2 Il terreno di fondazione

La capacità portante del terreno di fondazione viene analizzata con opportune indagini geognostiche che possono essere eseguite mediante prelievo dei campioni alle varie quote con apposite sonde, mediante penetrometri capaci di valutare la resistenza per attrito ed alla punta e con metodi acustici fondati sulla misura della velocità del suono in terreni di nota composizione.

Un terreno di fondazione posto sotto carico si deforma ovvero cade in misura proporzionale a i carichi trasmessi dalle opere di fondazione; se i cedimenti sono uniformi si rileva un unico abbassamento della quota di posa mentre se sono differenziali, può verificarsi uno stato di sollecitazione non previsto per la struttura con probabili catastrofiche conseguenze. È opportuno in tal senso, quando si prevedono grandi disparità di carichi tra i corpi di fabbrica di un edificio, dovuti ad esempio ad un diverso numero di piani, predisporre giunti tra le parti che consentono un abbassamento differenziale senza che si inducano ulteriori sollecitazioni.

La progettazione delle fondazioni deve procedere secondo precise fasi che possono così sintetizzarsi:

- a) analisi del terreno
- b) scelta del sistema
- c) analisi delle sollecitazioni
- d) verifica della stabilità dell'opera
- e) previsione dei cedimenti.

Tali fasi sono strettamente interrelate ed occorre un buon coordinamento tra l'opera del progettista, del geologo e dello strutturista.

13.3 Classificazione delle fondazioni

Nel campo delle fondazioni possono operarsi almeno tre tipi di classificazioni: la prima in relazione alla tipologia, la seconda relativa alla topologia, la terza alle modalità costruttive.

Per quanto riguarda la tipologia è ormai classica la distinzione di fondazioni dirette o indirette che possono essere entrambe continue e discontinue. Si dicono fondazioni dirette quelle che trasmettono il carico al terreno per pressione sul piano di posa; fondazioni indirette quelle che agiscono sul terreno attraverso la interposizione di un elemento, detto palo di fondazione.

I pali lavorano per attrito e/o compressione alla punta e possono essere realizzati con diversi materiali (legno, ferro e cemento) e tecniche d'infissione. I più diffusi oggi sono quelli in calcestruzzo, semplici o armato, gettati direttamente nel terreno previa trivellazione di un vano cilindrico, che fa da cassaforma. È chiaro che se il terreno non ha una consistenza tale da garantire l'integrità delle pareti del cavo cilindrico durante il getto del palo, occorre ricorrere ad un rivestimento a mezzo di un tubo forma, che può essere estratto a mano a mano che progredisce il getto del calcestruzzo. I pali in opera hanno le pareti più o meno corrugate in relazione al metodo di formazione adottato e sono pertanto adatti per fondazioni "sospese" (pali che lavorano per attrito); quelli prefabbricati, più lisci, sono più adatti per fondazioni a "castello" (pali che lavorano di punta) ed agiscono anche costipando il terreno.

Come detto sia le fondazioni dirette che quelle indirette possono essere continue o discontinue, tra le fondazioni continue si annoverano le travi rovesce e le platee, le discontinue sono costituite dai plinti isolati.

Sotto il profilo topologico le fondazioni si classificano in superficiali, profonde ed intermedie in relazione al rapporto tra la profondità del cavo di fondazione (p) e la sua larghezza (ℓ); si dicono superficiali quelle che hanno $p / \ell < 1$, intermedie quelle che hanno $p / \ell > 1$, profonde quelle con $p / \ell \gg 1$.

Per le fondazioni dirette, occorre eseguire uno scavo in trincea che, generalmente, richiede un'armatura per evitare pericolosi franamenti delle pareti.

Per modalità costruttive si dividono le fondazioni di due gruppi: ordinarie e idrauliche; le prime in terreni asciutti, le seconde sono quelle che vengono eseguite in presenza d'acqua. Le fondazioni idrauliche possono realizzarsi con prosciugamento del cantiere (palancolate, abbassamento della falda), con congelamento dell'acqua; oppure senza prosciugamento lavorando nell'ambiente acquatico con pozzi, cassoni o palificate.

Gli edifici in muratura del passato avevano fondazioni realizzate anch'esse in muratura, con allargamenti e gradoni in modo da aumentare gradualmente la larghezza del muro entroterra fino a raggiungere una superficie di contatto con il piano di posa capace di ripartire il carico nei limiti di una sollecitazione ammissibile per il terreno di fondazione (sedime).

Oggi le fondazioni, sia per edifici con struttura in c.a. che per quelli con struttura in acciaio si realizzano in cemento armato, avendo cura di evitare il contatto diretto del getto e delle armature con il terreno, ovvero predisponendo uno strato di calcestruzzo magro come sottofondo (sottofondazione) che, nelle fondazioni dirette, può servire anche ad aumentare la superficie di terreno investita.

Per la fondazione in zone sismiche occorre avere particolare cura nel calcolo per fare in modo che siano assorbiti dal terreno non solo le forze verticali dovute alla gravità ma anche quelle orizzontali comunque dirette dovute al sisma.

Le tipologie di fondazioni appena descritte sono nel seguito illustrate con maggiore dettaglio

13.4 Le fondazioni in muratura

Il carattere di linearità della struttura muraria si manifesta anche nelle opere di fondazione che sono, salvo rare eccezioni, del tipo continuo. In figura è rappresentata una fondazione diretta costituita da uno zoccolo di base in cemento armato che serve da tramite tra la muratura e il terreno. Le dimensioni della fondazione, ed in primo luogo la larghezza della fascia di terreno investito, vengono determinate tenendo conto dei carichi trasmessi dalla muratura in elevazione e della capacità portante del terreno. È chiaro che la superficie investita, a parità di qualità del terreno, aumenterà al crescere del carico da sopportare e a parità di carico diminuirà al crescere della sollecitazione ammissibile del piano di posa. Ancora nell'ambito delle fondazioni continue dirette l'elemento in cemento armato può essere sostituito da un progressivo aumento dello spessore della muratura procedendo dall'alto verso il basso. Si realizzerà in questo caso una muratura a gradoni che partendo dalla dimensione del muro al piano di campagna raggiungerà quella necessaria sul piano di posa.

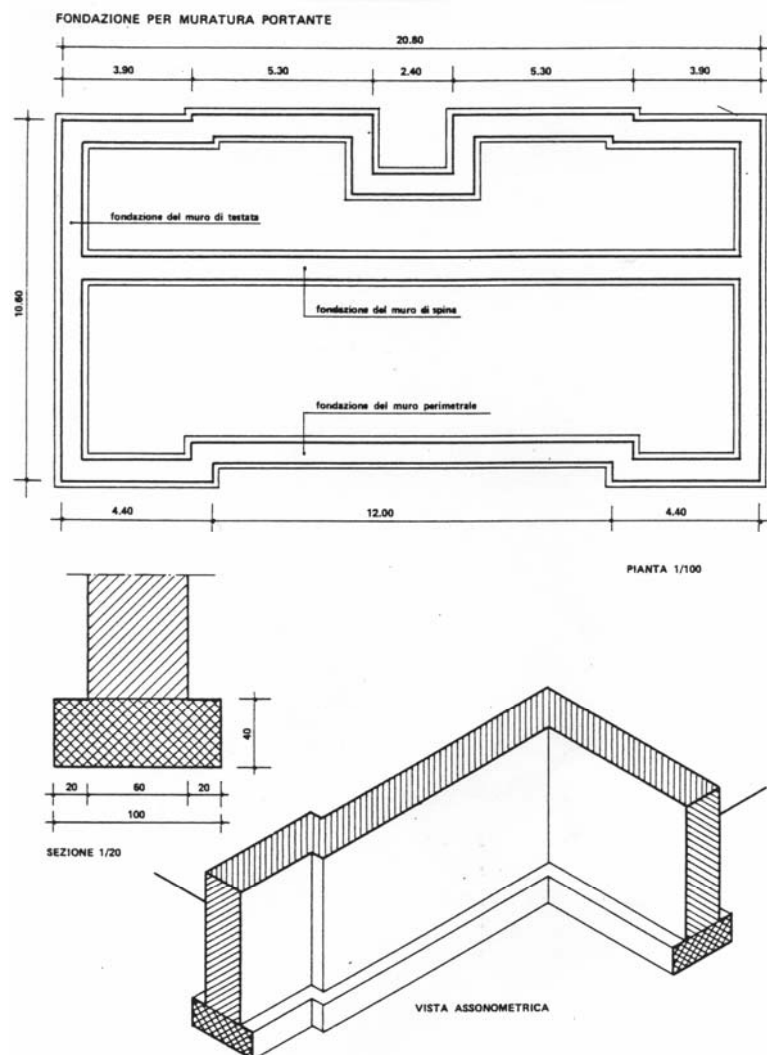


Figura 13.1

13.5 Fondazione su plinti isolati

La struttura intelaiata è caratterizzata, per quanto riguarda le fondazioni, dell'esigenza di dover ripartire il carico portato da ogni pilastro su un'adeguata superficie di terreno. Basta osservare quanto più piccola è la sollecitazione ammissibile del terreno rispetto a quella del materiale di cui è costituito il pilastro, per capire quanto più grande deve essere l'area direttamente interessata, sul piano di posa, dal carico trasmesso in fondazione. La figura mostra un esempio di fondazione diretta discontinua a plinti isolati, la cui forma in pianta, quadrata o rettangolare, è da mettersi in relazione con quella del pilastro e con l'esigenza di tenere i vari elementi abbastanza distanti fra loro. Il plinto ha un volume generalmente a tronco di piramide, ma molto spesso si preferisce, per rapidità d'esecuzione ed economia di cassaforma, realizzarlo prismatico anche se questo comporta l'impiego di una maggiore quantità di calcestruzzo. Al disotto di esso, quale ulteriore elemento di ripartizione viene predisposto un sottoplinto di calcestruzzo magro non armato (sottofondazione), che generalmente sporge dal perimetro del plinto di una quantità minore od al massimo uguale al suo spessore. Allo scopo di avere una congrua superficie per spiccare e centrare il pilastro, la base superiore del tronco di piramide sarà di dimensioni sempre maggiori di questo. A volte i plinti sono collegati da travi, dette appunto di collegamento, o portamuro quando devono sostenere le murature d'ambito.

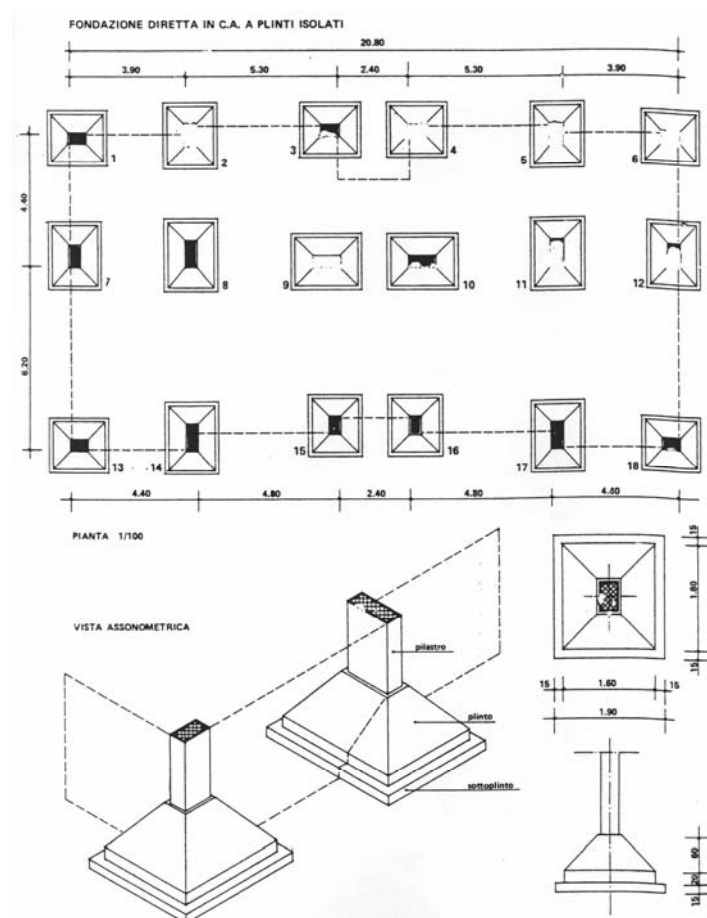


Figura 13.2

13.6 Fondazione con travi rovesce

Ove fosse necessario, in relazione al carico ed alla capacità portante del terreno, investire una superficie maggiore di quella ottenibile con dei plinti isolati, si può sfruttare l'allineamento dei pilastri per realizzare una ripartizione lineare del carico. La figura mostra un tipo di fondazione diretta continua che come tale si può assimilare a quella impiegata per le murature portanti. Essa è costituita da travi, dette rovesce in quanto caricate dalla reazione del terreno, fornite di un allargamento di base, che poggia su un sottofondo di calcestruzzo magro.

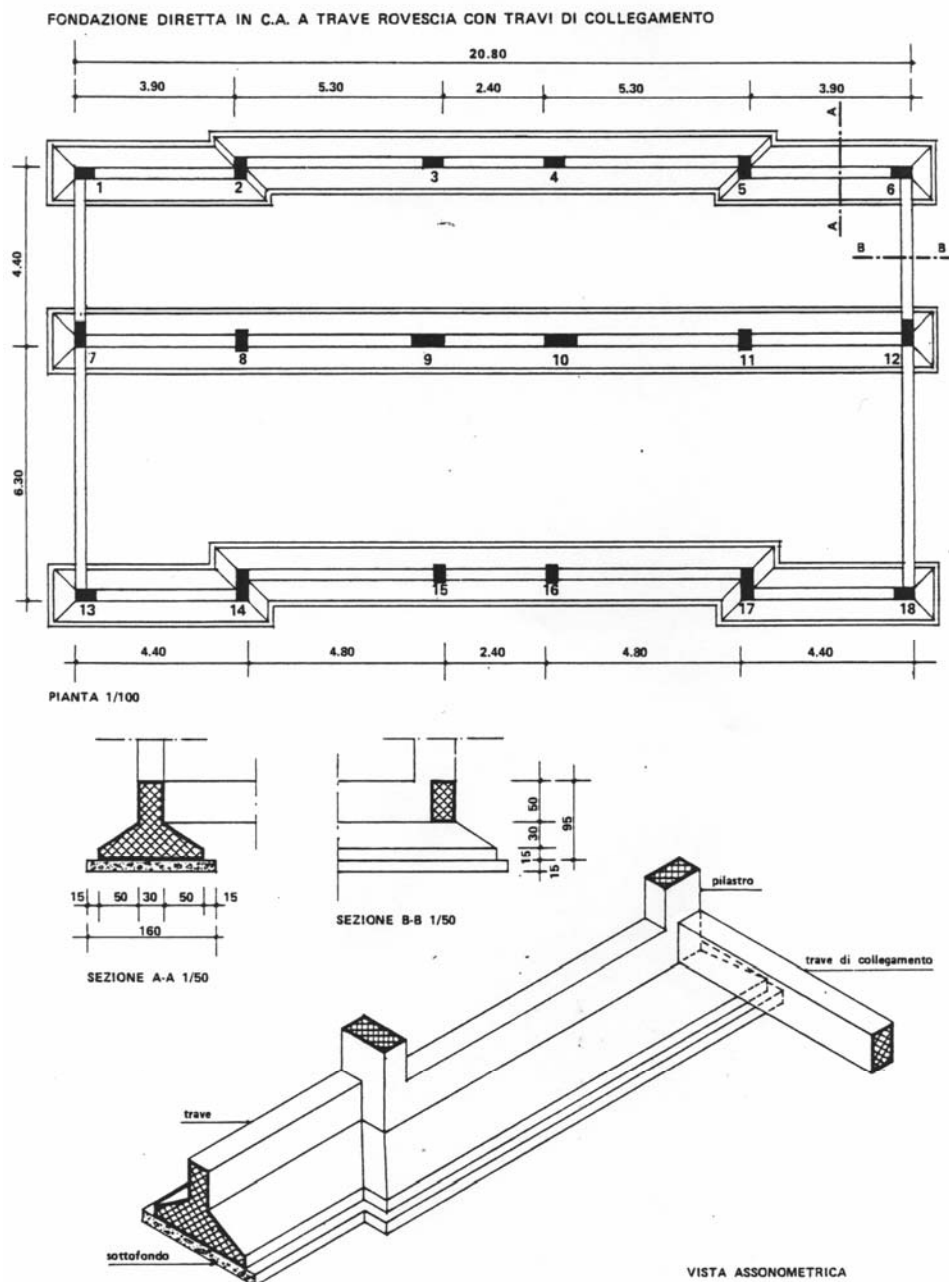


Figura 13.3

13.7 Fondazione con incrocio di travi rovesce

Quando la luce delle travi supera i valori usuali che si trovano nei fabbricati civili ($4 \div 6$ m) raggiungendo quelli, intorno agli $8 \div 10$ m, relativa agli edifici a destinazione speciale, può essere non più conveniente ripartire il carico su un solo allineamento di travi, in quanto ne risulterebbe una suola molto larga ed un carico eccessivo per la trave. S'impegna allora anche la direzione ortogonale disegnando una maglia di travi incrociate. Tale orditura per le travi di fondazione è anche richiesta per le costruzioni in zone sismiche ove esiste l'esigenza di ripartire le sollecitazioni trasmesse alla fondazione nella due direzioni ortogonali. La figura mostra la fondazione diretta continua per edificio in zona sismica.

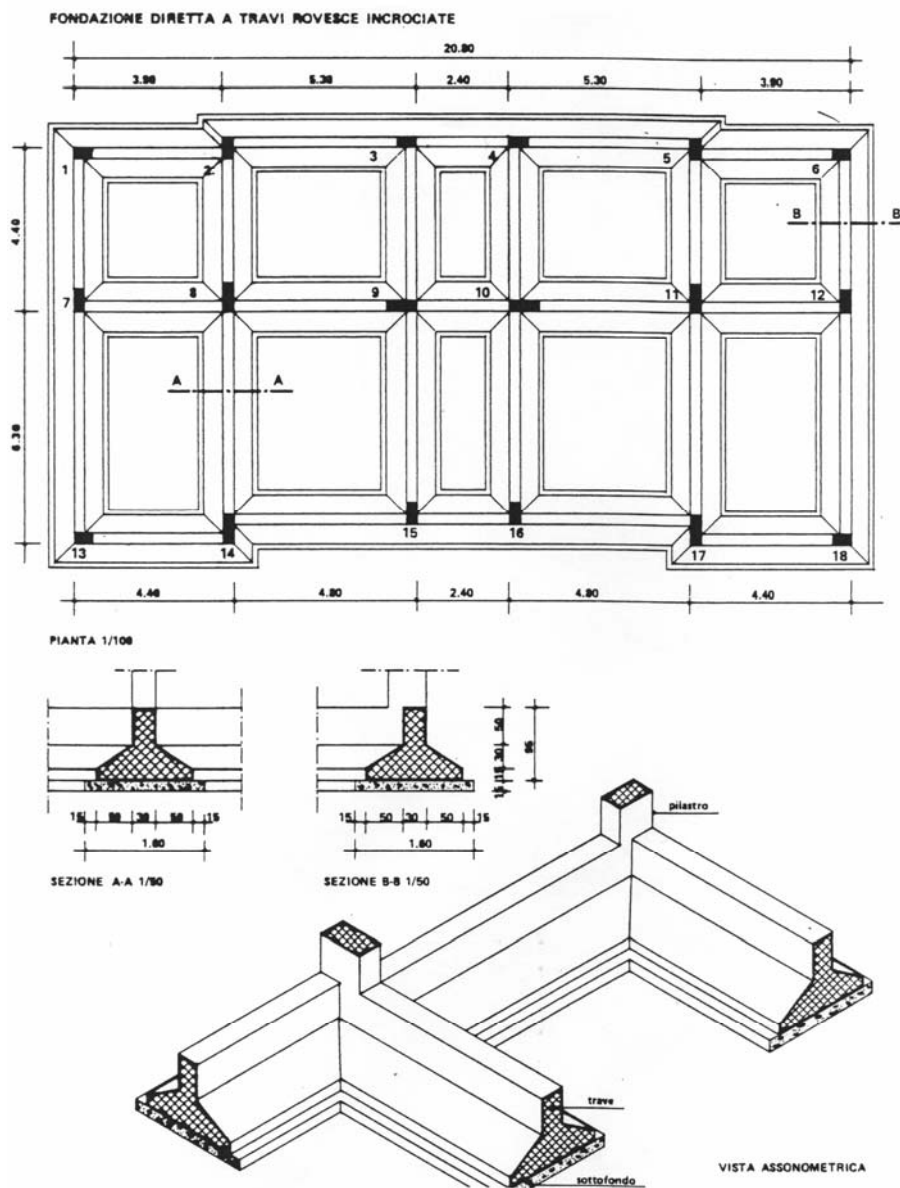


Figura 13.4

13.8 Fondazione a platea

A volte, è necessario per la scarsa capacità di portante del terreno, o per l'elevato valore del carico, ripartire i pesi trasmessi dalle strutture verticali sull'intera superficie coperta dal fabbricato, disegnando così ancora un tipo di fondazione diretta e continua, ma più specificamente detta a platea. Questo può considerarsi un solaio rovesciato caricato dalla reazione del terreno, ed è in genere realizzata con un solettone di calcestruzzo armato che trasmette le reazioni al contorno su una maglia di travi nei cui incroci sono ubicati i pilastri. Anche in questo caso è presente il sottofondo di calcestruzzo magro che evidentemente non ha più, se non in minima parte, la funzione di ulteriore allargamento della superficie di appoggio, ma serve principalmente per realizzare un piano orizzontale pulito sul quale disporre le armature della struttura. Lo spessore del solettone così come tutta la geometria delle travi, è definito da precisi calcoli statici, ed è intuitivo che sarà piccolo in presenza di carichi modesti e terreno scadente ed alto in caso contrario (a partire da spessore nell'ordine del metro o anche superiore ad esso).

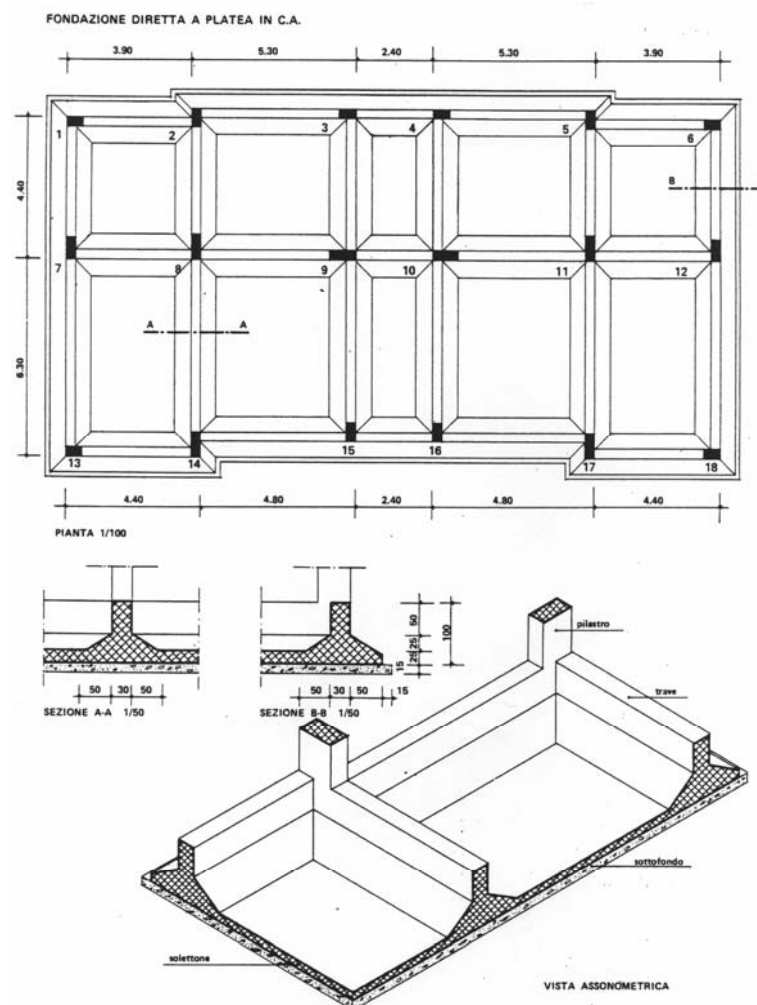


Figura 13.5

13.9 Fondazioni discontinue su pali

Quando il piano di posa della fondazione non è direttamente raggiungibile con un conveniente scavo, è possibile condurre ad esso il carico per via diretta, adottando dei pali. Si tratta di elementi cilindrici che attraverso un lavoro che è in parte di attrito sulla superficie laterale, in parte di pressione sulla base, riescono a portare un carico generalmente proporzionale al loro diametro. È possibile pertanto calcolare, per un dato terreno e per un dato palo, il limite massimo di peso sopportabile e, noto il carico trasmesso dal pilastro, computare il numero di pali necessari. Si avranno così, Com'è mostrato in figura, plinti a due, tre, quattro pali ed oltre, la cui forma e dimensione dipenderà proprio dal numero dei pali ad esso sottostanti. Infatti, per pali da 40 cm, assumendo l'interasse tra essi pari a tre volte il diametro e considerato un margine di dieci centimetri dal perimetro esterno, si avrà ad esempio per un plinto a due pali una dimensione in pianta di cm 180 X 60 e per uno a quattro pali una dimensione di cm 180 X 180. Nella figura è disegnata una fondazione su pali con travi di collegamento che, oltre ad aver spesso la funzione di costituire fondazione alle chiusure di perimetro (muri di tompagno), servono a rendere solidali i diversi elementi e, nel caso di plinti a due pali, ad assolvere l'indispensabile compito di assorbire le sollecitazioni dovute all'eccentricità trasversale del carico.

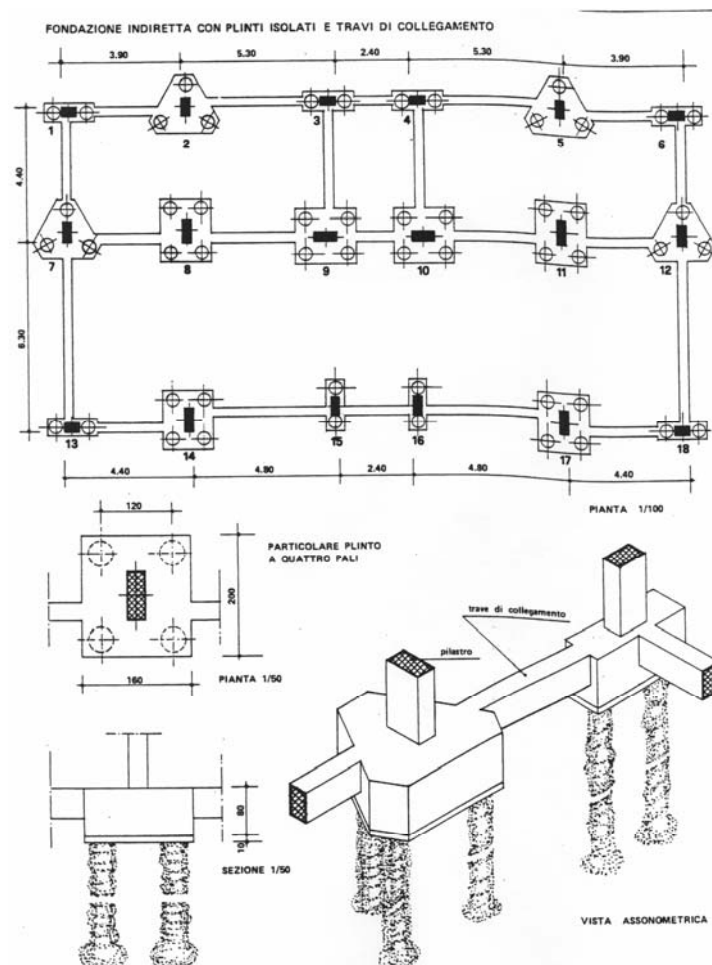
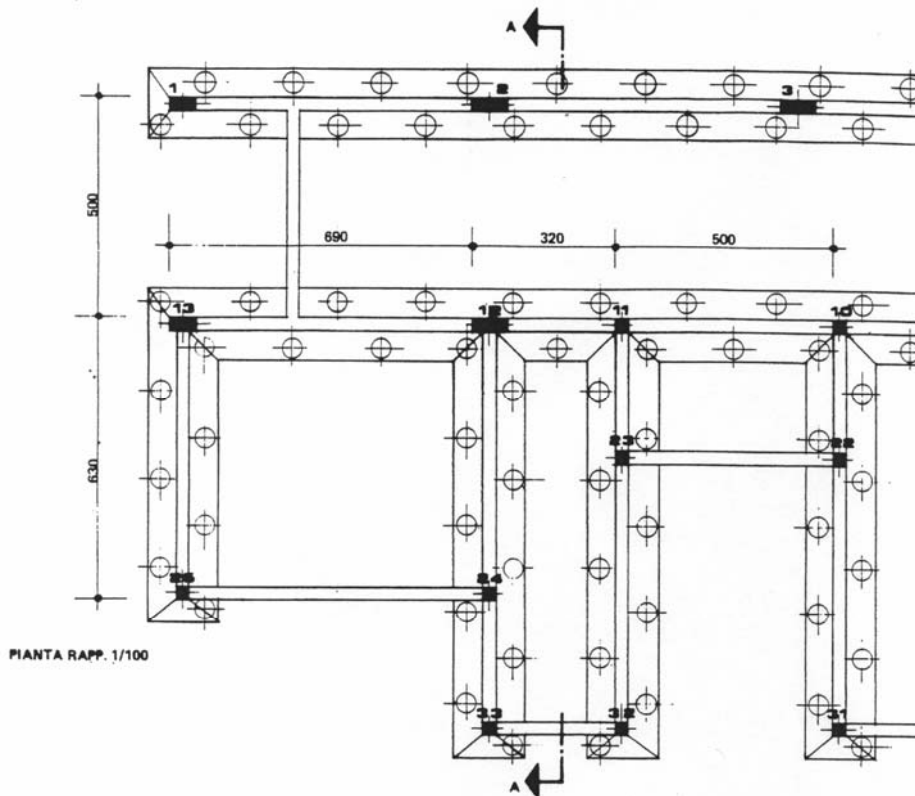


Figura 13.6

13.10 Fondazioni continue su pali

Fondazione indiretta continua è quella costituita da travi rovesce o da platea, portate da pali. La figura mostra un tipo di fondazione a travi su pali ed evidenzia la disposizione di questi, dettata dalle stesse modalità illustrate nel caso delle fondazioni discontinue del paragrafo precedente. L'interasse tra i pali è ancora centoventi centimetri, pari, secondo una norma a carattere generale, a tre volte il diametro; questa distanza può essere aumentata a quattro o cinque volte in presenza di pali lunghi e molto caricati o di palificate sospese, lavoranti solo per attrito.

FONDAZIONE INDIRECTA A TRAVI ROVESCE CON TRAVI DI COLLEGAMENTO



SEZIONE A-A RAPP. 1/100

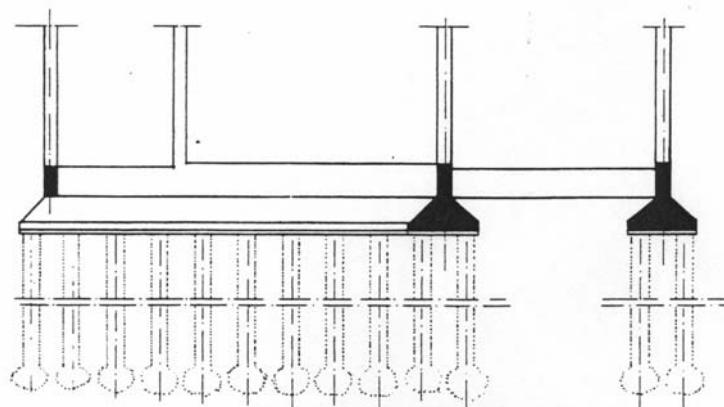


Figura 13.7

13.11 Fondazioni continue per strutture in acciaio

La fondazione presentata in figura è relativa ad una struttura portante in acciaio per un edificio civile. È di tipo continuo costruita da travi rovesce su sottofondo in calcestruzzo magro, alle quali vengono fissate, mediante tirafondi annegati nel getto di calcestruzzo, le piste di base dei pilastri HE. Si tratta, di una fondazione delle più semplici, di tipo superficiale, in cui la trave può costituire anche elemento di contenimento per un vespaio di pietrame a secco, o portare al suo estradosso il primo solaio di calpestio. La pianta di base del pilastro è saldata al profilo HE lungo il suo perimetro ed è munita di quattro fori per il passaggio dei perni filettati, cui sono avvitati i dadi e i controdadi necessari per l'appiombaggio ed il fissaggio delle strutture verticali. Altro è il caso di pilastri di notevole dimensioni portanti grandi carichi, per i quali l'elemento di base non può essere più di una semplice piastra, ma diviene una struttura irrigidita da nervature o profilati che si può dire costituisca un vero plinto di fondazione. Occorre osservare che, essendo l'acciaio un materiale facilmente attaccabile dall'ossidazione, è necessario, quando possibile, evitare il contatto diretto con il terreno facendo partire la struttura metallica al di sopra di una fondazione in cemento armato, ovvero usando particolari accorgimenti contro la corrosione.

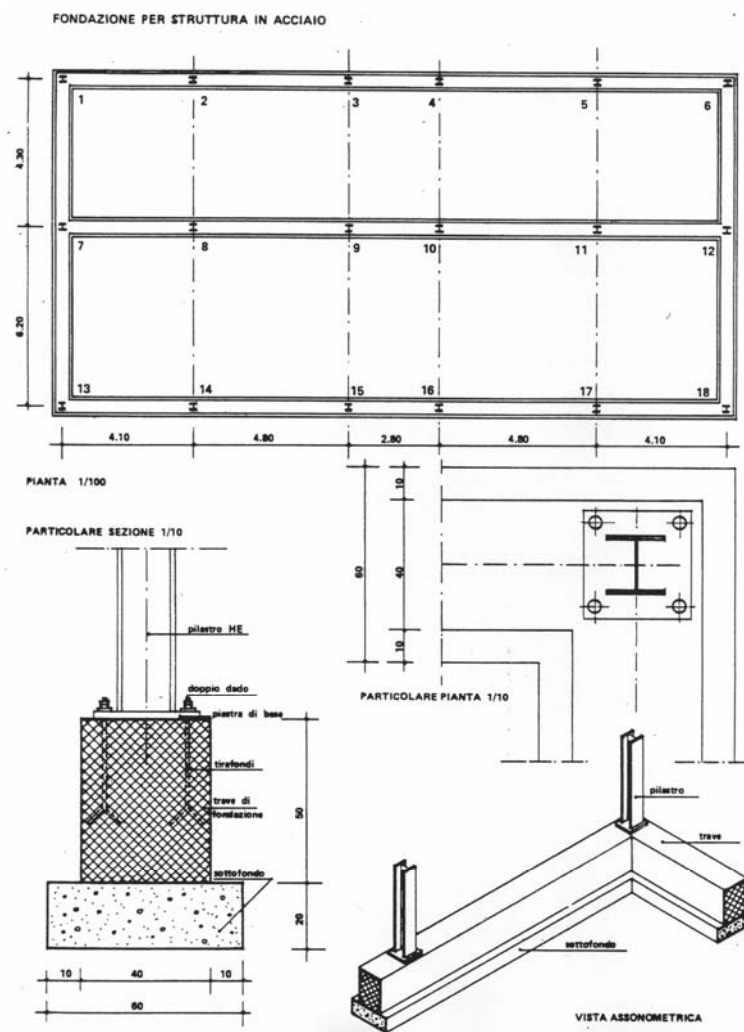


Figura 13.8

14 ARCHI E VOLTE

14.1 L'elemento costruttivo arco

L'arco è una struttura essenzialmente compressa, impiegata generalmente per coprire forti luci (come quelle dei ponti): il suo sviluppo si deve infatti ai Romani, i più grandi costruttori di strade ponti ed acquedotti dell'antichità.

Tuttavia anche nelle epoche passate i materiali capaci di lavorare a flessione erano costosi e facilmente deteriorabili dalle intemperie e per questo l'arco era l'elemento strutturale più comunemente impiegato per coprire luci modeste. Anche attualmente l'arco, nelle sue svariate forme, è impiegato per coprire piccole luci e può essere considerato come uno dei componenti strutturali fondamentali in tutti i generi di architettura.

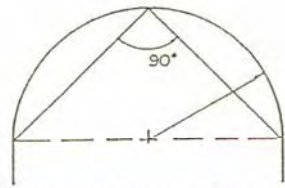
La forma ideale di un arco è quella capace di portare i carichi lavorando a compressione pura. Tale configurazione è quella che viene utilizzata prevalentemente quando gli archi sono realizzati in materiali con bassissima o nulla resistenza a trazione (murature).

Più in generale gli archi sopportano i carichi mediante una combinazione di compressione e flessione, in questi casi devono essere utilizzati per la loro realizzazione materiali che garantiscono una buona resistenza alla trazione (acciai).

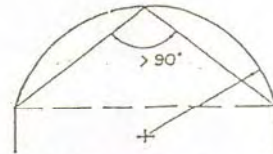
Quando la resistenza del materiale di fondazione è insufficiente, la spinta dell'arco viene fatta assorbire da una catena, se però la luce dell'arco deve essere lasciata sgombra per consentire il passaggio di mezzi e persone, sia che si tratti di un ponte o di una porta di ingresso ad una sala, la spinta viene fatta assorbire da contrafforti, oppure da catene disposte al di sotto del livello del suolo o del pavimento. La scelta della forma dell'arco non dipende solo da considerazioni strutturali: il semicerchio (arco a tutto sesto) la sola forma usata dai Romani, ha proprietà costruttive di tale semplicità che ne giustificano l'impiego, parimenti l'arco gotico (arco a sesto acuto) ha vantaggi sia strutturali, poiché riduce la spinta dell'arco, che estetici perché slancia le architetture verso l'alto.

L'arco gotico a sesto acuto ed i contrafforti occorrenti per assorbire la spinta sono tipici di una delle più grandi realizzazioni architettoniche: la cattedrale gotica.

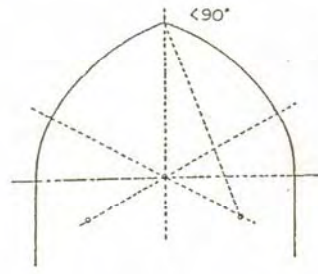
In ogni caso, a prescindere dalla particolare configurazione e tipologia dell'arco, è spesso più importante ridurre al minimo la spinta dell'arco, al fine di ridurre la dimensioni della catena o di escludere le eventualità di un eccessivo cedimento del suolo sotto la spinta trasmessa dalle spalle.



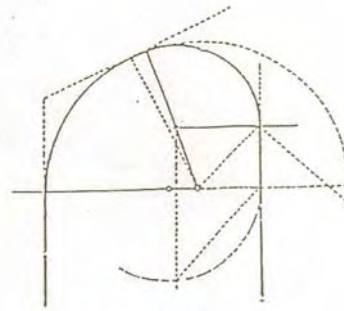
ARCO A TUTTO SESTO



ARCO A SESTO OTTUSO o "SCENO"



ARCO A SESTO ACUTO



ARCO ZOPPO

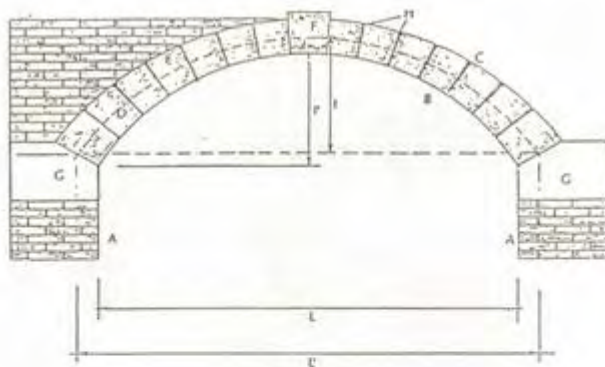
Quando per la costruzione geometrica dell'arco sono utilizzate porzioni di curve con diversi raggi di curvatura, l'arco viene definito "zoppo". Tale tipologia è stata comunemente utilizzata nei palazzi antichi per la realizzazione delle rampe delle scalinate in muratura ed anche attualmente viene impiegato per risolvere costruttivamente le problematiche che insorgono a seguito di asimmetrie architettoniche.

14.2 Funzionamento dell'arco

Sotto l'azione dei carichi verticali l'arco ha vincoli di imposta che reagiscono con una forza verticale ed una orizzontale ed in generale, a parità di sezione, basta aumentare il valore della freccia per sopportare carichi maggiori. L'arco è in grado di sopportare carichi verticali in quanto, in funzione di una opportuna curvatura, può essere sollecitato solo da sforzi di compressione. Tale caratteristica si realizza in fase di progettazione assegnando alla linea d'asse dell'arco una opportuna curvatura.



Si può dimostrare che la spinta di un arco è proporzionale al carico ed al quadrato della luce, ed inversamente proporzionale alla monta dell'arco. Per ridurre dunque al minimo la spinta per una data luce da coprire, l'arco deve essere il più leggero possibile ed avere la monta più marcata che sia economicamente realizzabile.



- A - Piedritti
- B - Imbotte o intradosso (curva interna dell'arco)
- C - Sovrainbotte o estradosso (curva esterna dell'arco)
- D - Curva d'asse (condotte per i baricentri geometrici dei conci)
- E - Concio (singolo elemento di pietra)
- F - Chiave dell'arco (elemento centrale sagomato a cuneo)
- G - Conci di appoggio o di imposta
- H - Giunti o commessure o cementi di malta
- I - freccia (I') freccia di calcolo
- L - Luce (L') luce di calcolo

Dal punto di vista della tecnica di costruzione l'arco può avere appoggi incernierati o incastrati.

Gli appoggi incernierati consentono la rotazione delle imposte dell'arco (conci di imposta) sotto i carichi e per effetto delle variazioni di temperatura. Gli archi incernierati sono relativamente meno rigidi, ed in essi non si verificano forti sollecitazioni di flessione per effetto di variazioni di temperatura o di cedimenti di terreni.

Per le imposte della maggior parte degli archi in acciaio si usano cerniere metalliche.

Gli archi incastrati sono costruiti sia in

acciaio che in calcestruzzo, essi sono più rigidi di quelli incernierati, e pertanto sono più sensibili alle sollecitazioni provocate dalle variazioni di temperatura o da cedimenti degli appoggi.

14.3 Dimensionamento

Lo spessore di un arco varia a seconda della luce che deve ricoprire, il carico che esso deve portare ed il materiale di cui è costituito. Anche la sagoma della curva di intradosso ha una sensibile influenza sulla stabilità dell'arco. Ognuno dei conci che costituiscono l'arco tende ad abbassarsi sotto l'azione dei carichi sovrastanti, e quindi preme contro gli adiacenti, che ne impediscono l'abbassamento: si origina così il mutuo contrasto fra i vari elementi che è la ragione della statica degli archi.

Il contrasto dei singoli elementi si trasmette sino ai piani di appoggio (le imposte) che gli archi spingono tenendo a rovesciarle all'infuori.

La stabilità degli archi aumenta con l'aumentare del rapporto tra monta (freccia) e la corda e varia anche con questo rapporto la direzione della spinta di piedritti. Essa è più prossima alla verticale negli archi a tutto sesto e si avvicina di più all'orizzontale negli archi a monta assai depressa e nelle piattabande. Gli archi a tutto sesto premono sui piedritti più di quanto li spingano, mentre avviene il contrario per gli altri. Le spinte che si sviluppano negli archi aumentano coi carichi e quindi vanno crescendo dai giunti di chiave verso i giunti di spalla e perciò gli elementi negli archi sono maggiormente sollecitati verso le imposte.

L'esperienza insegna che gli archi hanno la tendenza ad aprirsi presso le imposte. Le sezioni di probabile rottura si trovano approssimativamente in due piani inclinati di 30° sul piano di imposta.

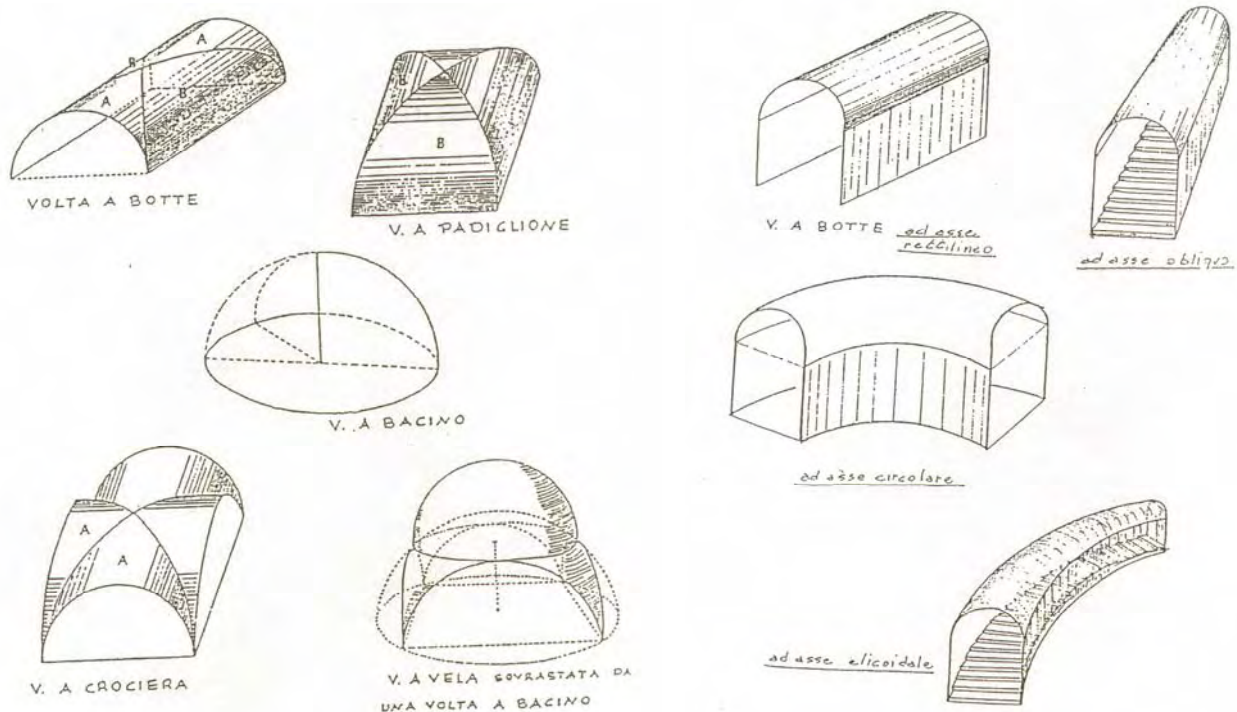
14.4 L'elemento costruttivo volta

La funzione delle volte in muratura è quella di creare delle coperture o dei calpestii. Esse derivano dall'uso ripetitivo dell'arco.

L'estradosso di una volta in muratura sarà poi coibentato e impermeabilizzato.

Per rendere piana la superficie di calpestio venivano realizzati dei riempimenti con materiali di risulta (rinfianchi). Il riempimento così eseguito, pur costituendo un peso morto cui la struttura portante veniva assoggettata, migliorava la stabilità delle volte riducendo le sollecitazioni su di essi esclusivamente a sforzi di compressione. Talvolta per ridurre i pesi inutili si inseriva una struttura di muretti in mattoni o traverse in legno lasciando vuote le intercapedini.

La figura seguente mostra le particolari configurazioni che può assumere la volta a botte.



15 LE OPERE DI SOSTEGNO

15.1 La spinta delle terre

Per comprendere il significato di spinta delle terre, si prendano inizialmente in considerazione tre identici contenitori con pareti laterali piane, riempiti rispettivamente di acqua, zucchero e maionese. Qualora si eliminasse all'improvviso una parete laterale dai tre contenitori, ci sarà una fuoriuscita del contenuto, che sarà caratterizzata da spostamenti diversi per ognuna delle sostanze. Si intuisce, allora, che se con l'eliminazione della parete si muove la sostanza contenuta, allora questa esercita una forza sulle pareti stesse che prende il nome di **spinta**, la quale, evidentemente, varia in funzione del tipo di sostanza contenuta..

Fenomeno analogo si verifica quando il materiale contenuto è il terreno e la parete è un muro di sostegno. Abbattendo il muro di sostegno, si sposterà un cuneo di terra (ved. fig. 15.1) che sarà proprio quello che generava la spinta sul muro.

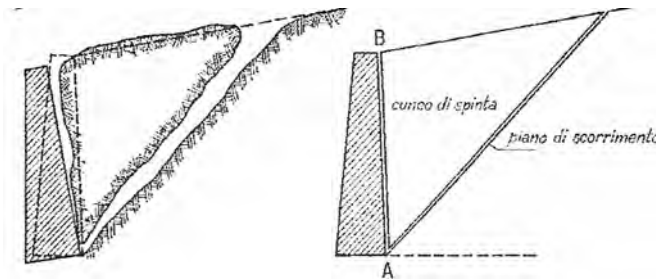


Figura 15.2 - Cuneo di spinta attiva del terreno

Questa spinta dipenderà dal:

- **Peso dell'unità di volume** del terreno. Un terreno normalmente pesa tra 1.6 e 1.8 tonnellate a metro cubo. All'aumentare del peso corrisponderà un aumento di spinta;
- **L'angolo di attrito interno** del terreno indicativo del modo in cui i grani che costituiscono il terreno agiscono uno contro l'altro per dare al terreno una stabilità propria. Fisicamente questo angolo è rappresentato dalla massima inclinazione con la quale si dispone un mucchio di sabbia su di un piano orizzontale (vedasi fig. 15.2)

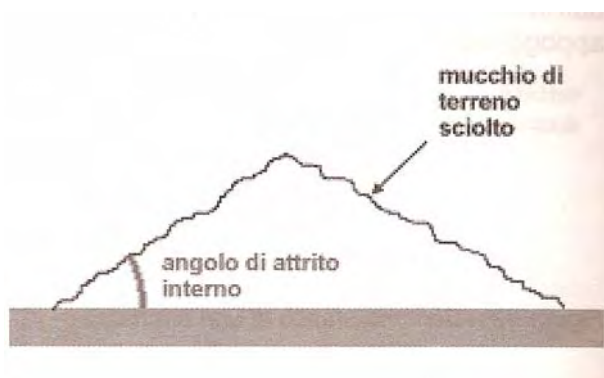


Figura 15.3 - Angolo di attrito interno del terreno

Maggiore è l'angolo di attrito interno, minore sarà la spinta esercitata sul muro. Nel caso di sabbie bagnate, il valore dell'angolo d'attrito aumenta e, conseguentemente, diminuisce la spinta (vedasi fig. 15.3).

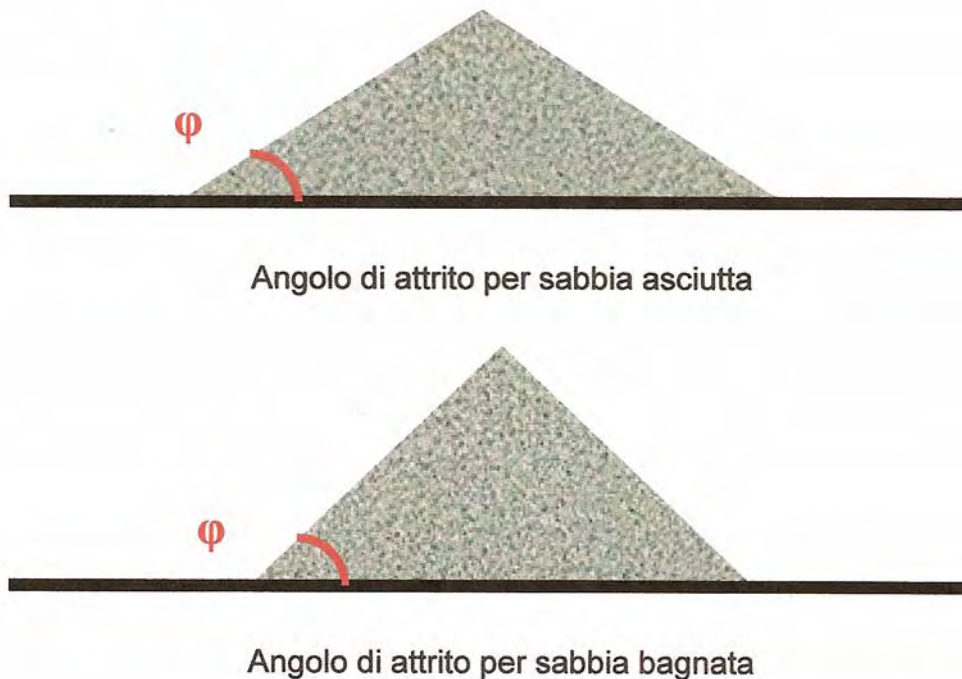


Figura 15.4 - Aumento dell'angolo di attrito per sabbie bagnate

- **La coesione** che incide sulla spinta nel caso di terreni argillosi. Maggiore è la coesione e minore sarà la spinta esercitata dal terreno. Un esempio pratico è rappresentato da una pila di libri tenuta in equilibrio da due forze orizzontali (vedasi fig. 15.4) se tra le copertine ci fosse olio (la coesione sarebbe più bassa) ci vorrebbe una forza maggiore per mantenere l'equilibrio che si traduce in una maggiore spinta.



Figura 15.5 - La coesione

15.2 Le opere di sostegno

Le opere di sostegno sono necessarie quando si vuole spianare un terreno scosceso (vedasi fig. 15.5), oppure quando si realizzano delle strade con sezioni in rilevato (vedasi fig. 15.6) o in trincea (vedasi fig. 15.7), oppure quando si vogliono creare dei terrazzamenti allo scopo di rendere possibile la coltivazione.

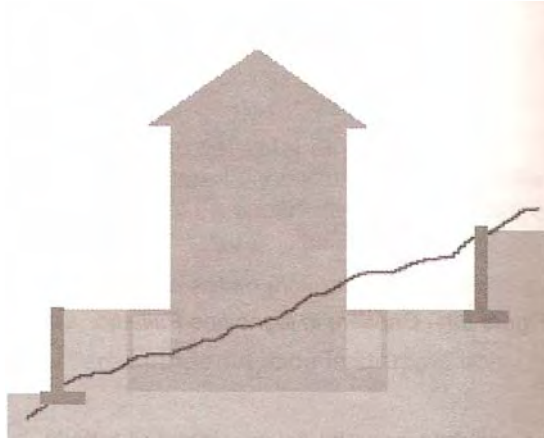


Figura 15.6 - Costruzione su un terreno scosceso

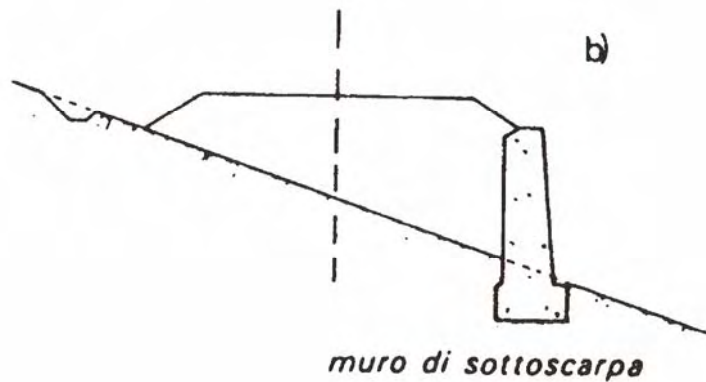


Figura 15.7 - Costruzione di muro di sostegno per sezione stradale in rilevato

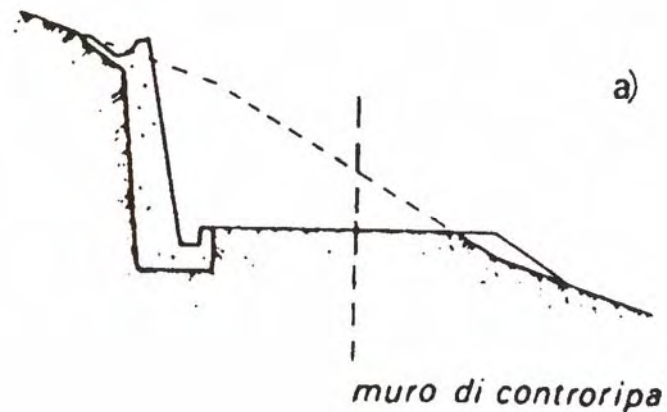


Figura 15.8 - Costruzione di muro di sostegno per sezione stradale in trincea

Queste opere hanno lo scopo di opporsi alla azione del terreno che tende a disporsi secondo la sua pendenza naturale.

Le opere di sostegno possono classificarsi in:

- **muri di sostegno a gravità** (ved. fig. 15.8) quando l'effetto stabilizzante è offerto da peso proprio. In genere sono realizzati in muratura o in calcestruzzo non armato;
- **muri di sostegno a mensola** (ved. fig. 15.8) caratterizzati da spessori molto più sottili rispetto ai muri a gravità, ma hanno una fondazione molto più estesa. Per queste tipologie di muri, viene usato un materiale resistente a flessione come il cemento armato;
- **paratie** che possono essere realizzate mediante dei diaframmi (setti in calcestruzzo - ved. fig. 15.9), delle palancole (elementi in acciaio lunghi anche 10-15 metri – ved. fig. 15.10), dei pali accostati o ad interasse (ved. fig. 15.11). Le paratie si dividono a loro volta in
 - **paratie incastrate** utilizzate solo per pareti di modesta altezza e per basse spinte del terreno (ved. fig. 15.8);
 - **paratie tirantate** mediante trefoli o barre d'acciaio (ved. fig. 15.8)

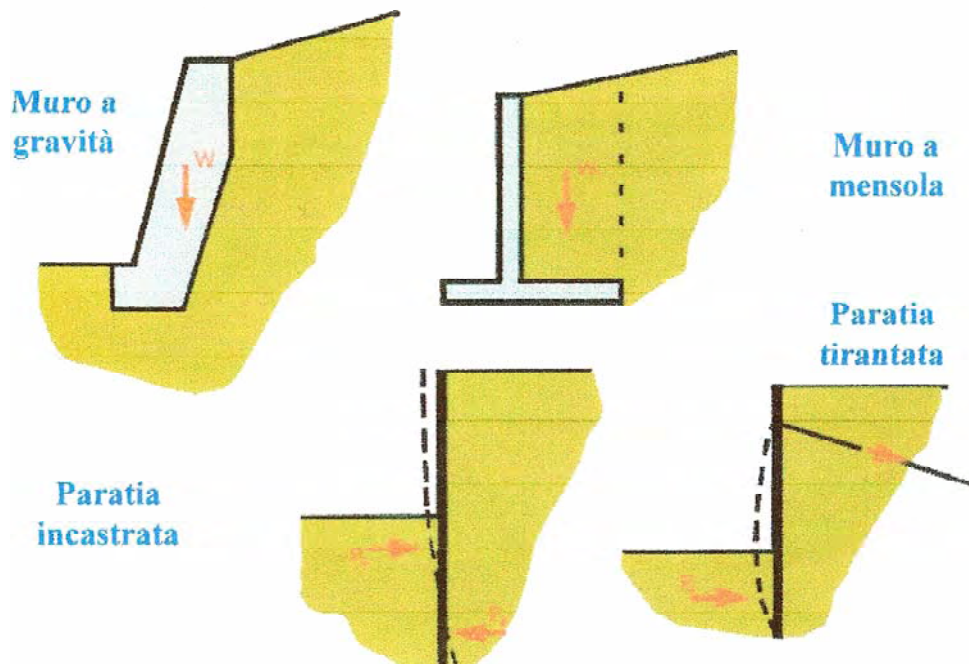


Figura 15.9 - Tipologia delle opere di sostegno

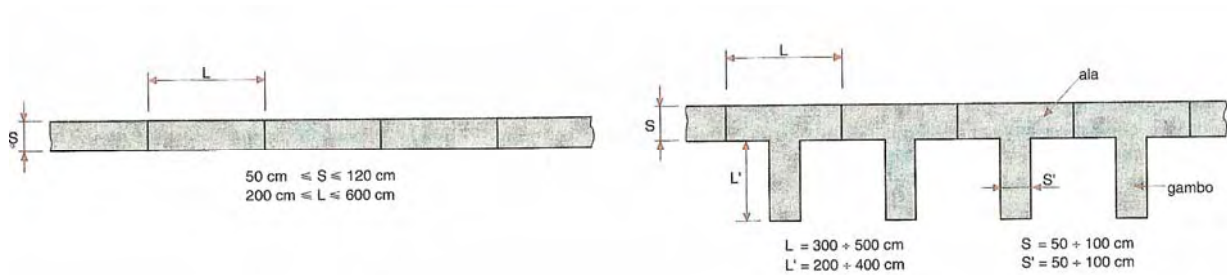


Figura 15.10 - Paratie con diaframmi rettangolari e a T

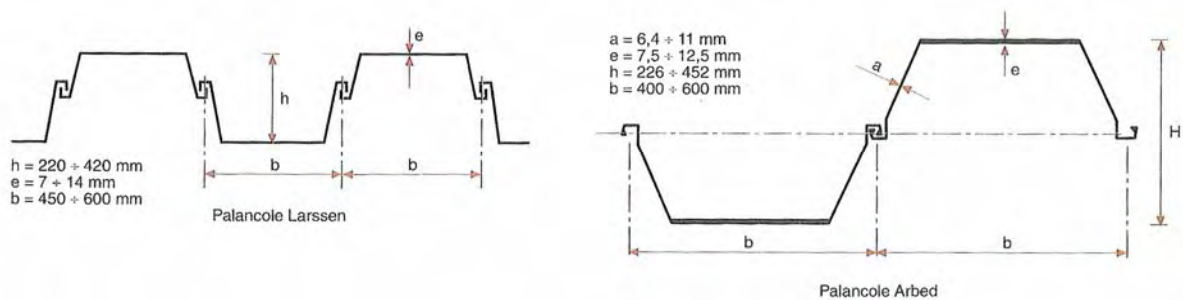


Figura 15.11 - Paratie con palancole

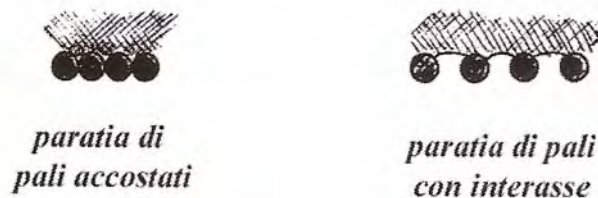


Figura 15.12 - Paratie con pali

15.3 Le verifiche dei muri di sostegno

Le verifiche da eseguire su un muro di sostegno, devono considerare tutti i possibili meccanismi di collasso.

- **Verifica allo scorrimento** (ved. fig. 15.12): si verifica che la componente orizzontale della spinta del terreno non sia superiore (a meno di un fattore di sicurezza pari a 1.3) alla forza frenante data dall'attrito tra fondazione e terreno, proporzionale al peso del muro;
- **Verifica al ribaltamento** (ved. fig. 15.13): si verifica che il momento delle forze che tendono a ribaltare il manufatto sia inferiore (a meno di un fattore di sicurezza pari a 1.5) al momento delle forze che stabilizzano il medesimo;

- **Verifica della capacità portante** (ved. fig. 15.14): determinato il carico totale esercitato dal muro sul terreno ed il corrispondente diagramma delle tensioni, si verifica che il carico trasmesso al terreno sia inferiore alla sua capacità portante ovvero che la massima tensione indotta non superi la tensione ammissibile nel terreno;
- **Verifica di stabilità globale** (ved. fig. 15.15) Si verifica che il versante contenente il manufatto sia stabile a meno di un coefficiente di sicurezza pari a 2.

SCORRIMENTO

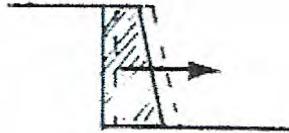


Figura 15.13 - Muro di sostegno: verifica allo scorrimento

RIBALTAMENTO

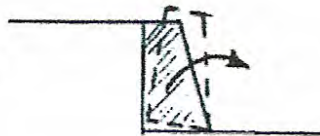


Figura 15.14 - Muro di sostegno: Verifica al ribaltamento

CARICO LIMITE



Figura 15.15 - Muro di sostegno: Verifica della capacità portante

ROTTURA GLOBALE

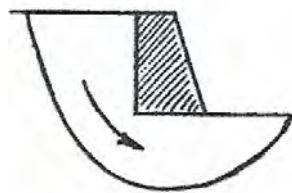
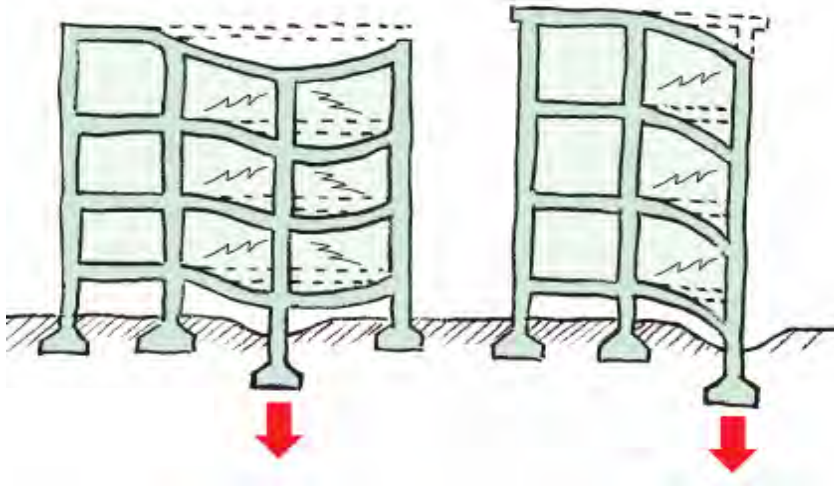


Figura 15.16 - Muro di sostegno: Verifica di stabilità globale

Bibliografia

- P. Colonna "Corso di costruzioni di strade, ferrovie e aeroporti" Politecnico di Bari.
- G. Dellana "Appunti di Geotecnica" Versione 1.3
- G.B. Ormea "Manuale pratico per l'ingegnere civile". Ed. Kappa
- S. Di Pasquale ed altri "Costruzioni " Ed. Le Monnier.

16 I DISSESTI STATICI DELLE COSTRUZIONI



16.1 Teoria delle fessurazioni

Per i materiali lapidei da costruzione (cemento armato e muratura) vale la seguente regola pratica:

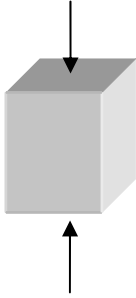
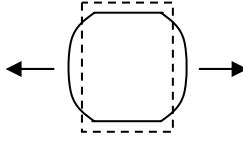
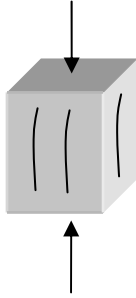
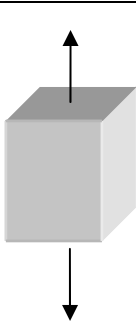
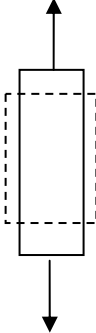
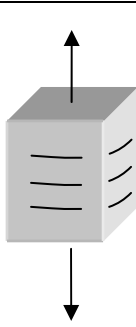
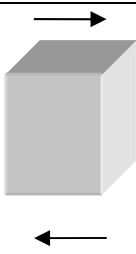
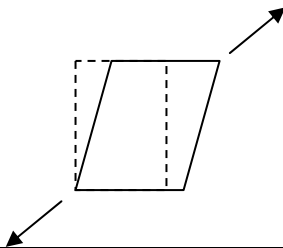
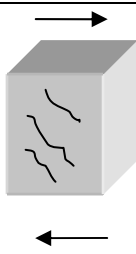
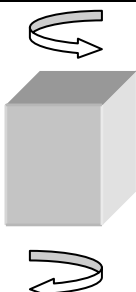
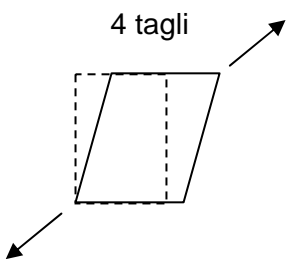
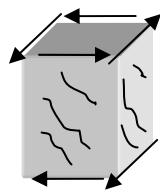
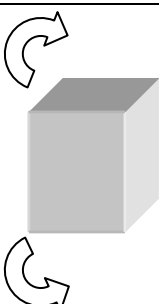
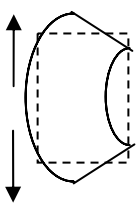
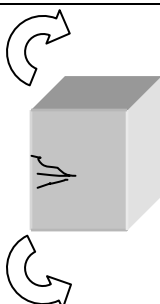

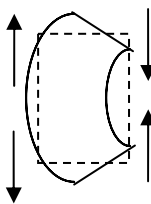
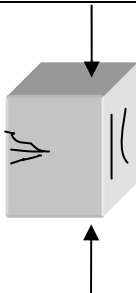
LE FESSURAZIONI SONO SEMPRE PERPENDICOLARI ALLA DIREZIONE DELLA TENSIONE MASSIMA DI TRAZIONE !!!



L'operatore V.F. deve essere in grado di risalire alla direzione delle tensioni di trazione che hanno portato al quadro fessurativo evidenziato e quindi di farsi un'idea dello stato sollecitativo che lo ha indotto. Al termine di tale processo, bisogna cercare di risalire alle cause che hanno portato al dissesto in atto. Tale operazione non è per nulla semplice e non può prescindere da un'ispezione accurata dell'intero manufatto oltre che dall'attenta analisi di quanto riferito dagli occupanti che conoscono certamente meglio dei VV.F. le vicissitudini occorse alla costruzione. E' fuori di dubbio che le opinioni di chi è presente sul posto possono essere viziate da mancanza di

conoscenze tecniche o da interessi privati ma, comunque, è necessario che l'operatore V.F. le ascolti attentamente ricordando al suo interlocutore che si trova di fronte ad un Pubblico Ufficiale (o Agente) nell'esercizio delle sue funzioni di soccorritore.

Da un punto di vista pratico si suggerisce un comodo espediente per rintracciare subito le direzioni delle tensioni massime di trazione (e quindi i piani di frattura ad esse perpendicolari): basta immaginare l'elemento lapideo fratturato come se fosse *di gomma* osservando le direzioni in cui esso si allunga: le lesioni si svilupperanno ortogonalmente ad esse!

<p>Compressione</p>			
<p>Trazione</p>			
<p>Taglio</p>			
<p>Torsione</p>			
<p>Flessione</p>			
<p>Pressoflessione</p>			

Ricapitolando:

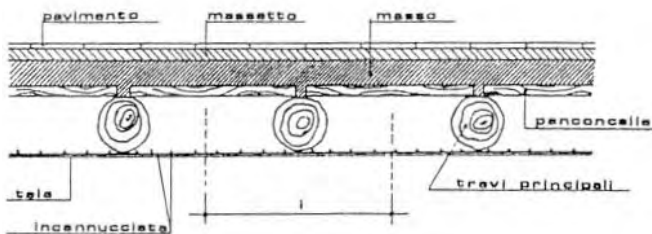
le lesioni da compressione (o da schiacciamento) sui pilastri sono verticali e quelle da taglio sono inclinate a 45°. Le lesioni da flessione sono concentrate nella mezzeria degli elementi e quella da trazione sono perpendicolari all'elemento strutturale.

16.2 Dissesti dei solai

In sostanza esistono tre tipologie di solaio a seconda del materiale di cui essi sono costituiti:

- Solai in legno
- Solai in "ferro"
- Solai in cemento armato

Per quanto riguarda i *solai in legno*, la figura riportata di seguito ne evidenzia gli elementi costitutivi principali:



l'orditura¹ principale, costituita da travi di legno

l'orditura secondaria, costituita da un assito ligneo realizzato con tavole o con travicelli di dimensioni inferiori rispetto a quelle portanti

il massetto strutturale (vincolato o meno all'orditura principale mediante dei connettori)

il massetto per l'allettamento della pavimentazione

la pavimentazione

il controsoffitto (in genere costituito da tele o da un incannucciato)

¹ Orditura: direzione delle strutture portanti

I dissesti particolarmente ricorrenti nei solai in legno sono i seguenti:

a) eccessiva deformazione per rilassamento del legno

Questo fenomeno non è istantaneo e come conseguenze può comportare la perdita degli appoggi nella muratura oppure lo schiacciamento di tramezzi su cui vanno a gravare i solai "imbarcati". Per evitare tale fenomeno o quantomeno per limitarne l'entità, i solai dovrebbero essere muniti di una robusta soletta collaborante. In tempi passati si era soliti "rigirare" periodicamente le travi per compensare l'effetto di rilassamento. I Vigili del fuoco devono essenzialmente valutare il grado di incastro delle travi nella muratura (eventualmente rimuovendo parzialmente l'intonaco) verificando lo stato delle testate delle travi, la qualità dei mattoni su cui insistono e il loro livello di degrado. Qualora sorgessero dubbi sulla staticità dell'orizzontamento si deve provvedere all'interdizione del locale oggetto di sopralluogo e a tutti quelli sottostanti.

Il controllo dei vani sottostanti il solaio esaminato deve essere teso ad evidenziare eventuali situazioni di dissesto localizzato dei tramezzi su cui eventualmente grava il solaio eccessivamente inflesso. Qualora detti tramezzi dovessero risultare eccessivamente danneggiati o fuori piombo, si provvederà ad interdire l'accesso ai locali con esso confinanti.

b) Putrescenza del materiale mai trattato con protettivi

Il legno è un materiale organico facilmente attaccabile da insetti o funghi e può subire un lento degrado in termini di perdita di resistenza, di flessibilità e di sezione resistente. Se non adeguatamente protetto da appositi rivestimenti o vernici nel corso di una decina di anni si appalesano crepe e fenomeni di marcescenza con conseguente incremento della vulnerabilità delle strutture.

c) Fatiscenza dei controsoffitti in tela o dell'incannucciato

Molto spesso i solai in legno antichi delle abitazioni più povere presentano dei controsoffitti in tela o in cannuce. E' bene valutare con attenzione lo stato di detti controsoffitti e delle pendinature perché spesso si verificano dei cedimenti.

d) Scarso ammorsamento delle travi nella muratura con probabile distacco in caso di sisma.

Come si vede nella figura riportata in basso l'assenza di un adeguato ammorsamento delle travi nelle pareti portanti e l'assenza di un cordolo di ripartizione delle azioni sismiche può comportare il parziale sfilamento delle strutture lignee dagli appoggi. La situazione evidenziata risulta particolarmente pericolosa e non può prescindere da uno sgombero del manufatto.

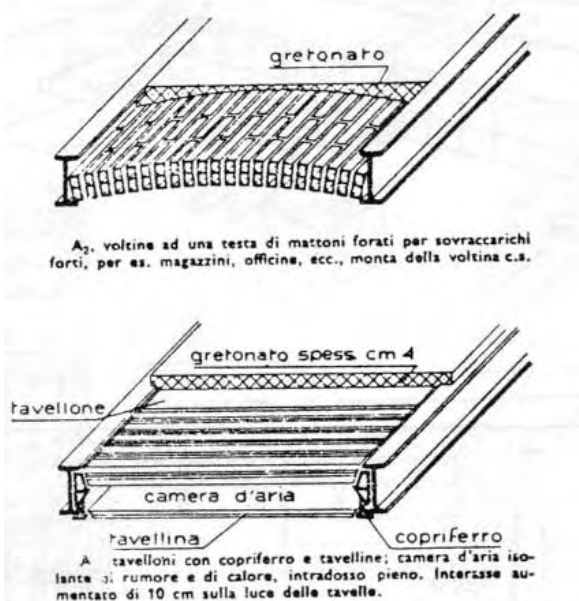


d) Lesioni delle travi principali per eccessivo sovraccarico o vetustà



Nelle strutture prevalentemente inflesse (e quindi nei solai) possono essere presenti delle lesioni longitudinali o trasversali alle travi portanti. Se presenti in mezzeria, le seconde sono decisamente più gravi e pericolose delle prime perché denotano l'inadeguatezza della struttura a portare i carichi strutturali. Interventi di interdizione sono quanto mai consigliati.

Le lesioni longitudinali evidenziate nella figura riportata di sopra, sono praticamente inevitabili nei solai in legno comunemente realizzati: il legno è un materiale "vivo" e per questo motivo tende a respirare con l'ambiente che lo circonda. Esso si dilata e si contrae, reagisce all'umidità ambientale ed è spesso sede di tasche di resina o di cretti. L'operatore dei Vigili del Fuoco deve verificare se il solaio risulta eccessivamente imbarcato o se sono presenti lesioni trasversali in mezzeria. In caso non ve ne fossero, il pericolo di collasso parziale può non essere ritenuto imminente: le travi si comportano infatti come due elementi sovrapposti e la capacità portante è pari alla somma dei singoli contributi. Talvolta la capacità portante di un solaio in legno viene incrementata aggiungendo delle travi metalliche all'orditura principale.

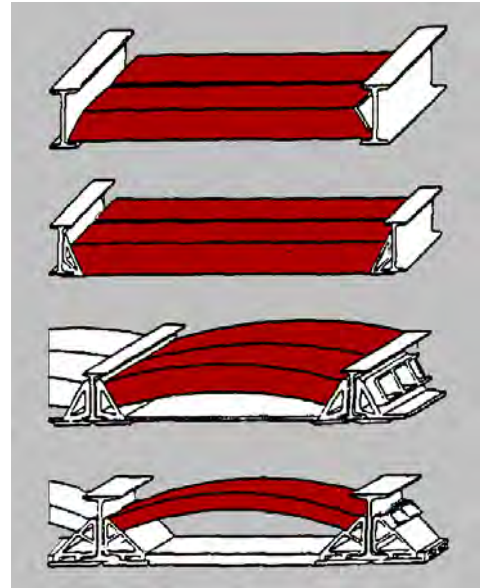


Due tipologie di **solai in ferro** sono di seguito rappresentate:

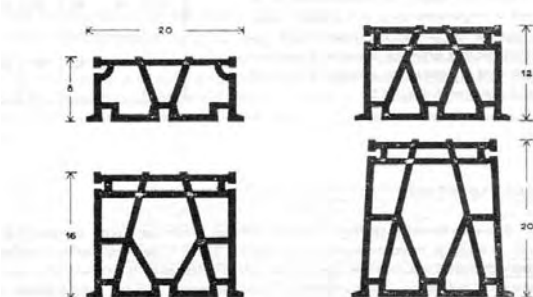
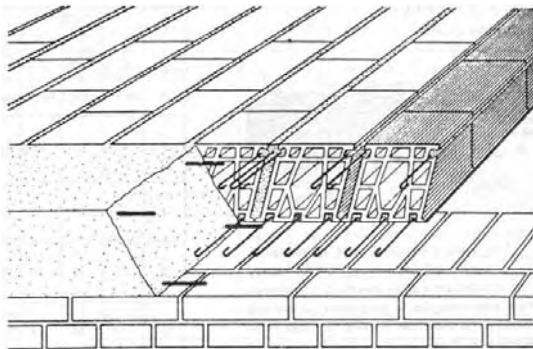
Meno deformabili dei solai in legno, i loro principali problemi sono rappresentati dalla scarsa aderenza dell'intonaco all'intradosso, dalla bassa affinità con le voltine che, per effetto di un insufficiente contrasto offerto dalle putrelle metalliche possono crollare e dalla possibilità di caduta dei tavelloni di riempimento.

I profilati metallici spesso non risultano ben ammortati nella muratura per assenza di cordoli.

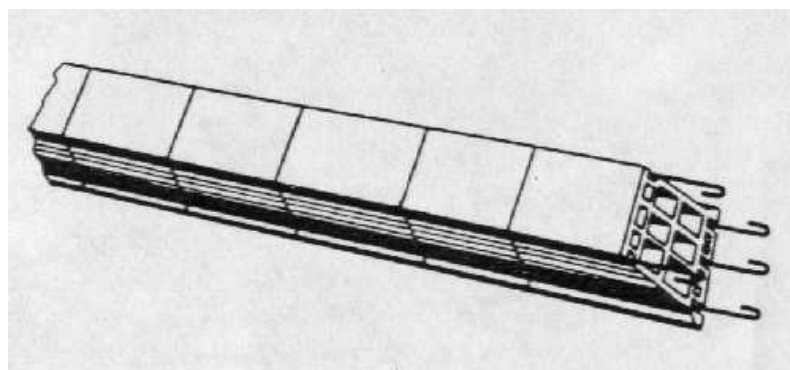
Lo stato di un solaio si valuta osservandolo all'intradosso (dal basso verso l'alto). Molto spesso sono ben visibili le tracce delle putrelle che, per effetto di un differente coefficiente di dilatazione termica rispetto ai laterizi o alle voltine, tendono ad evidenziare l'eterogeneità dei materiali. Per valutare la qualità del livello di incastro tra i profilati metallici e le tavelle, oppure il grado di aderenza tra la parte strutturale del solaio e l'intonaco si utilizza la piccozza: ad un rumore sordido corrispondono dei vuoti che denotano l'assenza di contatto tra intonaco e struttura. L'operatore dei VV.F. provvederà a saggiare tutti i campi di solaio ed a far crollare le parti pericolanti di intonaco evitando di danneggiare inutilmente le suppellettili presenti.



I disegni dei solai in cemento armato sono legati essenzialmente allo storico solaio tipo **“SAP”** (Solaio Auto Portante).



E' uno dei solai più insidiosi e pericolosi per il Tecnico dei Vigili del Fuoco. Non si contano i crolli di solai di questo tipo per effetto dello scarsissimo ricoprimento delle barre di armatura che li contraddistinguono. Molto adoperato nell'edilizia del dopoguerra per la celerità di esecuzione, i solai tipo SAP sono caratterizzati da travetti gettati in opera (di larghezza minima di 2,5 cm!!!) posti tra gli allineamenti prefabbricati in laterizio in cui sono posizionati gli esili ferri di armatura (spesso lisci!!!).



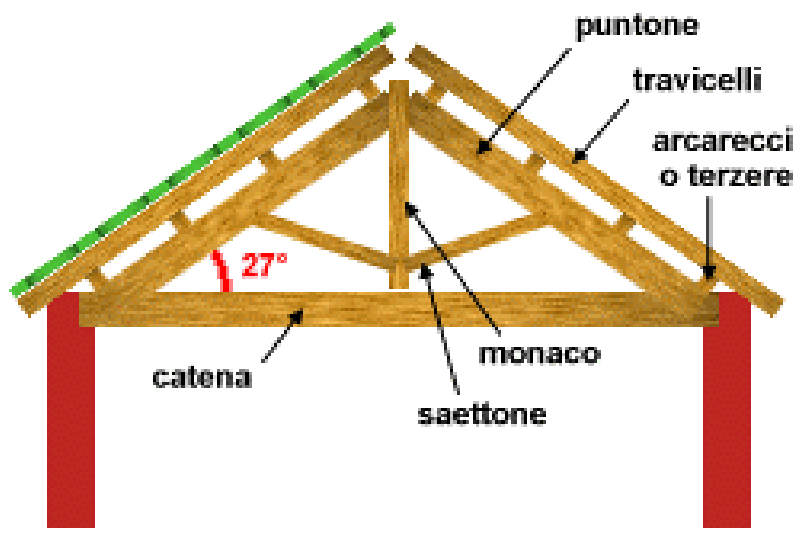


Un esempio classico di dissesto statico è illustrato a lato: si noti lo scarsissimo copriferro con la conseguente ossidazione delle barre e l'espulsione dei laterizi e dell'intonaco. Se si individuano in fase di sopralluogo casistiche del genere è bene essere cautelativi.

16.3 Dissesti delle coperture a falda

Sono di seguito evidenziati gli elementi principali costituenti una copertura a doppia falda. In particolare, si può dire che, nella seguente configurazione (con il monaco indipendente dalla catena) sono noti a priori gli andamenti degli stati tensionali agenti negli elementi strutturali presenti:

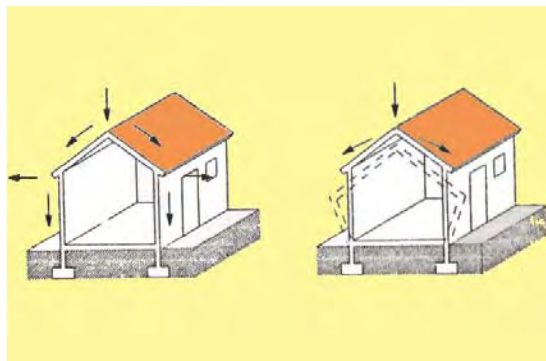
gli elementi tesi sono rappresentati dalla catena e dal monaco, i compressi dai puntone e dai saettoni e gli elementi inflessi sono le travi di colmo e gli arcarecci.



Noti gli stati tensionali da un punto di vista qualitativo, si può quindi affermare che per gli elementi tesi è bene effettuare una verifica dell'efficienza delle zone di giunzione (i nodi) nonché l'assenza di lesioni trasversali, essendo praticamente influente da un punto di vista statico la presenza di lesioni longitudinali. Per gli elementi compressi, invece, è bene accertarsi che non vi siano lesioni ad andamento longitudinale o elementi fortemente arcuati: in tale caso potrebbero verificarsi fenomeni di instabilità piuttosto repentini.

Le coperture a falda presentano la caratteristica di essere spingenti nei confronti delle pareti che le sostengono in assenza di catena. Ricordando che esse sono vietate dalla normative nazionali

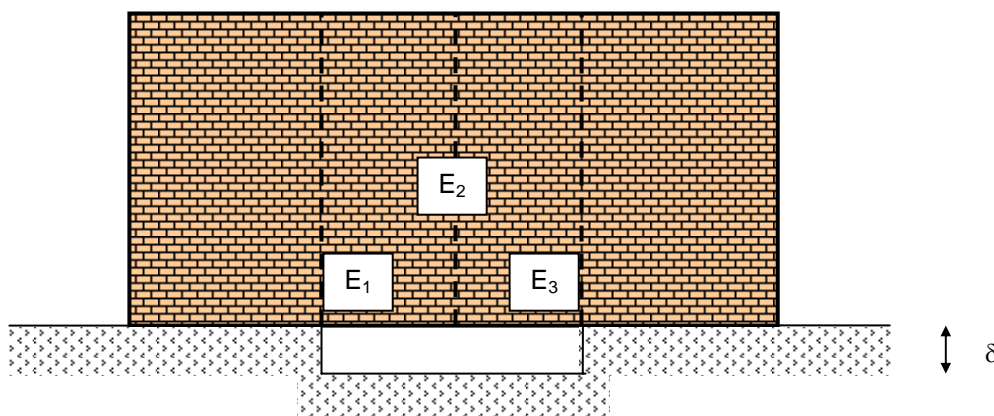
vigenti in zona sismica, è bene verificare la presenza di fuori piombo delle pareti in corrispondenza degli incastri nonché lo stato delle zone di ammassamento delle travi nella muratura. La presenza di sganciamenti delle murature fenomeni potrebbe portare a situazioni di crisi repentine contro cui è bene cautelarsi per tempo.



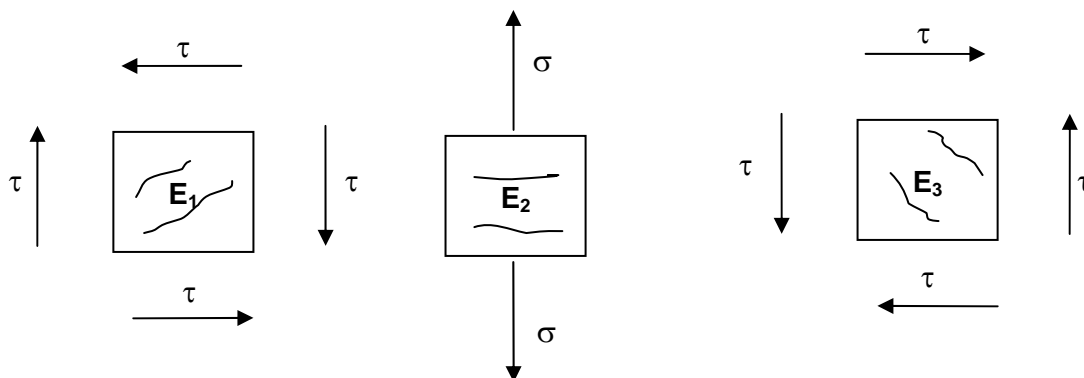
16.4 Dissesti da cedimento o da eccessiva deformabilità strutturale

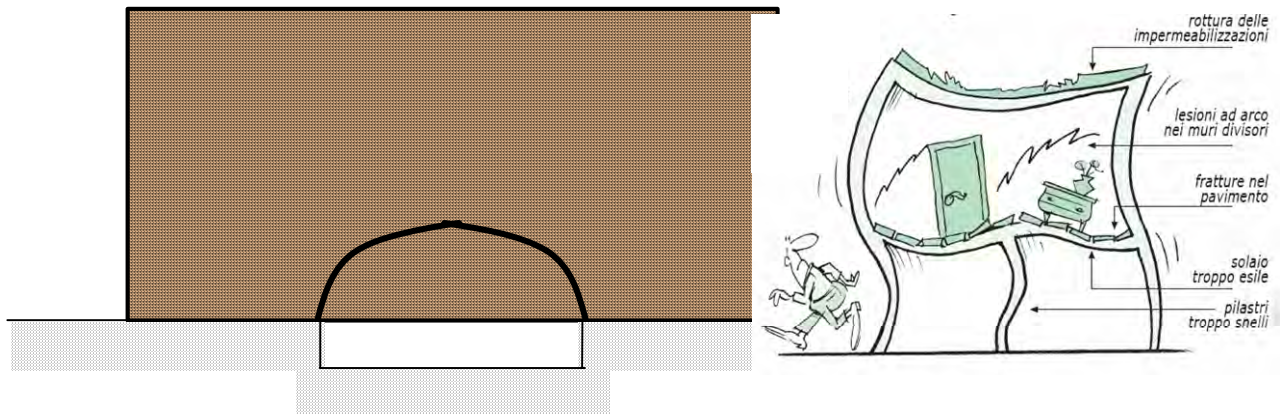
In questo paragrafo saranno utilizzati i concetti introdotti nelle sezioni precedenti con riferimento ai quadri fessurativi degli elementi lapidei sottoposti a caratteristiche della sollecitazione elementari (casi dei "cubetti di gomma"). Deducendo gli stati di sollecitazione elementari agenti, sarà quindi possibile risalire al quadro fessurativi completo e quindi all'origine del dissesto.

Per analizzare il quadro fessurativi di un cedimento fondale, si consideri il caso di una parete poggiante su un terreno interessato da un cedimento.



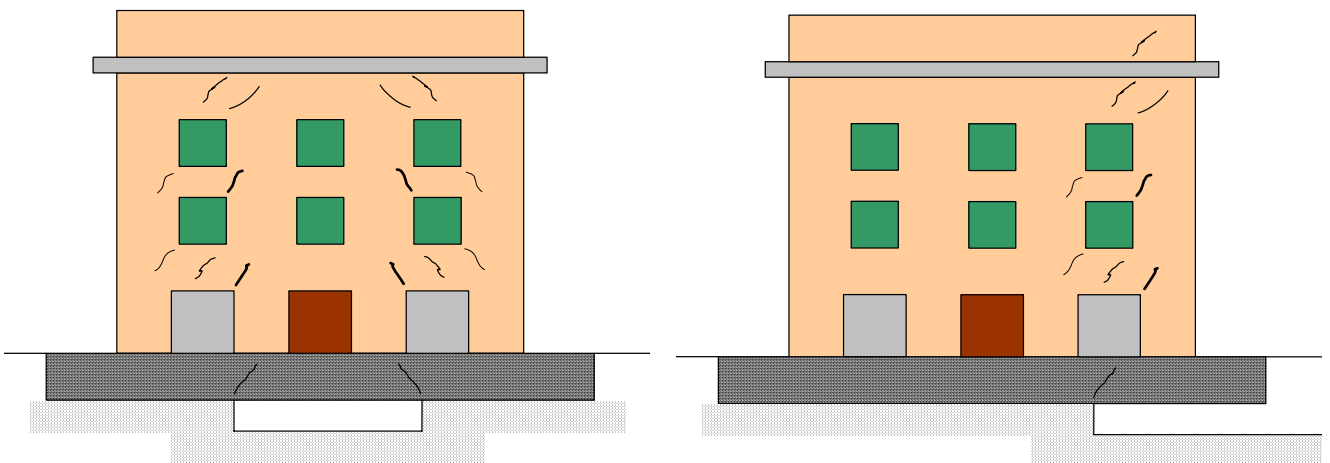
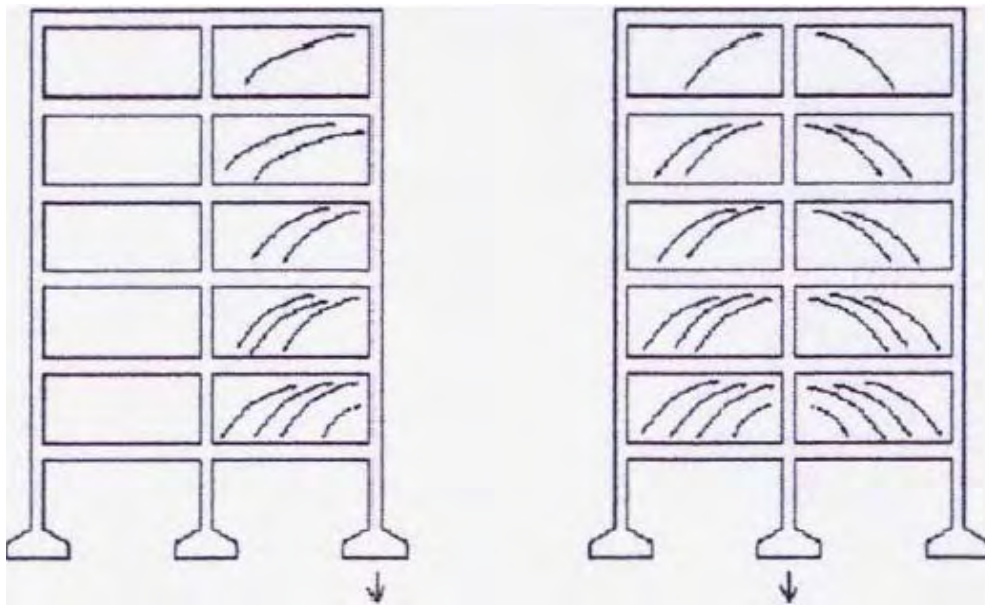
Gli elementi E_1 e E_3 sono trattenuti dalla parte di parete poggiante su suolo stabile: la sollecitazione elementare sarà di taglio puro. L'elemento E_2 è trattenuto dalla parte sovrastante di parete che, per effetto arco, conserva la stabilità meccanica. Esso è soggetto a trazione semplice. Le lesioni conseguenti sono riportate di seguito (orizzontali nel caso di trazione pura e a 45° nel caso di taglio puro)





E' evidente la classica lesione a parabola del muro.

Analoghi dunque sono i casi di cedimenti fondali su edifici in muratura o in cemento armato che mostrano le tracce delle lesioni a parabola lungo le facciate uscenti dagli spigoli dei vani dove si verificano concentrazioni di sforzi.



La simpatica figura in basso mostra cause possibili di cedimenti differenziali: escavazioni in prossimità delle strutture fondali, perdite dalle condotte di adduzione idrica o fognarie, smottamenti...



In fase di sopralluogo è necessario verificare se il fabbricato è stato interessato da cedimenti fondali controllando la corretta apertura di porte e finestre nei rispettivi vani oppure utilizzando delle comuni biglie per la valutazione dell'orizzontalità dei solai o monitorando il corretto deflusso degli scarichi fognari aprendo i pozzetti di ispezione. In particolare, la difficoltosa apertura di porte e finestre, soprattutto in abitazioni recentemente ristrutturate avvalorava l'ipotesi di fenomeni fondali in rapida evoluzione. La presenza di lesioni o avvallamenti dei solai, se da un lato evidenzia la loro stretta collaborazione con le strutture portanti verticali, dall'altro mostra che il fenomeno è in rapida evoluzione così come l'assenza di drenaggio da parte delle fognature. In questi casi, data la mancanza di tempo e di mezzi per effettuare rilievi più approfonditi (tra l'altro esulanti dagli scopi dei Vigili del Fuoco) è sempre bene operare a vantaggio di sicurezza.

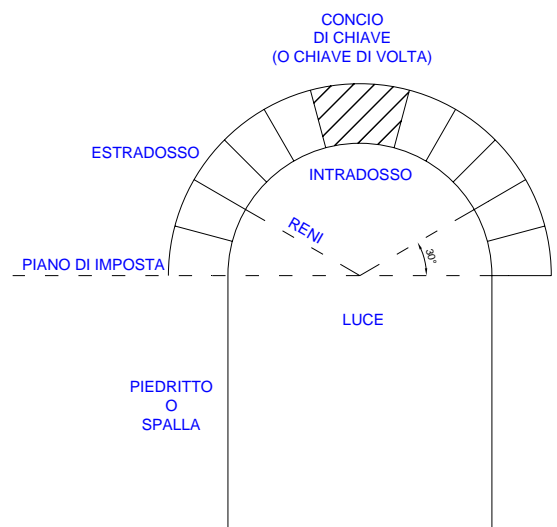
Per quanto riguarda le lesioni dei muri di sostegno, si osservi che quelle ad andamento verticali sono meno preoccupanti di quelle orizzontali: basta pensare che è come se il muro si suddividesse in più conci. Talvolta si notano rifluimenti di terreno a monte del paramento o spanciamenti dello stesso a valle: questi sono sintomi dell'effettiva attivazione della spinta delle terre a tergo dei muri e devono essere valutate attentamente sia osservando l'entità degli spostamenti che la rapidità degli stessi. La maggiore o minore vetustà del muro e le osservazioni effettuate da chi è originario del posto e conosce la realtà dei luoghi sono senza dubbio valide indicazioni per le azioni da compiere.

16.5 Dissesti di archi e volte



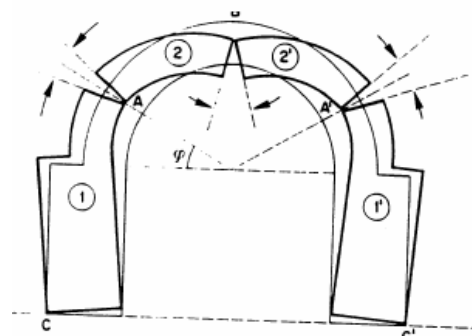
Le strutture ad arco sono particolarmente insidiose per quanto riguarda i dissesti statici che le contraddistinguono e per questo motivo il tecnico dei Vigili del Fuoco deve conoscerne le principali caratteristiche statiche per capirne il funzionamento ed esprimersi in maniera compiuta in merito ad eventuali situazioni di pericolo.

Le principali parti costituenti un arco sono evidenziate nella figura a lato:



L'arco sta in piedi in virtù del fatto che il peso proprio e del materiale di riempimento sovrastante ingenera un sistema di compressioni tra i blocchi costituenti tale da garantirne la stabilità. Le tre sezioni significative di un arco sono quella in chiave e le due alle reni: sia alle reni che in chiave agiscono due azioni orizzontali (spinte) uguali e contrarie che, se non ben contrastate con piedritti sufficientemente "pesanti" o con catene, conducono al collasso dell'arco. Le lesioni in chiave tendono ad aprirsi dal basso verso l'alto mentre alle reni accade il contrario. Per tale motivo le lesioni alle reni, purtroppo difficilmente visibili con un'ispezione visiva, sono molto più pericolose di quelle in chiave: se esse sono evidenti all'intradosso significa che l'arco ha esaurito tutte le sue riserve statiche ed è prossimo al collasso.

Dunque anche una lesione in chiave può essere sintomatica di un avanzato fenomeno di dissesto statico e per questo motivo deve essere esaminata con la massima attenzione.



Approfondimento:

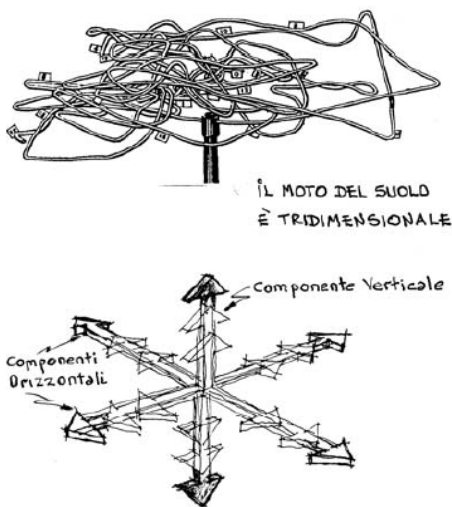
Nell'ipotesi di arco simmetrico a due cerniere di luce L e freccia f su cui agisce un carico distribuito uniforme (q), si dimostra con semplici considerazioni di equilibrio che la componente orizzontale (H) della spinta sui piedritti vale $H = qL^2/(8f)$.

16.6 Dissesti da sisma

16.6.1 Il terremoto: nomenclatura e genesi

Il termine terremoto deriva dal latino “**terrae motus**” e consiste in uno scuotimento del suolo più o meno prolungato (da pochi secondi ad alcuni minuti).

Tale scuotimento può determinare effetti sia sugli edifici interessati dal moto quali lesioni, ribaltamenti, crolli che effetti sul territorio circostante (effetti “cosismici”) come frane, fagliazioni superficiali, liquefazione dei terreni, assestamenti, tsunami.

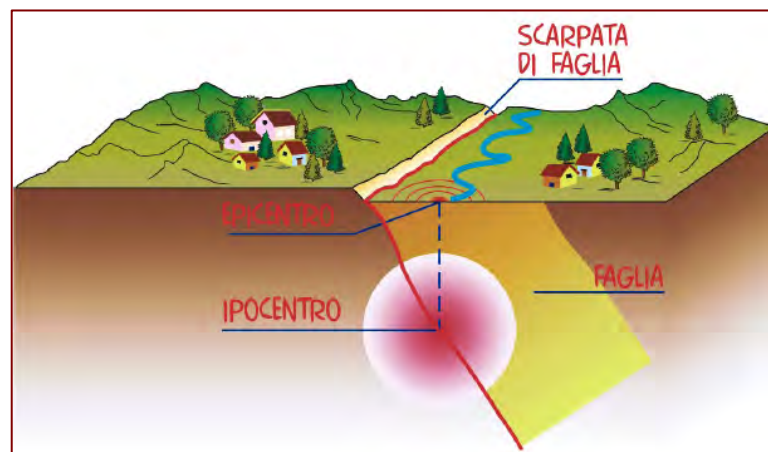


registrate per mezzo di sismografi.

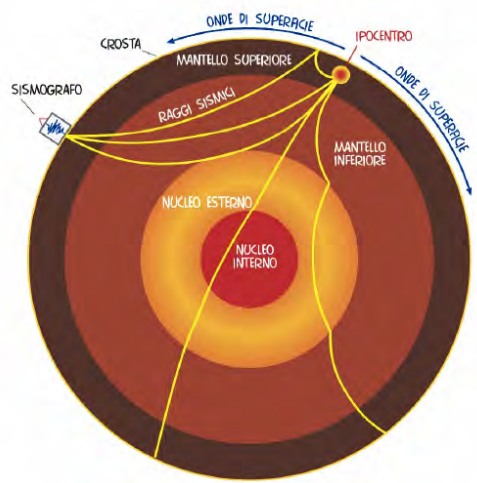
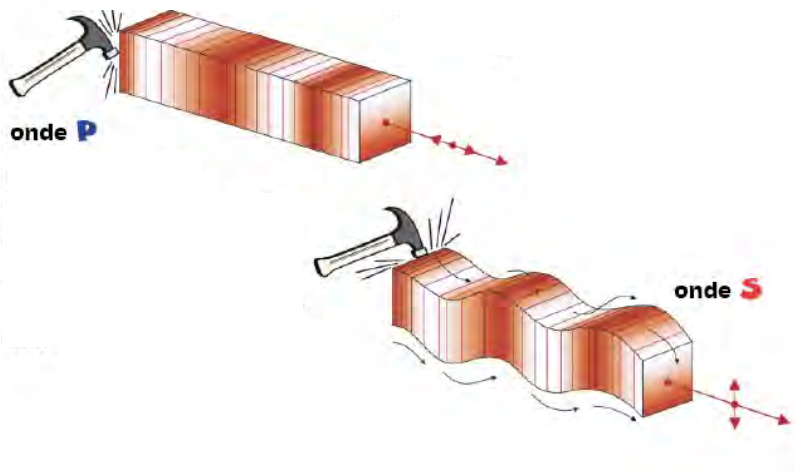
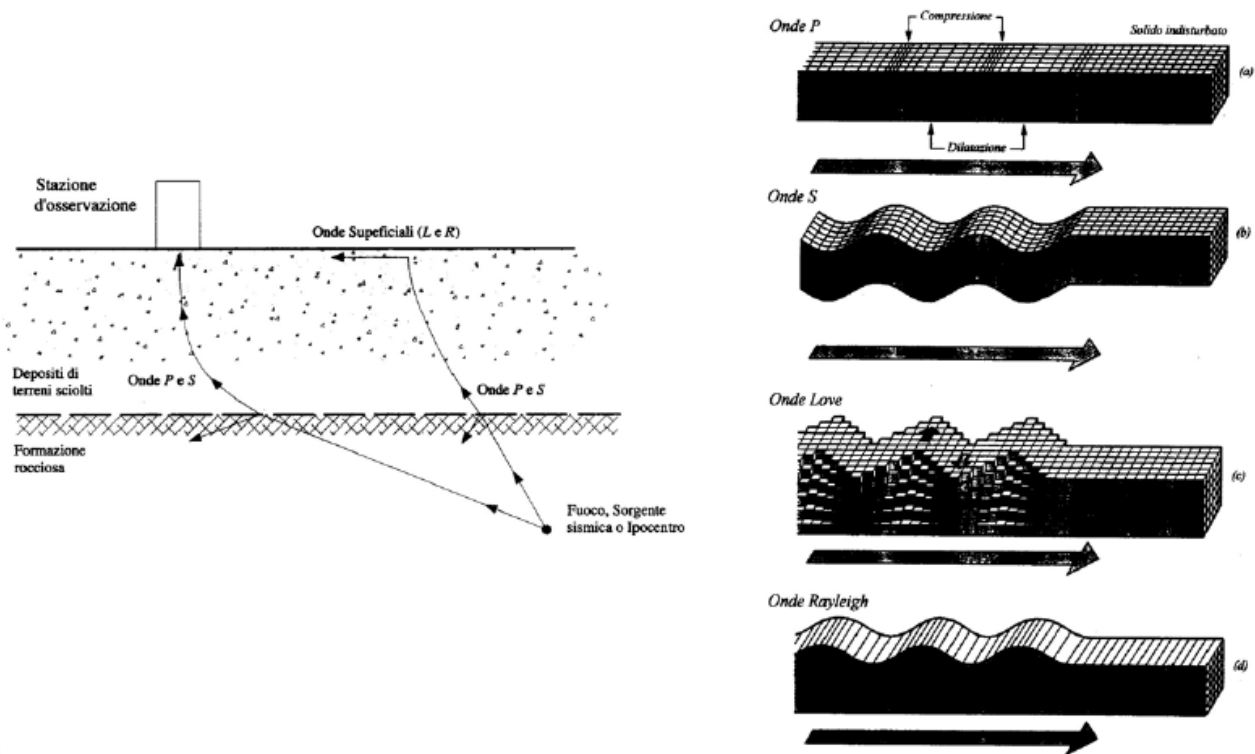
Il terremoto è originato da rotture delle rocce del sottosuolo per effetto di eccessi di sforzi causati dalla tettonica delle placche di cui è costituita la crosta terrestre (deformazioni e movimenti che provocano terremoti di origine tettonica) oppure da movimenti magmatici in corrispondenza di zone vulcaniche (terremoti vulcanici). La superficie di frattura tra

● AZIONE sismica

diverse zolle di sottosuolo si chiama faglia. Il punto di origine del terremoto è detto **ipocentro** o **fuoco** e la sua proiezione ortogonale sulla superficie terrestre è detto **epicentro**.



La rottura della crosta terrestre determina delle “onde sismiche” di differenti tipologie:



Le onde P (di **compressione** o **primae**) viaggiano nel sottosuolo ad una velocità di circa 1,7 volte la velocità delle onde S (o di **taglio** o **secundae**). Le onde di **Rayleigh** e di **Love** sono onde superficiali.

E' importante utilizzare una corretta terminologia per garantire una rapida ed efficace comunicazione tra i colleghi e con gli Enti esterni.

Per indicare quanto sia stato “forte” un terremoto vengono utilizzate due definizioni differenti: la magnitudo e l'intensità.

La magnitudo fu definita nel 1935 dal sismologo C.F. Richter come misura oggettiva della quantità di energia elastica emessa durante un terremoto.

L'intensità di un terremoto quantifica e classifica esclusivamente gli effetti provocati dal sisma sull'ambiente, sulle cose e sull'uomo. Pertanto, a differenza della magnitudo, per uno stesso terremoto essa può assumere valori diversi in luoghi diversi. L'intensità e la magnitudo non sono a rigore correlabili !!!

La classificazione in base all'intensità di un terremoto viene effettuata mediante la cosiddetta “scala Mercalli”, ideata da Mercalli nel 1902 e modificata da Cancani e Sieberg (M.C.S.) nel 1923 e successivamente nel 1931 e 1956. Essa è suddivisa in 12 gradi. Ecco la scala in forma dettagliata...

I grado - scossa strumentale: impercettibile agli esseri umani, è rilevabile soltanto dagli strumenti (sismografi).

II grado - scossa leggerissima: avvertita soltanto da persone particolarmente sensibili o nervose, in perfetta quiete, cioè ferme o a riposo in ambiente tranquillo. Solitamente è **percepibile solo nei piani superiori delle case** ove possono oscillare lievemente gli oggetti appesi (lampadari).

III grado - scossa leggera: viene avvertita all'interno delle abitazioni con un effetto simile al passaggio di un autocarro: **poche persone ci fanno caso** ed altre la riconoscono come terremoto soltanto dopo averne parlato con altri. Oggetti appesi possono oscillare.

IV grado - scossa moderata: all'aperto **la scossa è percepita fisicamente da poche persone** anche se le automobili ferme oscillano vistosamente. All'interno delle abitazioni **numerose persone, ma non tutti, avvertono un effetto simile al passaggio di un autocarro pesante** su una strada dissestata: tremolio o leggere oscillazioni dei mobili, urti di cristalleria e vasellame posti a breve distanza; tremano i vetri o tintinnano le finestre; scricchiolano porte, travi e assi in legno. Nei recipienti aperti, i liquidi vengono leggermente mossi. Si può avere la sensazione che in casa sia caduta una serie di oggetti pesanti. Si oscilla con tutta la sedia o il letto come su una barca. **Generalmente questi fenomeni non provocano paura** a meno che le persone non siano state già spaventate da terremoti precedenti. Raramente la scossa può svegliare chi dorme.

V grado - scossa forte: **all'interno delle case la scossa viene avvertita da tutti.** Nelle strade e durante le attività lavorative il sisma viene percepito da numerose persone e persone sensibili lo avvertono anche in aperta campagna. Nelle case si avverte lo scuotimento dell'intero edificio. Oggetti appesi ma anche tendaggi non troppo pesanti oscillano; nel caso di campanelle, suonano. Gli orologi a pendolo possono fermarsi od oscillare con maggior periodo a seconda se la scossa si esplica in direzione normale o perpendicolare al piano su cui oscillava il pendolo. Talvolta orologi a pendolo fermi possono riprendere temporaneamente il movimento. I mobili vibrano e piccoli oggetti possono cadere. Recipienti colmi ed aperti versano piccole quantità dei liquidi contenuti. I quadri si spostano, urtano tra loro o battono contro le pareti. Porte ed imposte sbattono e i vetri possono infrangersi. Talvolta l'illuminazione elettrica guizza o viene a mancare. **Chi dorme viene svegliato bruscamente** e sporadici gruppi di persone fuggono all'aperto. Chi si trova già all'aperto nota piante o rami che si muovono con evidenza come sotto l'effetto di un vento moderato e **calcinacci che cadono dai cornicioni delle case.**

VI grado - scossa molto forte: tutti si rendono conto che c'è un terremoto provandone paura, anche a causa dei forti rumori e boati che produce. Molti fuggono all'aperto ma spesso si ha una sensazione d'instabilità che può arrivare al punto da far barcollare.

La superficie dei liquidi si agita vistosamente. Quadri, libri ed oggetti possono cadere a terra; le porcellane si frantumano anche senza cadere; suppellettili assai stabili e perfino pezzi d'arredo vengono spostati o rovesciati. Nelle chiese piccole campane suonano da sole e battono gli orologi dei campanili. **Le abitazioni di solida costruzione subiscono strutturalmente danni lievi:** spaccatura dell'intonaco e caduta del rinzafo di soffitti e pareti. Danni più gravi, ma non pericolosi, si hanno negli edifici mal costruiti. All'esterno può cadere qualche tegola o pietra di camino con qualche pericolo per chi fugge in strada.

VII grado - scossa fortissima: la scossa provoca panico nella popolazione. I mobili si scostano dai muri e notevoli danni vengono provocati ad oggetti di arredamento anche pesanti. Numerosi edifici costruiti solidamente subiscono danni moderati: piccole spaccature nei muri, caduta di toppe piuttosto grandi dell'incalcinatura e dello stucco; caduta a volte anche di mattoni. Negli edifici a pareti intelaiate i danni all'incalcinatura e all'intelaiatura sono più gravi. **In casi isolati può avvenire la distruzione di case mal costruite oppure riattate. All'esterno cadono molte tegole e vetri di finestre.** Molti fumaioli vengono lesi da incrinature. Camini già danneggiati possono rovesciarsi sopra il tetto danneggiandolo. Da torri e costruzioni alte cadono decorazioni mal fissate. Grandi campane rintoccano. Le chiome degli alberi oscillano. Si producono onde sugli specchi d'acqua e le acque si intorbidiscono a causa della melma mossa. Varia la portata delle sorgenti.

VIII grado - scossa rovinosa: la scossa viene avvertita distintamente anche da chi è alla guida di un'auto, che può perderne temporaneamente il controllo. Cadono rami, alberi, palizzate, torri e si aprono crepe nel terreno. Statue e monumenti in chiese, cimiteri e parchi pubblici ruotano sul proprio piedistallo o si rovesciano. Solidi muri di cinta in pietra si rompono e crollano. All'interno delle case anche i mobili più pesanti vengono spostati lontano o rovesciati. **Gli edifici non costruiti in cemento armato subiscono gravi danni strutturali: circa un quarto delle case è gravemente leso, alcune crollano, molte diventano inabitabili; gran parte di queste cadono.** Negli edifici intelaiati cade gran parte della tamponatura. Case in legno vengono schiacciate o rovesciate. Spesso campanili di chiese e di fabbriche con la loro caduta causano danni agli edifici vicini più di quanto non avrebbe fatto da solo il terremoto. In pendii e terreni acquitrinosi si formano crepe. In terreni bagnati si ha l'espulsione di sabbia e di melma.

IX grado - scossa distruttiva: distrugge gli edifici poco resistenti o vetusti: circa la metà delle case in pietra vengono distrutte; molte crollano; la maggior parte diviene inabitabile. Le case ad intelaiature sono divelte dalle proprie fondamenta e crollano; travi strappate a seconda delle circostanze contribuiscono alla rovina. All'esterno si aprono numerose crepe nel terreno provocando la fuoriuscita di fango e la rottura di condutture e cavi sotterranei. Acqua e "vulcanetti" di sabbia traboccano dai terreni alluvionali.

X grado - scossa fortemente distruttiva: distruzione di circa 3/4 degli edifici, la maggior parte di essi crolla. Subiscono gravi lesioni, e a volte vengono distrutti, anche ponti e solide costruzioni di legno. Argini e dighe vengono notevolmente danneggiati. I Binari vengono leggermente piegati mentre le tubature (gas, acqua e scarichi) vengono troncate, rotte e schiacciate anche a causa delle profonde fratture che si formano nel terreno. Nelle strade lastricate e asfaltate si formano crepe e per pressione sporgono larghe pieghe ondose. In terreni meno densi e più umidi si creano spaccature fino alla larghezza di alcuni decimetri; si notano parallelamente ai corsi d'acqua spaccature che raggiungono larghezze fino a un metro. Si producono frane e smottamenti; interi macigni rotolano a valle. Grossi massi si staccano dagli argini dei fiumi e da coste scoscese; riviere basse subiscono spostamenti di masse sabbiose e fangose, per cui il livello del terreno viene notevolmente variato. Le sorgenti subiscono frequenti cambiamenti di livello dell'acqua. Da fiumi, canali e laghi ecc. le acque vengono gettate contro le sponde o subiscono locali straripamenti a causa delle frane.

XI grado - scossa catastrofica: muoiono molte persone. **Crollano tutti gli edifici in muratura,** resistono soltanto le capanne di legno e le costruzioni ad incastro di grande elasticità. Crollano anche i ponti più sicuri a causa della caduta dei pilastri in pietra o del cedimento di quelli in ferro. I binari si piegano fortemente e si spezzano. Le tubature interrate vengono spaccate e rese irreparabili (vengono a mancare tutti i servizi di pubblica erogazione). Nel terreno si manifestano vari mutamenti di notevole estensione, a seconda della natura del suolo, si aprono grandi crepe e spaccature. Soprattutto in terreni morbidi e acquitrinosi il dissesto è considerevole sia orizzontalmente che verticalmente. Ne segue il trabocco di sabbia e melma con diverse manifestazioni. Sono frequenti lo sfaldamento di terreni e la caduta di massi.

XII grado - scossa gravemente catastrofica: provoca migliaia di vittime. **Ogni opera umana viene rasa al suolo.** Vengono scagliati in aria oggetti di ogni dimensione. Grandi masse di terreno vengono spostate con sollevamenti e abbassamenti del suolo (si creano onde sulla superficie del suolo). Lo sconvolgimento del paesaggio assume aspetti grandiosi. Corsi d'acqua sia superficiali che sotterranei subiscono mutamenti vari, si formano cascate, scompaiono laghi, deviano fiumi.

Tribunale L. - Sezione riassuntiva

...e in forma sintetica:

Diagramma della scala Mercalli in forma sintetica, con i livelli di intensità disposti in una scala a gradini che si allarga verso il basso. Ogni livello è rappresentato da un numero romano e una descrizione in italiano.

I	IMPERCETTIBILE
II	MOLTO LEGGERO
III	LEGGERO
IV	MODERATO
V	ABBASTANZA FORTE
VI	FORTE
VII	MOLTO FORTE
VIII	ROVINOSO
IX	DISTRUTTIVO
X	TOTALMENTE DISTRUTTIVO
XI	CATASTROFICO
XII	GRANDEMENTE CATASTROFICO

Consultando il sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (www.ingv.it) è possibile conoscere in tempo reale Magnitudo e posizione dell'epicentro del sisma.

Il grande successo della scala Mercalli che "resiste" dal 1902 è legato al fatto che essa fornisce in tempi rapidi una stima dei danni sul territorio e quindi consente una stima rapida degli stanziamenti da erogare per la riparazione dei danni e "costringe" le Autorità locali a comunicare i danni rilevati. Sebbene come detto non sia possibile correlare in maniera rigorosa la magnitudo all'intensità, esiste comunque una carta di correlazione ricavata in base alla realtà edilizia italiana. Essa è riportata nella figura seguente:

intensità:	magnitudo:
III-IV	2.8-3.1
IV	3.2-3.4
IV-V	3.5-3.7
V	3.7-3.9
V-VI	4.0-4.1
VI	4.2-4.4
VI-VII	4.5-4.6
VII	4.7-4.9
VII-VIII	5.0-5.1
VIII	5.2-5.6
IX	5.7-6.1
X, XI	≥6.2

Come si vede i terremoti percettibili dall'uomo sono quelli con magnitudo superiore a 3.

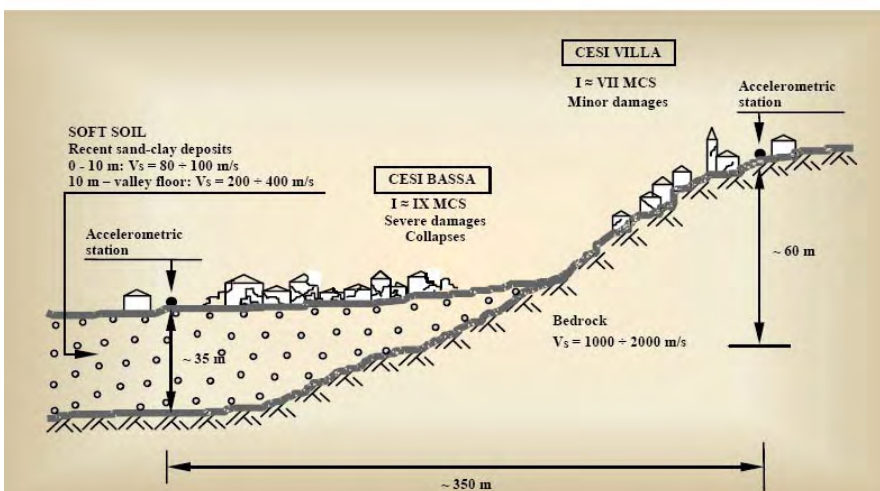
Per la classificazione sismica del territorio italiano si rimanda alla sezione dedicata nel capitolo “azioni”.

Una cosa importante da osservare, comunque, è che tutto il territorio italiano è classificato sismicamente e che le zone maggiormente penalizzate sono quelle appenniniche, il Friuli Venezia Giulia, la Calabria e la Sicilia Orientale, mentre “isole felici” sono la Sardegna, la Puglia meridionale, parte della Val Padana e dell’Arco Alpino.

Per un Vigile del Fuoco è fondamentale conoscere la classificazione sismica dei Comuni del proprio territorio di competenza per essere in grado di valutare **da un punto di vista qualitativo**, in fase di sopralluogo, gli eventuali accorgimenti antisismici presenti sull’edificio osservato e per poter stimare la capacità del manufatto di resistere ad eventuali after shock nel breve periodo successivo.

Attenzione, non ci si stupisca se...

... si verificano fenomeni di amplificazione delle onde sismiche dovuti a particolari realtà locali (presenza di terreni particolarmente soffici!).



Nell’esempio a lato lo stesso terremoto (magnitudo unica) è stato classificato di intensità VII in zona rocciosa e di intensità IX in zona con terreno soffice. Le due zone distano tra loro appena 350m!

16.6.2 I danni da terremoto

Quando si verifica un terremoto violento i fabbricati si danneggiano: è proprio grazie alla qualità del loro danneggiamento che i fabbricati non crollano. In sostanza, se un fabbricato di “danneggia correttamente” resiste al terremoto e non crolla. Il Vigile del Fuoco deve essere in grado di valutare la qualità del danneggiamento per capire se il manufatto si è comportato bene o male e per cercare di prevedere come si comporterà a seguito di eventuali repliche.

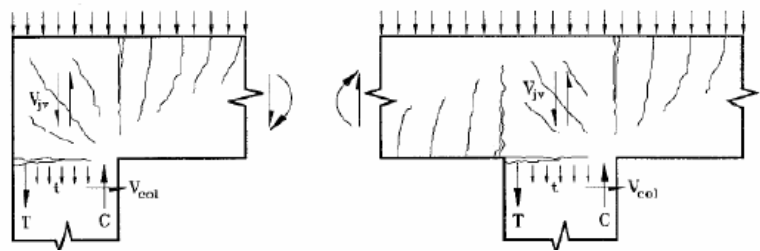
Le cose da guardare durante un sopralluogo post sisma sono tre:

- Il comportamento dei materiali
- Il comportamento delle sezioni
- Il comportamento dell'intera struttura

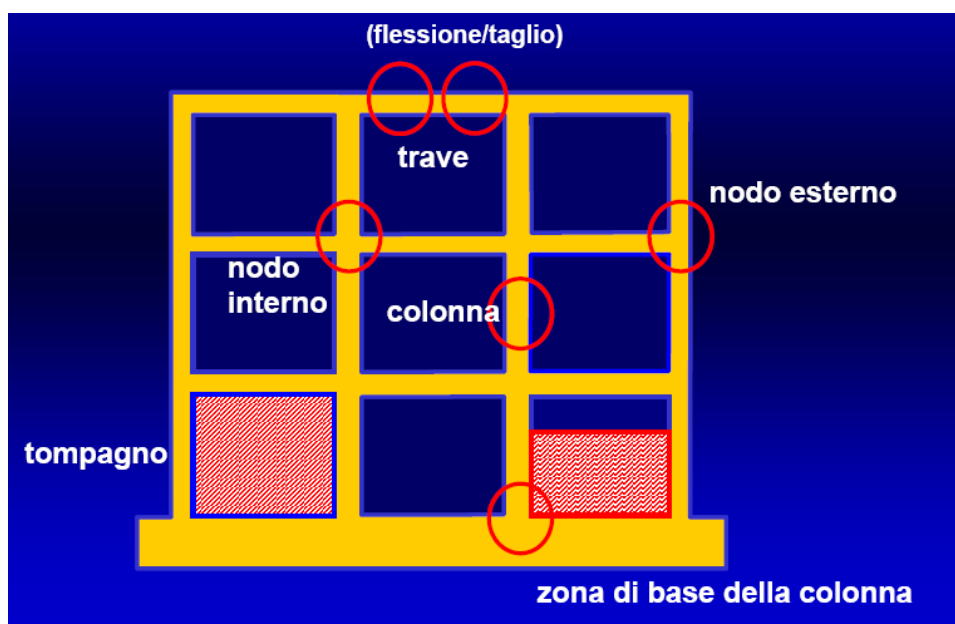


Per quanto riguarda i materiali costruttivi, non essendo possibile effettuare in fase di sopralluogo dei controlli sperimentali, basta sapere che l'acciaio è un materiale più “deformabile” del cls e della muratura.

Per quanto riguarda le duttilità a livello delle sezioni e di struttura, bisogna sapere che in una struttura intelaiata (quali la maggior parte di quelle in c.a.), le zone “delicate” sono costituite dai **pilastri e dai nodi**,

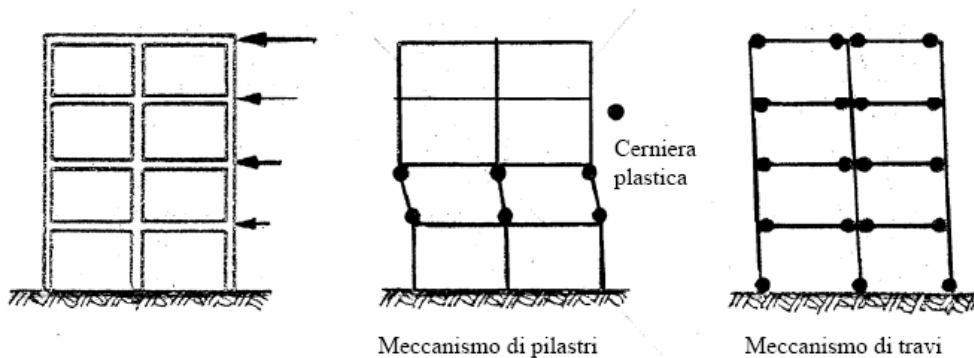


mentre risultano “meno vulnerabili” le travi sollecitate a flessione e non a taglio. Per tale motivo, durante un sopralluogo, è bene accertarsi che dopo un sisma non siano presenti rotture dei nodi perimetrali, né schiacciamenti o disassamenti di pilastri o meccanismi di rottura per taglio: insomma **si preferisce che si danneggino le travi e non i pilastri o i nodi**.

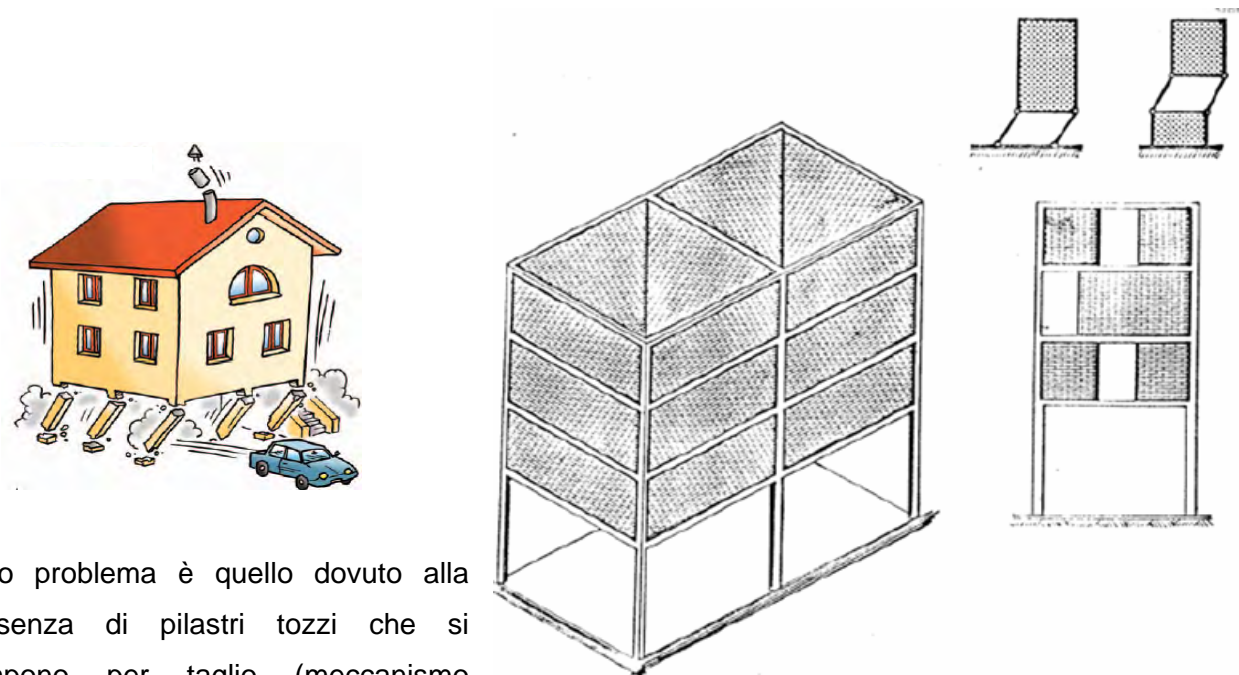


Da un punto di vista di assetto strutturale, invece, bisogna tener presente che le strutture “antisismiche” devono essere il più possibile regolari in pianta ed in elevazione.

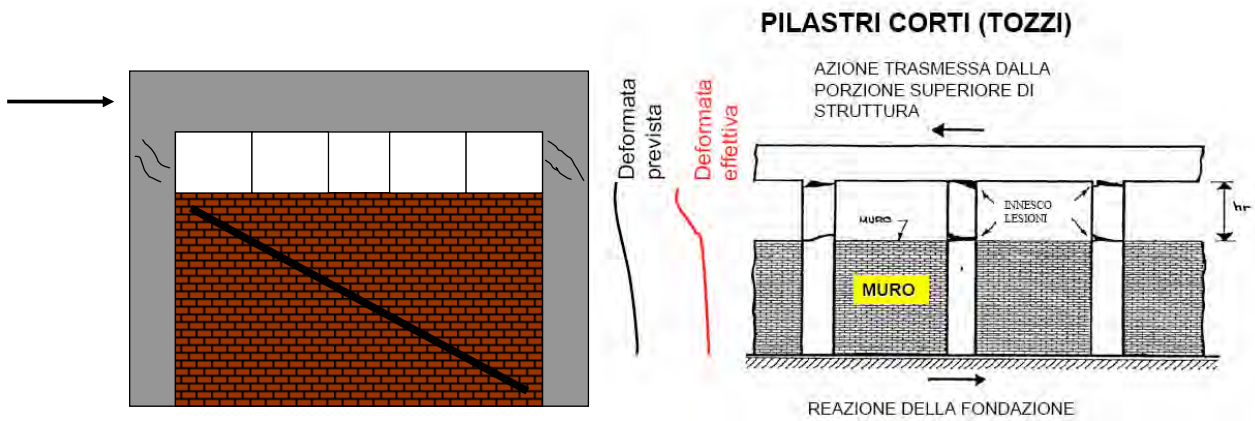
Facciamo un esempio classico:



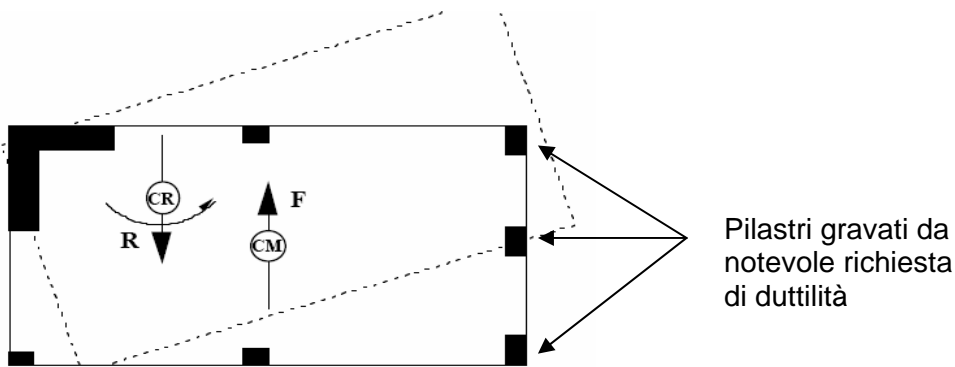
La struttura di mezzo evidenzia il problema del piano soffice (o piano debole): le rotture si verificheranno prevalentemente in tale zona e la cosa non è gradita.



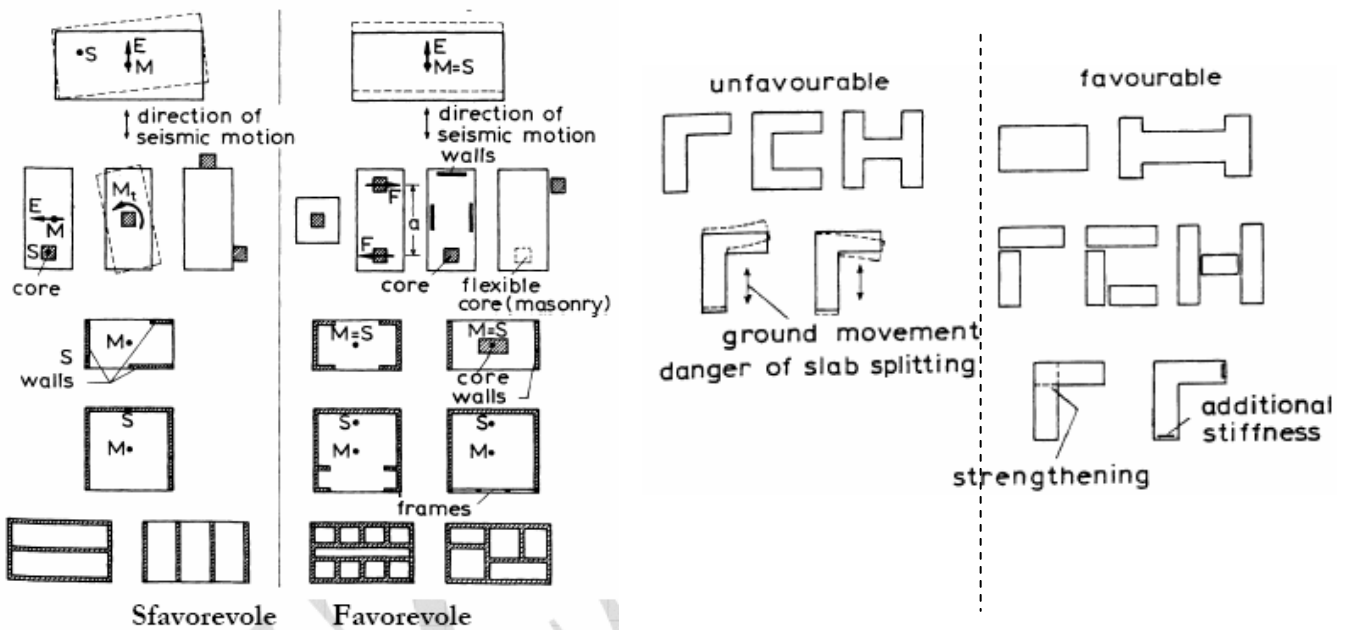
Altro problema è quello dovuto alla presenza di pilastri tozzi che si rompono per taglio (meccanismo fragile). E' di seguito riportato il caso di un parziale tamponamento di una struttura con formazione di una biella compressa al suo interno e conseguente rottura per taglio dei pilastri tozzi (la presenza di una finestratura alta lungo la tamponatura è classica quando si verifica tale fenomeno).



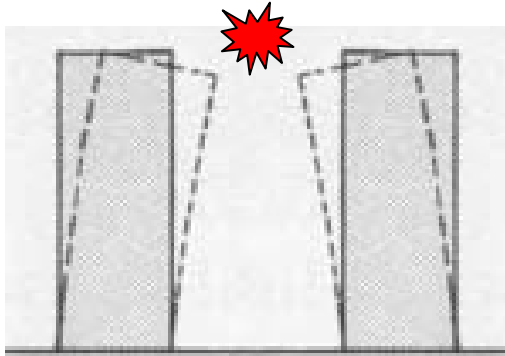
Altro dissesto tipico è provocato dall'irregolarità in pianta dei fabbricati: la presenza di forti eccentricità tra il baricentro delle masse e quello delle rigidezze determina forti rotazioni dei manufatti con conseguente forte richiesta di duttilità alle strutture portanti più lontane dal centro di rotazione (coincidente con il baricentro delle rigidezze):



Sono di seguito evidenziate distribuzioni in pianta favorevoli e non, sia per la non coincidenza tra baricentro delle masse e delle rigidezze che per infelice scelta della pianta la cui forma favorisce moti torsionali e concentrazioni di sforzi nei punti angolosi:

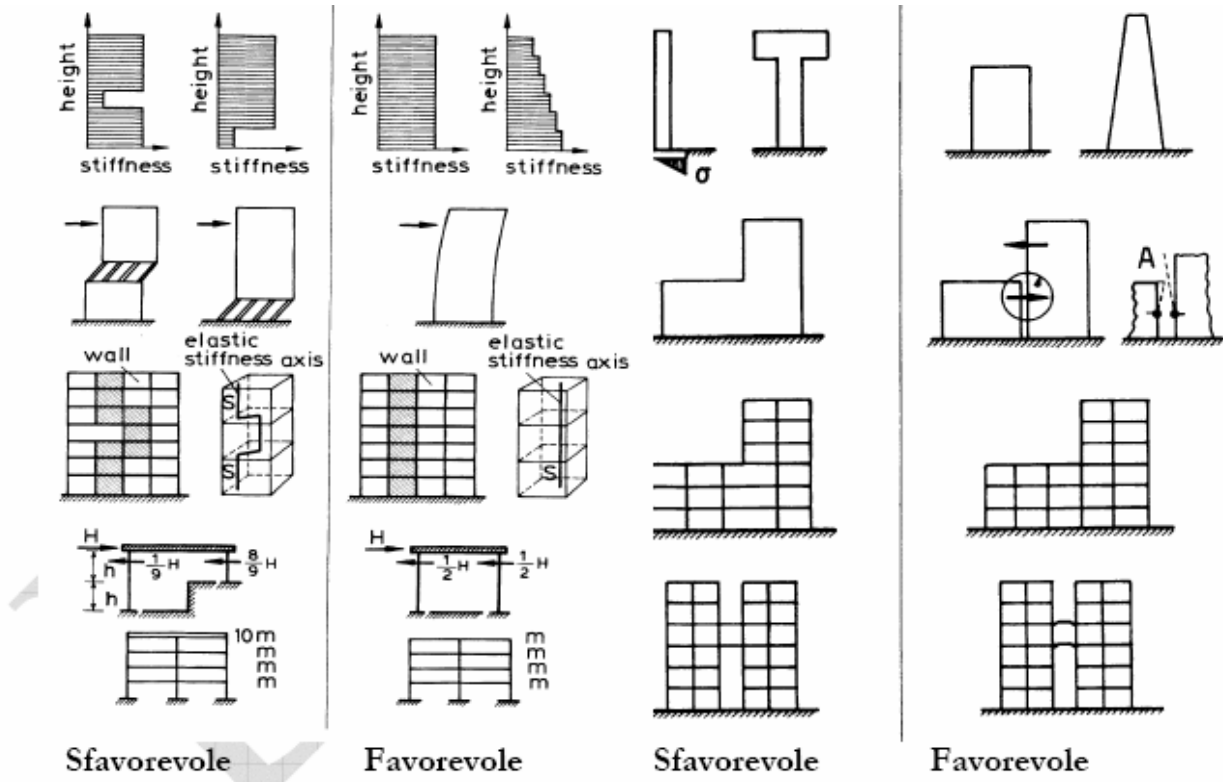


Altro problema è costituito da strutture aderenti che, durante il sisma, oscillano in controfase. Esse sono soggette al fenomeno del **martellamento**. Le norme tecniche prescrivono un giunto strutturale non inferiore a $H/100$ (essendo H l'altezza del fabbricato a partire dallo spiccato delle fondazioni).

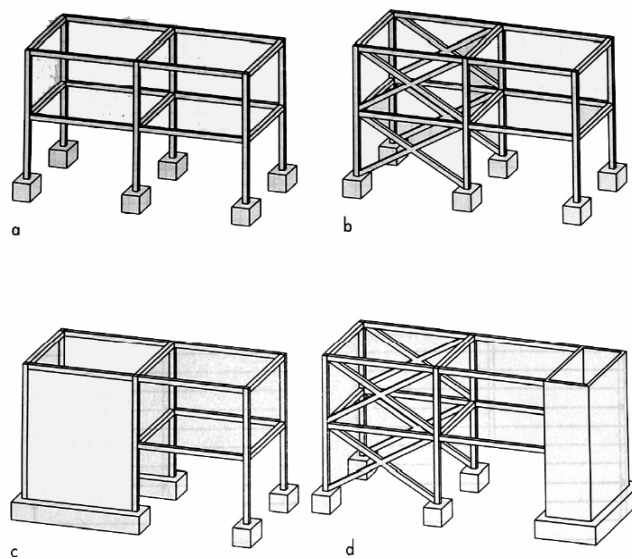


Le arcate che collegano i fabbricati nei centri storici rappresentano dei vincoli unilaterali: possono essere efficaci solo se gli edifici oscillano in fase ma perdono la funzione di ritegno in caso contrario.

Anche la distribuzione in altezza delle masse può essere sintomatica di irregolarità strutturali. E' di seguito riportato un riepilogo delle configurazioni favorevoli e sfavorevoli in altezza. Si noti che è bene evitare irregolarità (ossia brusche variazioni di rigidità e di masse che determinano concentrazioni di sforzi).



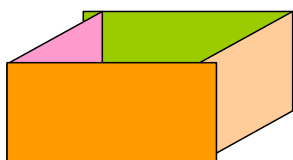
Nelle figure che seguono si nota che nel caso "a" (telaio regolare) la rigidità è ben distribuita mentre nei casi "b" (telaio controventato), "c" (telaio con setti) e "d" telaio con controventi e nucleo la rigidità prevale in una sola direzione (b e c) o non è ben distribuita (caso c).



16.6.3 Le caratteristiche dei fabbricati in muratura in zona sismica

Il successo di un manufatto in muratura in zona sismica è legato alla possibilità che esso ha di comportarsi come una scatola compatta.

La seguente figura aiuta a comprendere cosa si intende per comportamento “scatolare” di un edificio in muratura.



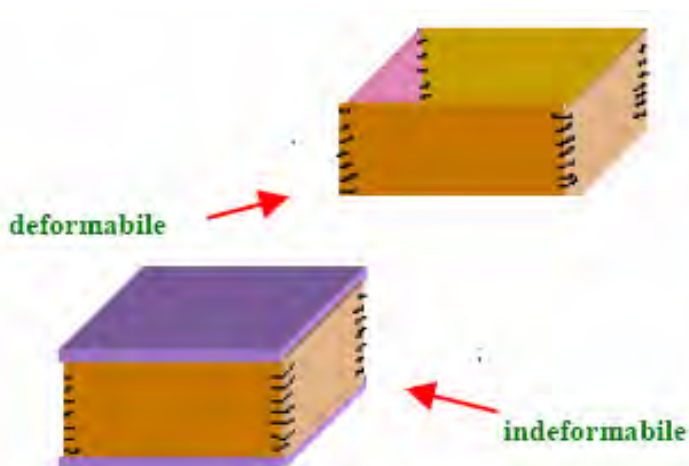
Si prendano quattro cartoncini e li appoggino l'uno all'altro a mo' di quadrato: i quattro fogli si terranno in piedi in equilibrio precario (come in un castello di carte): anche un soffio di vento può abbattearli.

Se gli spigoli dei cartoncini sono legati tra loro, la struttura acquisterà una maggiore rigidità e se con il coperchio si chiude la scatola, il sistema sarà molto più rigido e resistente.

Un edificio in muratura deve comportarsi proprio come una scatola: le pareti devono essere ben ammorsate tra loro e non troppo distanziate, i solai devono essere rigidi nel loro piano e correttamente collegati alla muratura.

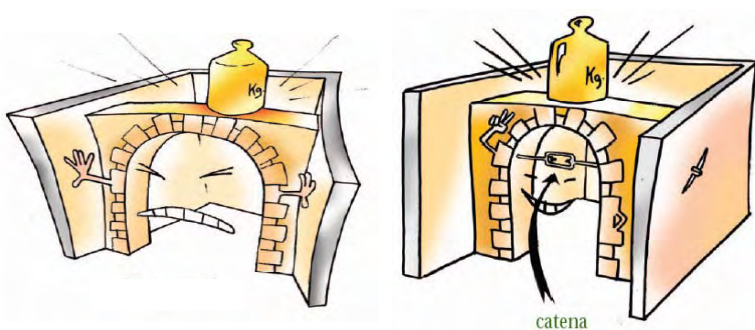
Le pareti, inoltre, devono essere in grado di resistere alle azioni sismiche senza danneggiarsi eccessivamente e per tale motivo devono essere di spessore adeguato, di materiali adatti e con vani non troppo grandi e comunque ben allineati.

Le piattabande devono essere ben ammorsate nella muratura in maniera tale da garantire un

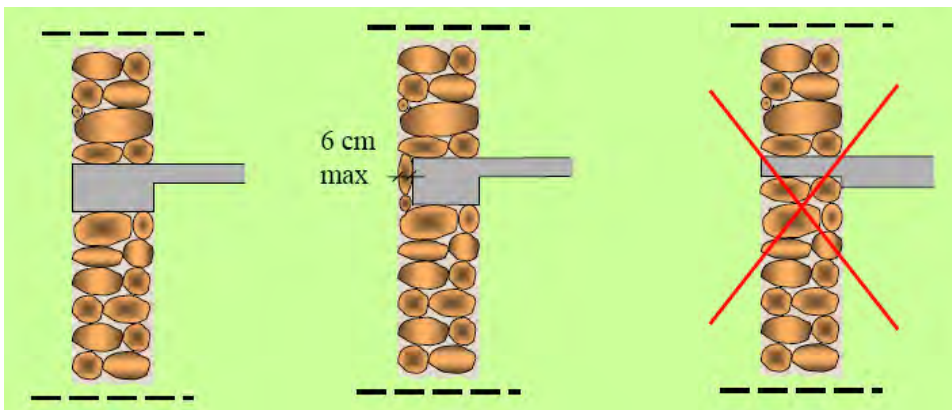


efficace trasferimento dei carichi ai maschi sottostanti.

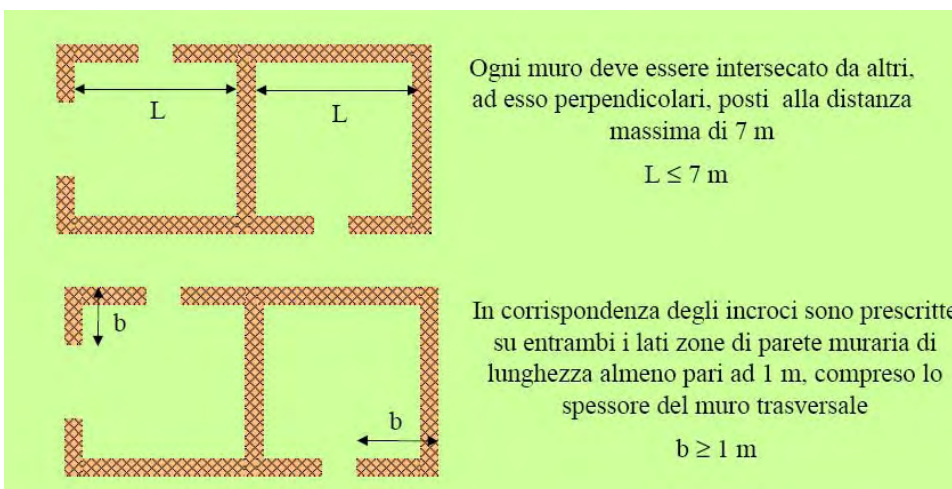
Infine, le strutture spingenti (archi, volte, capriate), tipiche degli edifici con struttura muraria, devono essere a spinta eliminata.



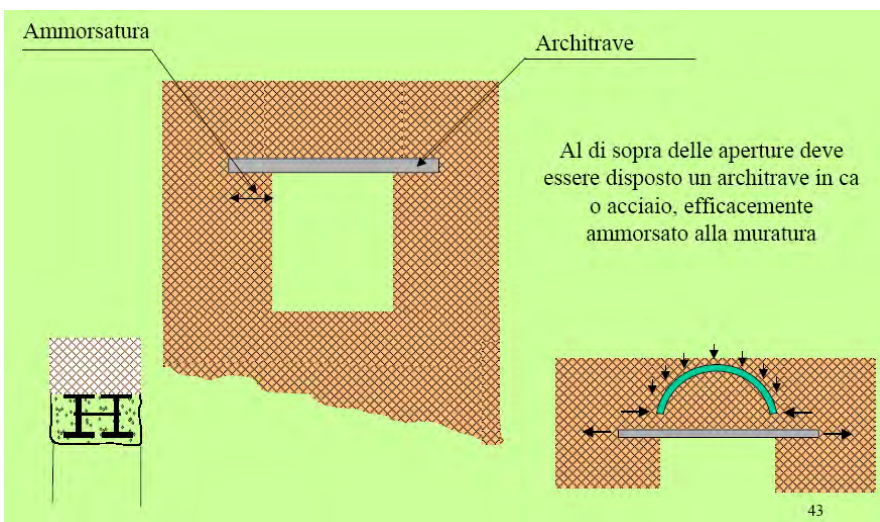
Le figure seguenti esplicitano alcuni dei concetti appena espressi:



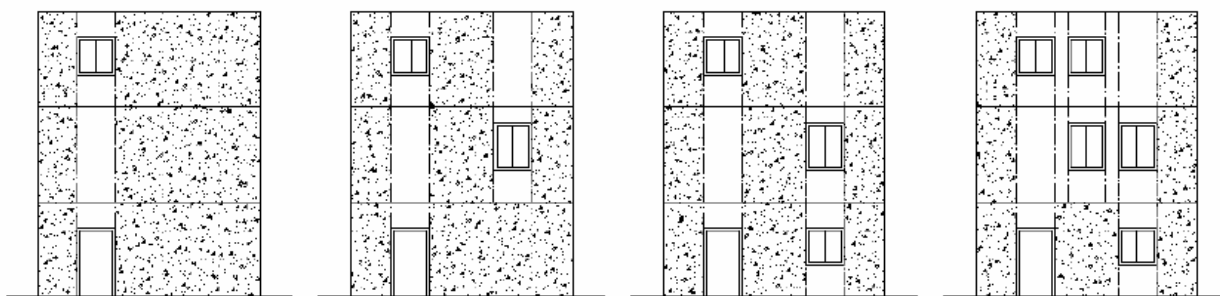
Presenza di cordoli di collegamento tra solai e muratura



Muri di spina non troppo distanti tra loro (max 7 metri) ed ammassamenti efficienti (incroci lunghi mai meno di un metro).

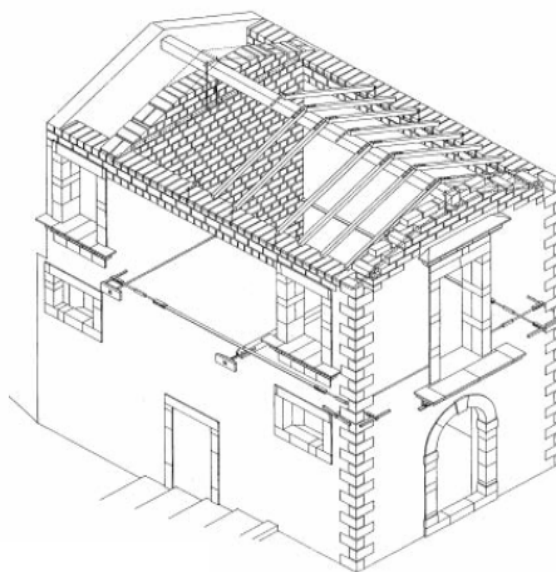


Ammorsamento delle piattabande nella muratura (durante il sisma è proprio nelle “fasce di piano” presso le piattabande che si verificano concentrazioni notevoli di sforzi).



Allineamento dei vani (porte e finestre) per rendere efficace la parte di sistema sismoresistente costituita dai maschi murari. Come si vede in figura il non allineamento dei vani rende di fatto inefficaci parti consistenti dei maschi con concentrazione di sforzi nei pochi maschi aventi pieno sviluppo in verticale. Questo fenomeno è ben accentuato nei centri storici delle città dove non solo i commercianti ampliano a loro piacimento le vetrine pensando di risolvere il problema con le sole piattabande ma dove i condomini creano vani ovunque per migliorare la fruibilità delle loro dimore (nuovi ingressi, nicchie per ripostigli...).

Le catene ai piani consentono di cucire le pareti opposte e di compattare la scatola muraria.



16.6.4 Altri effetti del sisma

Oltre al crollo o al danneggiamento dei fabbricati il sisma può indurre altri fenomeni quali: frane, cedimenti e ribaltamenti di interi fabbricati, fessurazioni superficiali dei terreni, tsunami.

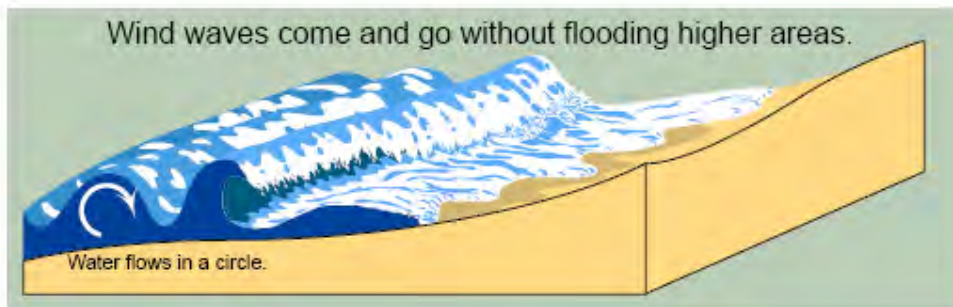


Frane



Fagliazione
superficiale

Liquefazione e cedimenti
permanenti



Tsunami

16.6.5 Esempi di dissesti post sisma

Le figure di seguito evidenziano esempi di forme strutturali non “antisismiche” che hanno portato a forti danneggiamenti o a crolli degli edifici. Il Vigile del Fuoco deve essere in grado di riconoscere in fase di sopralluogo tali fattori negativi per prendere tutti i provvedimenti idonei a tutelare la vita delle persone e la salvaguardia dei beni.



PIANO SOFFICE BASSO



PIANO SOFFICE INTERMEDIO



ROTTURA DEI NODI ESTERNI



ROTTURA DI COLONNE TOZZE



COLONNE TOZZE PER TAMPONATURA NON A TUTTA ALTEZZA

Importanza della distanza tra gli edifici Effetti di martellamento



1999 Kocaeli, Turkey

MARTELLAMENTO

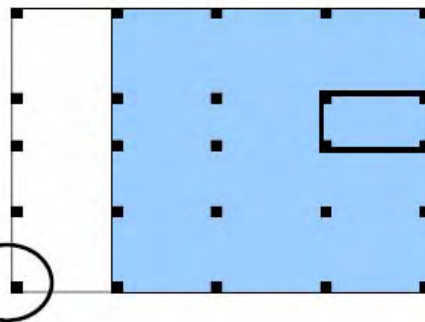


Turchia, Agosto 1999

ROTTURA DEL NODO ESTERNO (SX)
TRAVE FORTE E PILASTRO DEBOLE (DX)



Emilia, 1996

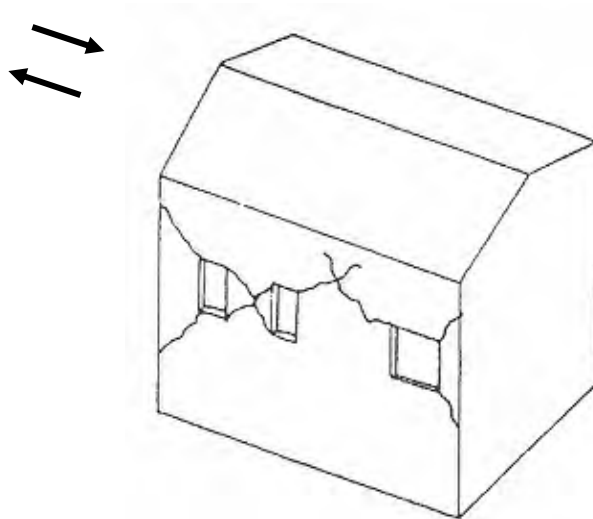


Drift sufficiente a produrre l'espulsione di coprifermo in testa al pilastri accompagnata da lievi lesioni si è avuta per una intensità di VI - VII MCS, anche a causa di irregolarità in pianta

FORTI ECCENTRICITA'



CLASSICHE LESIONI A CROCE IN EDIFICI IN MURATURA



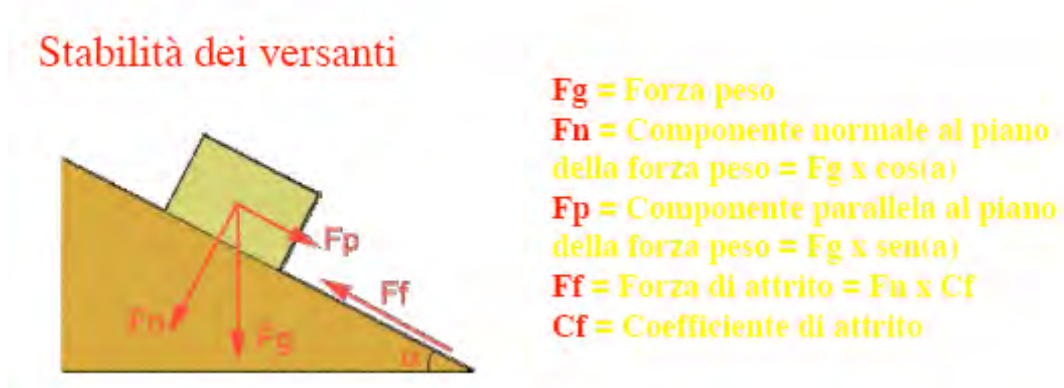
Nota: immagini tratte da presentazioni dell'ing. Goretti (S.S.N.), ing. Di Pasquale (S.S.N.), ing. Pecce (Univ. Sannio), ing. Secchi (CNR Padova), ing. Masi (Univ. Basilicata), dal sito www.ingv.it, dal sito <http://www.protezionecivile.regione.umbria.it> e dal web.

Testo: Petrini-Pinho-Calvi, Criteri di progettazione antisismica di edifici, IUSS Press

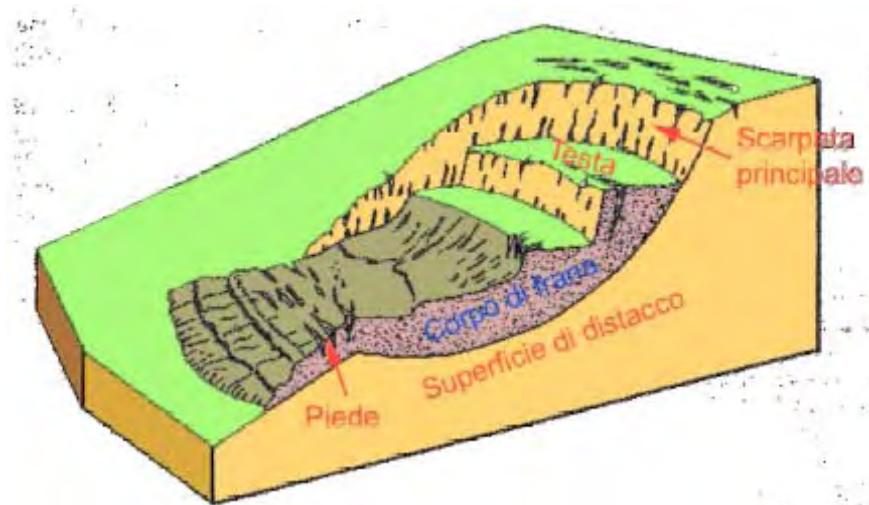
16.7 I dissesti dovuti alle frane

Una frana è un movimento di masse di terreno o di roccia costituenti un pendio, limitate da una superficie ben definita, con direzione verso il basso o verso l'esterno del pendio stesso (Varnes 1958).

Le frane si manifestano quando la resistenza allo scivolamento del terreno lungo la potenziale superficie di scivolamento è inferiore alla forza di trascinamento del corpo di frana. Lo schema in basso illustra il fenomeno:



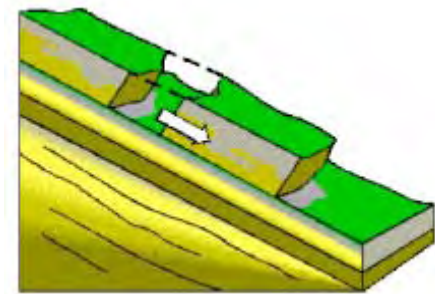
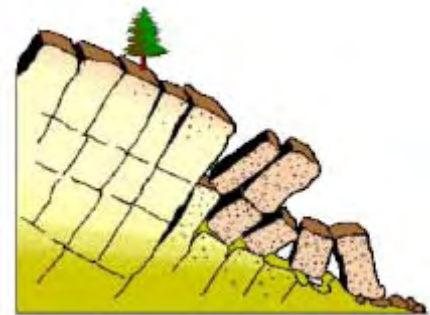
Nella seguente figure sono illustrati gli elementi significativi di una frana:



Secondo la classificazione di Varnes del 1978 esistono 6 tipologie di frane:

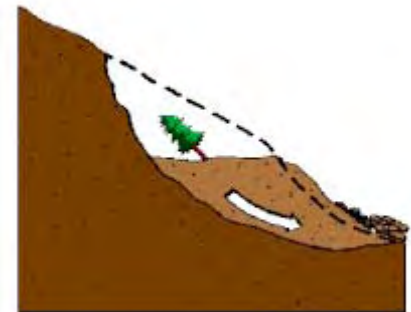
- Le frane da crollo
- I ribaltamenti
- Le colate
- Gli scivolamenti
- Le espansioni laterali
- Le frane complesse

Le frane da **crollò e da ribaltamento** si manifestano prevalentemente in terreni rocciosi molto acclivi e sono molto rapide e con pochi segnali premonitori. I Vigili del Fuoco devono osservare attentamente le forme del territorio e vedere se la zona oggetto di sopralluogo è sede di altri crolli o meno e se sono stati già effettuati interventi di ripristino dei versanti.

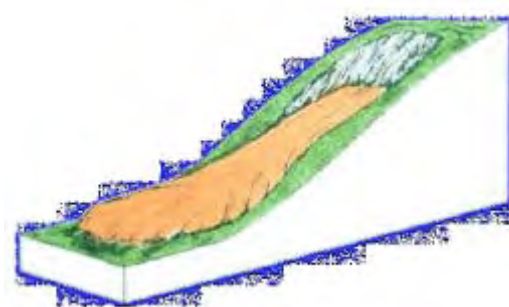


Le frane da **scivolamento** possono manifestarsi sia in zone rocciose che lungo versanti caratterizzati da terreni sciolti. Si manifestano lungo piani di scorrimento e di discontinuità per le rocce e lungo superfici concoidi (a "cucchiaio") nelle terre.

Dette frane possono attivarsi a seguito di eventi meteorici



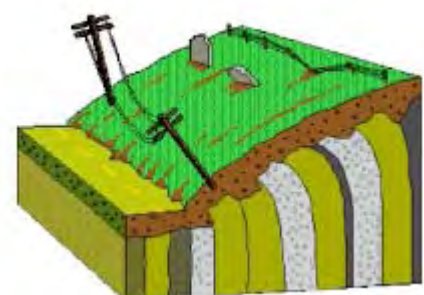
importanti e possono essere caratterizzate anche da velocità di avanzamento notevoli. Possono verificarsi con o senza segnali premonitori. E' comunque bene accertarsi se sono presenti superfici di discontinuità affioranti in superficie e se sono presenti fessurazioni lungo i manti stradali o inclinazioni di pali della luce o disassamenti di steccati o deformazioni significative di muri di sostegno.



Le **colate** possono avvenire sia in roccia (raramente) che in terra. Sono caratterizzate da movimenti piuttosto lenti del terreno e le forme del territorio che ne possono evidenziare la presenza sono le stesse indicate per le frane da scivolamento.

Le **espansioni laterali** sono frane da crollo o da ribaltamento con direzione della caduta verso l'esterno del corpo di frana mentre le frane **complesse** sono quelle caratterizzate da più meccanismi contemporanei.

Oltre alle frane indicate esistono le frane superficiali di cui quella da **creep** sono un esempio. Esse interessano spessori limitati di terreno e possono essere dovute a notevoli deformabilità del terreno (per il creep) o da scivolamenti di modeste coltri di terreno o roccia.



16.8 Il comportamento al fuoco dei materiali

In questa sezione sarà analizzato brevemente il comportamento al fuoco dei quattro materiali utilizzati correntemente nell'edilizia: cemento armato, legno, acciaio e muratura evidenziandone gli aspetti salienti.



Senza dubbio quello con il comportamento migliore, per il **cemento armato** si può dire che fintanto che non viene raggiunta una temperatura di 500°C dalle barre di armatura non ci sono problemi.

Mediante metodi empirici, come quelli riportati nella pubblicazione di cui è riportata la copertina a lato (1950) è possibile risalire alla massima temperatura raggiunta dalla superficie del calcestruzzo durante l'incendio osservandone la colorazione dopo il raffreddamento. Leggendo le prime due colonne della tabella riportata in basso relativa alla malta di cemento, si vede che a circa 300°C essa passa dal colore grigio al colore rosato per poi scurirsi intorno ai 400°C e poi schiarirsi fino al grigio chiaro fino ai 1000°C. Questa indicazione è utile per la valutazione della resistenza del calcestruzzo dopo un incendio. Il colore rosato è indice di un discreto cemento termico ma non di un severo degrado delle proprietà meccaniche.

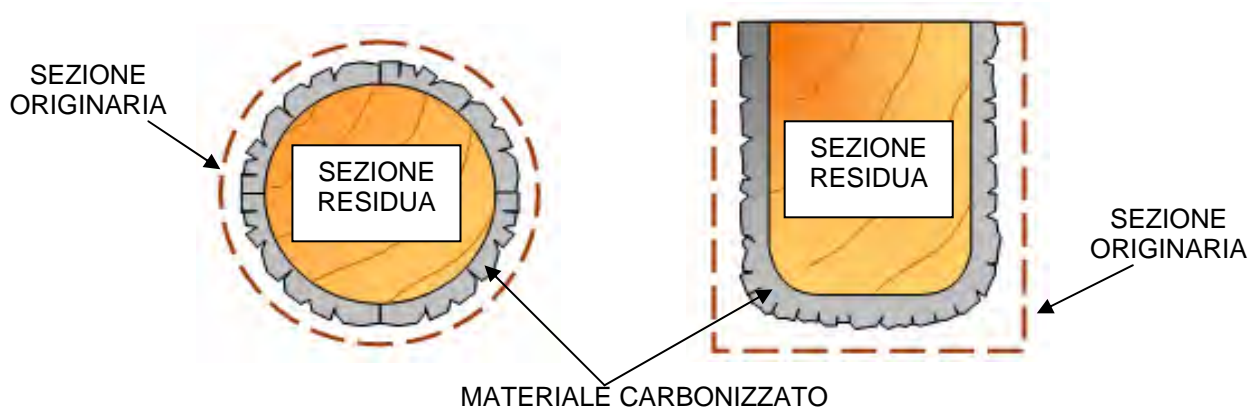
Sempre per il calcestruzzo armato, il fenomeno del distacco esplosivo del copriferro (altrimenti detto "spalling") è un fenomeno pericoloso e indica di un notevole degrado delle proprietà meccaniche. Detto fenomeno si manifesta per effetto del brusco incremento di volume dell'acqua intrappolata nella pasta di cemento all'atto della presa del cemento. La pressione raggiunta dal vapore può determinare la rottura parziale delle sezioni di calcestruzzo con conseguente riduzione delle sezioni resistenti. Il classico crepitio che si ascolta durante un incendio di manufatti in cemento armato è indice di tale fenomeno nonché della rottura delle pignatte di cui sono costituiti i solai.



Particolare attenzione va prestata nei confronti delle strutture prefabbricate: lo scarso grado di vincolo delle membrature costituenti caratteristico delle tipologie costruttive consente alle travi notevoli allungamenti liberi sui sostegni e quindi non sono rari fenomeni di crollo parziale legati alla

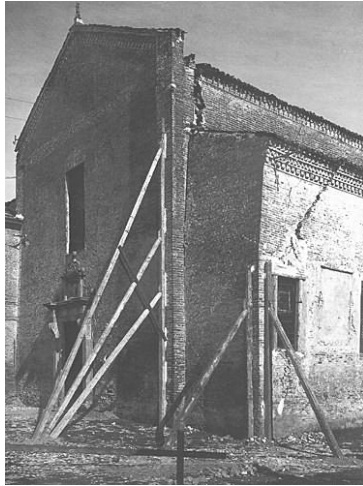
perdita degli appoggi anche in fase di raffreddamento. Per tale motivo è bene prestare notevole attenzione anche ad incendio spento!!!

La **muratura** non presenta di per sé grossi problemi se non quelli legati al degrado della malta come per il calcestruzzo mentre le strutture lignee hanno sorprendentemente un comportamento molto buono nei confronti dell'incendio. Il **legno** vede ridursi progressivamente la sua sezione resistente al crescere della temperatura in virtù della carbonizzazione della sua superficie. Proprio lo strato carbonizzato (il cui avanzamento può essere **cautelativamente** assunto pari ad **un millimetro al minuto** in condizioni di incendio standard) riesce a proteggere il cuore incombusto del legno che presenta temperature inferiori a 200°C conservando intatta la resistenza meccanica. In fase di sopralluogo post incendio si dovrebbe decorticare la parte combusta di legno per verificare lo spessore intatto degli elementi strutturali e quindi stimare la capacità portante degli stessi per pianificare gli eventuali interventi urgenti di presidio per la salvaguardia delle strutture. La figura in basso schematizza il processo di carbonizzazione progressiva del legno. E' evidenziato con linea tratteggiata il profilo originario delle membrature, lo spessore della parte carbonizzata e il cuore incombusto.



Le **strutture metalliche** presentano un pessimo comportamento al fuoco. Sebbene la loro temperatura critica (ossia temperatura di collasso) si aggiri intorno ai 500°C come per il calcestruzzo, i tempi di riscaldamento ne sono di gran lunga inferiori. Una struttura in acciaio non protetta e sottoposta ad un incendio generalizzato resiste al massimo 10 minuti prima di crollare! L'acciaio, si sa, non si fessura ma si deforma notevolmente se riscaldato. E' bene prestare la massima attenzione durante le fasi di spegnimento di un incendio perché i crolli delle strutture metalliche sono molto probabili.

17 LE OPERE PROVVISORIALI NEL SOCCORSO TECNICO URGENTE



“La Casa dell'Oratore ha sofferto moltissimo, e per rendersi alla meglio sicuro ha riparato provisionalmente con de' Puntelli ”

(Terremoto del 30.09.1789 della Valtiberina – testimonianza da Citerna)

17.1 Aspetti generali

Con il termine “opere provvisorie nel soccorso tecnico urgente” ci si riferisce agli insiemi d'interventi urgenti e provvisori necessari per:

- evitare il progredire del danno strutturale (Fig. 17.1);
- e/o per tutelare l'incolumità delle persone (Fig. 17.2);
- e/o per poter riutilizzare rapidamente le strutture che presentano danni localizzati (Fig. 17.3).



Figura 17.17



Figura 17.2



Figura 17.3

Queste opere, possono essere utilizzate non solo per collaborare parzialmente o totalmente alla resistenza degli edifici danneggiati, ma anche per permettere il normale svolgimento di attività ubicate vicino a strutture danneggiate più o meno severamente.

Per ottenere un efficace intervento, è opportuno correlare il tipo di danneggiamento con le tipologie di opere provvisoriale da adottare, attraverso un procedimento che si sviluppa secondo queste fasi:

- 1) Riconoscimento della tipologia edilizia;
- 2) Valutazione dell'entità del danno;
- 3) Riconoscimento del meccanismo di danno;
- 4) Valutazione della necessità dell'intervento provvisoriale, sulla base di 1) e 2)
- 5) Individuazione della tipologia d'intervento provvisoriale;
- 6) Realizzazione dell'opera provvisoriale.

Le fasi 1, 2, 3 e 4 sono state già trattate nei capitoli precedenti, in questo capitolo si affronta l'aspetto relativo all'individuazione del più idoneo intervento provvisoriale, una scelta che dovrà avvenire all'interno delle seguenti tipologie:

- Puntelli;
- Tiranti;
- Cerchiature;
- Demolizioni.

17.2 Puntelli

I puntelli sono elementi provvisori di sostegno alla costruzione danneggiata. Si tratta di aste sollecitate esclusivamente o prevalentemente a compressione (vedi Fig. 17.4)

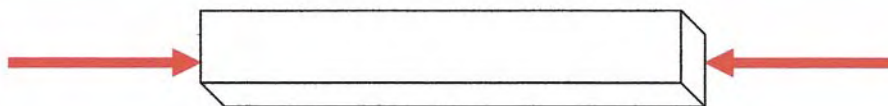


Figura 17.4

Una prima classificazione, basata sul tipo di resistenza offerta, porta a dividere questi elementi in

- puntelli di ritegno (vedi Fig 17.5a);
- puntelli di sostegno (vedi Fig. 17.5b).

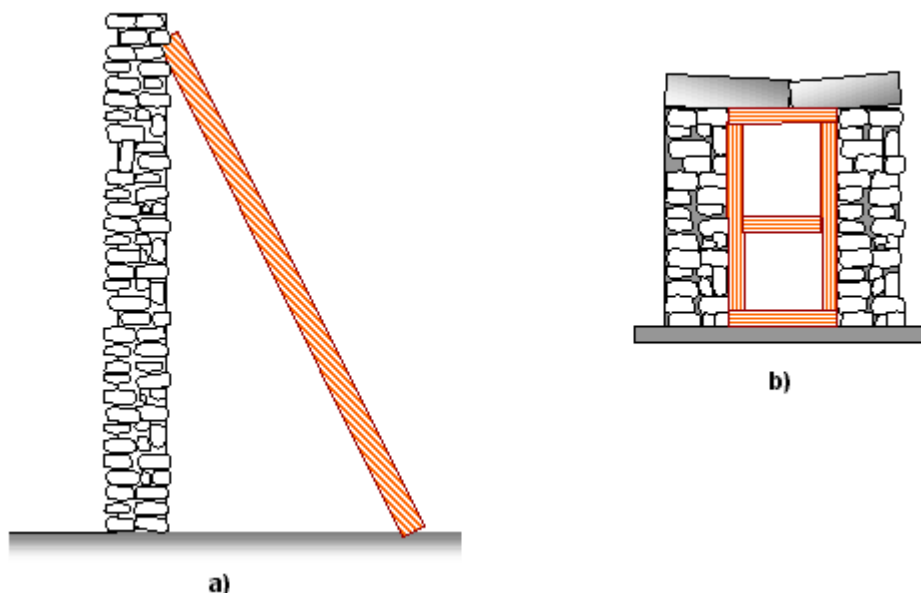


Figura 17.5

I puntelli di ritegno hanno lo scopo di opporsi ad eventuali cedimenti che possono manifestarsi con rotazioni o ribaltamenti di parti strutturali, mentre i puntelli di sostegno si oppongono alle traslazioni verticali della struttura o di una sua parte.

Una seconda classificazione prende, invece, in considerazione la loro inclinazione. Questo criterio, porta all'individuazione di due tipi di puntelli:

- puntelli verticali;
- puntelli inclinati;

Generalmente, i puntelli di sostegno sono verticali e realizzati con materiali tradizionali: legno, acciaio e in muratura. Spesso si ricorre all'utilizzo di puntelli commerciali in acciaio, i quali

presentano notevoli vantaggi per rapidità e praticità nell'installazione (vedi Fig. 17.3 e Fig. 17.6 quando le altezze in gioco non superano i 4 m, essendo concepiti specificamente per assolvere tale funzione. Una buona alternativa, anche se più complicata perché prevede una messa in opera più lenta, è rappresentata dai sostegni in legno (vedi Fig. 17.7).



Figura 17.6



Figura 17.7

Si fa ricorso alla muratura, quasi esclusivamente per gli interventi di puntellamento dei vani finestra e delle aperture in genere, per i quali questa tipologia, applicata in forma di tamponatura, resta tra le più efficienti nei confronti della resistenza globale della struttura (Vedi Fig. 17.8).



Figura 17.8

Generalmente si ricorre ai puntelli di sostegno per sostenere solai e architravi dissestati (vedi Fig. 17.3) o per supportare colonne o pareti che hanno subito una perdita della loro capacità portante. Un particolare tipo di puntelli di sostegno è rappresentato dai sistemi di centinatura per archi e volte (vedi Fig. 17.9, Fig 17.10 e Fig 17.11)

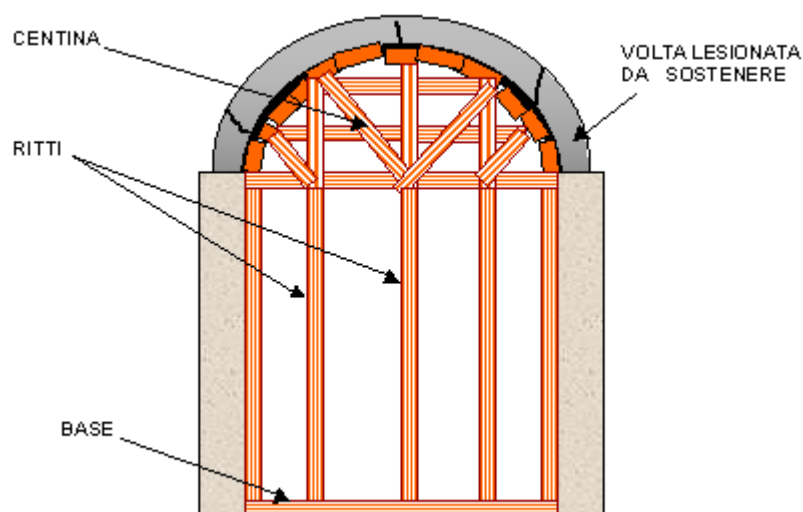


Figura 17.9

Volta a crociera

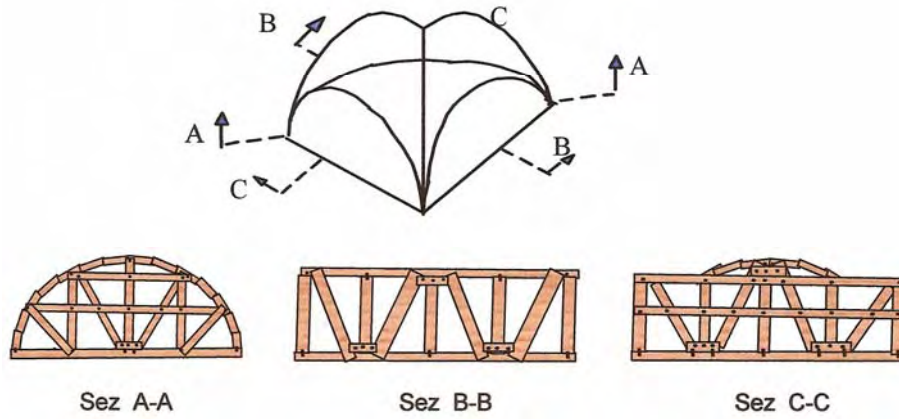


Figura 17.10

Volta a padiglione

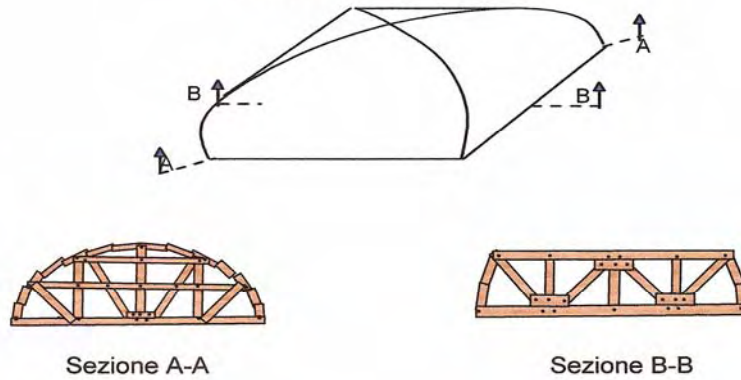


Figura 17.11

I puntelli di ritegno sono generalmente puntelli inclinati utilizzati per contrastare meccanismi di ribaltamento di pareti e, più in generale, di meccanismi di collasso globale dell'intera struttura (vedi Fig. 17.12).



Figura 17.12

La complessità della soluzione è legata all'entità e, soprattutto, al meccanismo di collasso che il sistema di puntellamento deve contrastare, nonché all'opera oggetto dell'intervento, passando dal puntello isolato sino alla realizzazione di vere e proprie strutture reticolari (vedi Fig. 12.13).

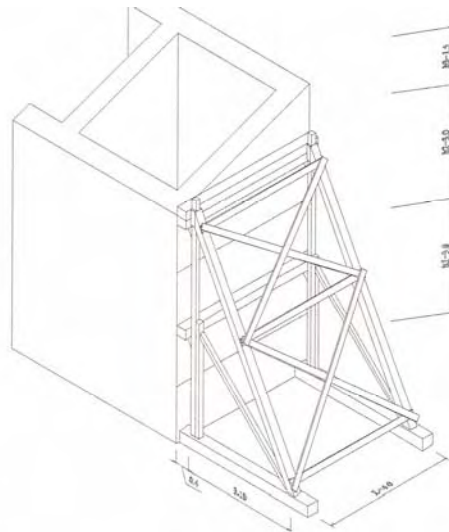


Figura 17.13

Il materiale più utilizzato per questo tipo di intervento è senza dubbio il legno, generalmente preferito per ragioni di praticità, montaggio e costo alle tipologie in acciaio. Il ricorso a queste ultime è in genere riservato alle situazioni più impegnative. Il legno utilizzato, generalmente di abete, essendo sollecitato di punta, deve essere sempre di prima scelta a fibra dritta. E' importante, inoltre, la mancanza di spaccature, la compattezza delle fibre diritte e la limitatezza dei nodi, mentre è essenziale la robustezza e stagionatura del legname, quando ha funzione di ripartizione di sforzi concentrati, come nel caso dei dormienti(vedi Fig. 17.14).

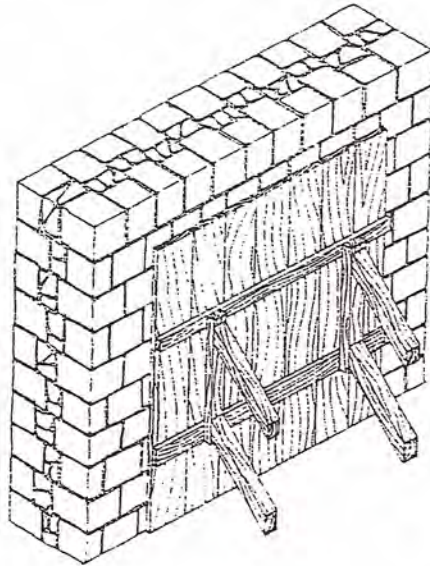


Figura 17.18

Frequente è l'utilizzazione di puntelli di contrasto, disposti tra l'immobile danneggiato e l'immobile ad esso prospiciente, contando sulla capacità di quest'ultimo di assorbire le spinte statiche determinate dal meccanismo di collasso attivato nell'immobile danneggiato e quelle dinamiche prodotte da scosse sismiche (vedi Fig. 17.15). Il vantaggio di questo sistema risiede nel fatto che, a differenza del sistema dei puntelli inclinati, non è di ostacolo alla viabilità.

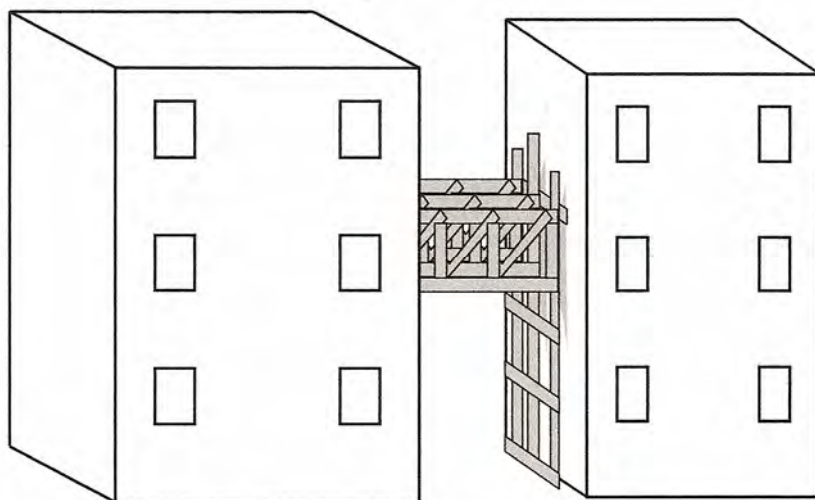


Figura 17.15

17.2.1 Accorgimenti tecnici nell'utilizzo dei puntelli

Nell'intervento di puntellamento, è necessario tener conto di una serie di aspetti tecnici che, se trascurati, renderebbero inefficace l'intervento. Allo stesso tempo, questi problemi possono essere brillantemente affrontati e risolti attraverso dei semplici accorgimenti.

Si pensi, ad esempio, al pericolo di instabilità del puntello al carico di punta. Il rimedio, in questo caso, è rappresentato dalla aggiunta di elementi d'irrigidimento (rompitratti) che rendono il puntello meno esposto al pericolo di instabilità flessionale (vedi Fig. 17.16)

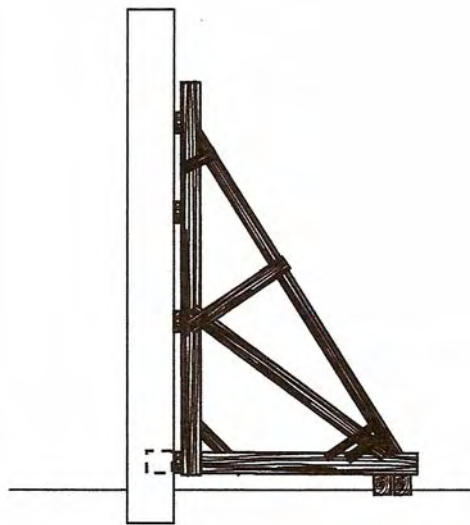


Figura 17.16

Un altro aspetto da considerare è il rischio di scorrimento lungo il muro di un puntello inclinato. Anche in questo caso la soluzione è semplice, basta irrigidire i nodi ed ancorare al muro alcuni organi della puntellatura (vedi Fig. 17.16 e Fig. 17.17)



Figura 17.17

Un grave limite del legno, è rappresentato dalla notevole variazione di volume che subisce al variare del grado d'umidità nell'aria. Queste variazioni, oltre un certo limite di altezza, risultano incompatibili per i puntelli. Per questa ragione, quando l'intervento riguarda altezze superiori a 6 – 7 metri, si preferisce ricorrere ad elementi metallici (vedi Fig. 17.18)



Figura 17.18

Occorre, inoltre, richiamare l'attenzione sulla necessità di evitare di trasmettere, attraverso la testa del puntello, elevate tensioni sul muro. A tale scopo, si frappone un dormiente tra la testa del puntello ed il paramento murario (vedi Fig. 17.14), con la funzione di ripartire l'azione su di un'area maggiore, riducendo così le tensioni sul muro.

Analogamente, il piede del puntello dovrà trovare una sede ampia, capace di abbassare il più possibile le tensioni sul terreno, per renderne trascurabili le deformazioni (vedi Fig. 17.19)

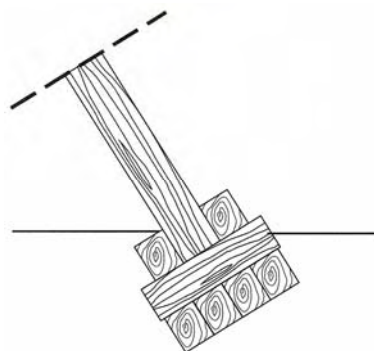


Figura 17.19

La testa del puntello, oltre ad essere a contatto con il dormiente, dovrà essere sempre posizionata in corrispondenza degli incroci murari (solaio – vedi Fig. 17.20 e/o muro di spina). Qualora ciò non fosse verificato, si parlerebbe di puntello applicato in “falso” che potrebbe causare, soprattutto in presenza di un’azione sismica, uno sfondamento del muro.

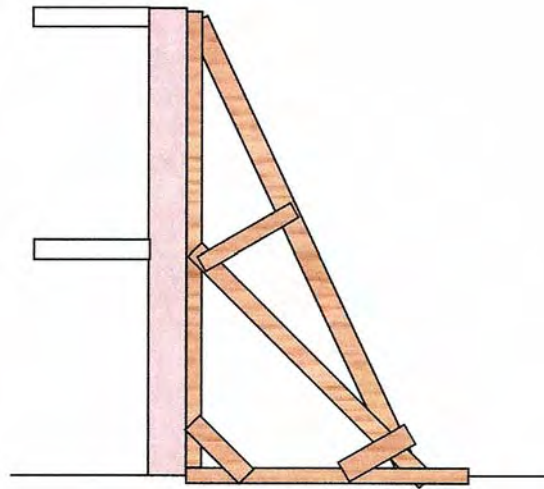


Figura 17.20

Quando s'interviene per un cedimento di un solaio posto ad un piano intermedio, non si può limitare l'intervento al solo solaio danneggiato, perché verrebbe messa a rischio la stabilità strutturale del solaio sottostante. E' necessario, in questo caso, innalzare i puntelli di sostegno, partendo dal piano più basso fino a raggiungere il solaio danneggiato (vedi Fig. 17.21).

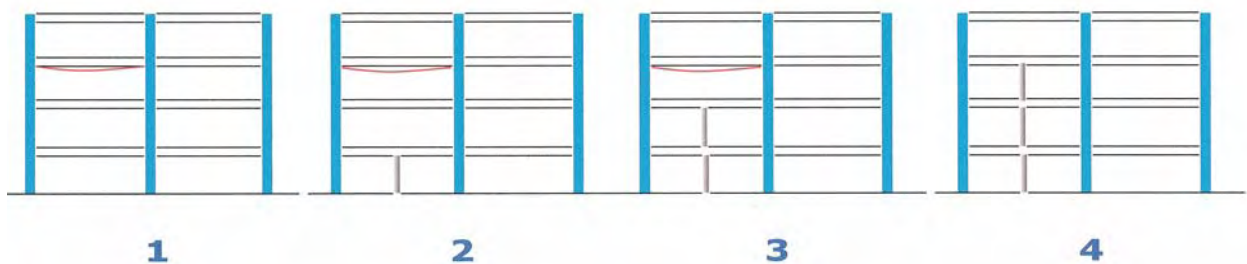


Figura 17.21

17.2.2 Esempi applicativi

Si riportano in questo paragrafo, alcuni esempi di puntellamenti di ritegno, effettuati durante un'emergenza sismica.

Il primo esempio riguarda il caso di distacco iniziale di una parete dal fabbricato (vedi Fig. 17.22).

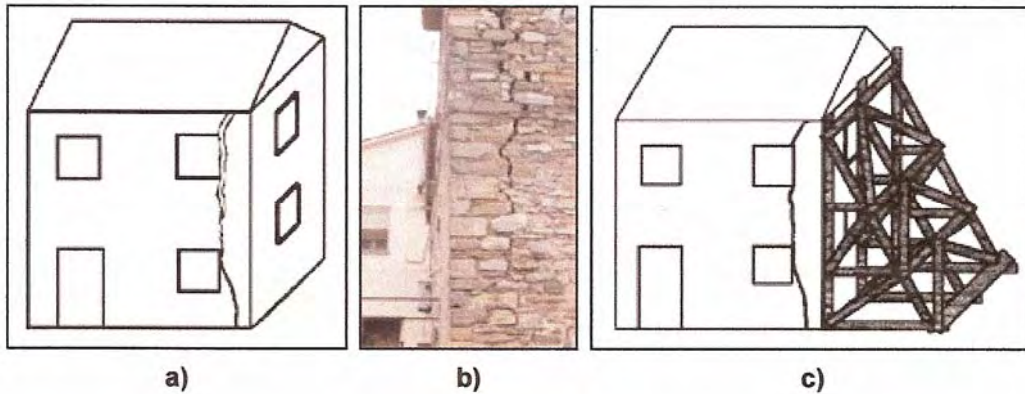


Figura 17.22

L'intervento proposto è il puntellamento della parete, che per altezze non superiori ai 6-7 metri, potrà essere realizzato in legno, mentre per altezze superiori diventerà necessario il ricorso agli elementi metallici. Questo intervento ha lo scopo di evitare il ribaltamento della parete fino a quando non saranno realizzati gli interventi definitivi di consolidamento strutturale.

Il secondo esempio riguarda il caso di lesione d'angolo di un edificio (vedi Fig. 17.23)

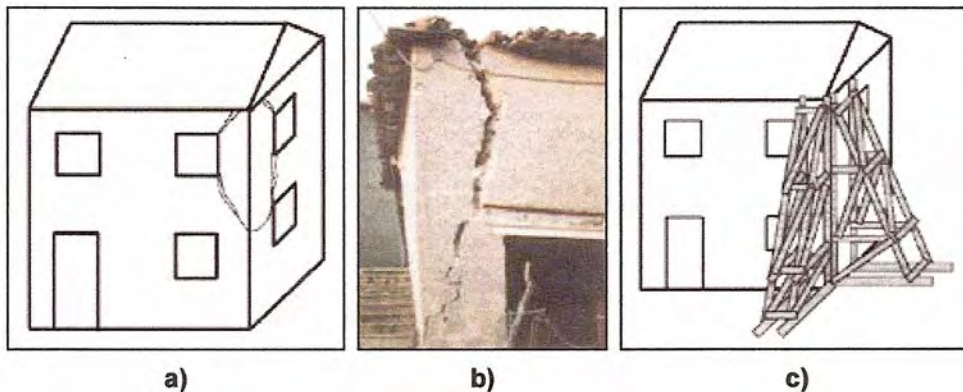


Figura 17.23

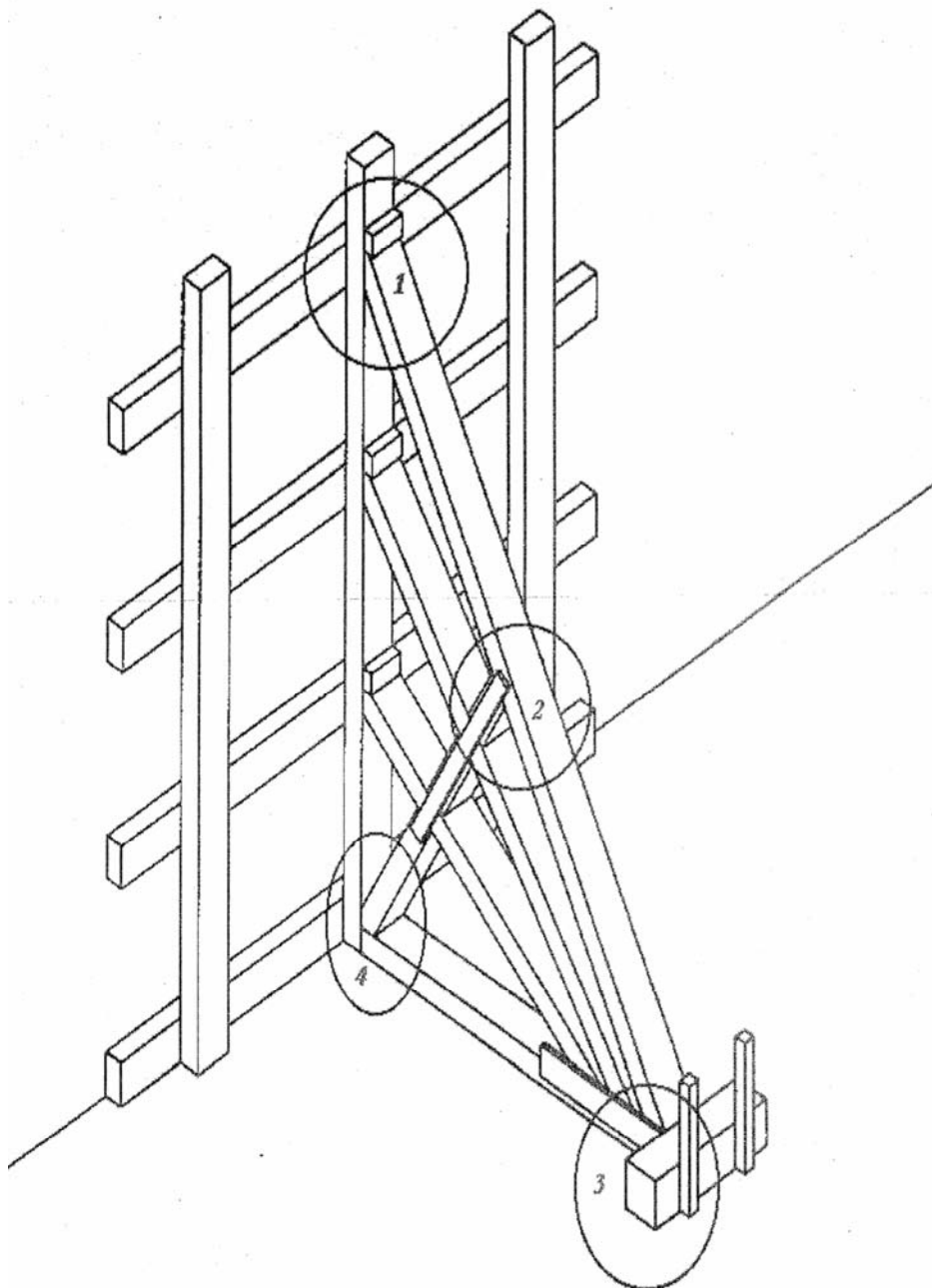
L'intervento proposto in questo caso, è il puntellamento delle due pareti interessate dal dissesto, per un'estensione limitata alla zona interessata dalla lesione. L'intervento ha lo scopo di evitare il crollo della massa muraria coinvolta dal dissesto, fino a quando non saranno eseguiti i lavori di ripristino definitivi. Sull'uso dei materiali, valgono le stesse considerazioni espresse nel caso precedente.

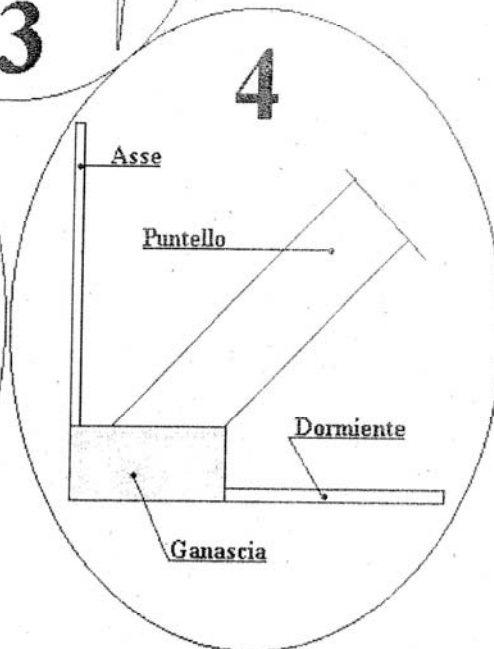
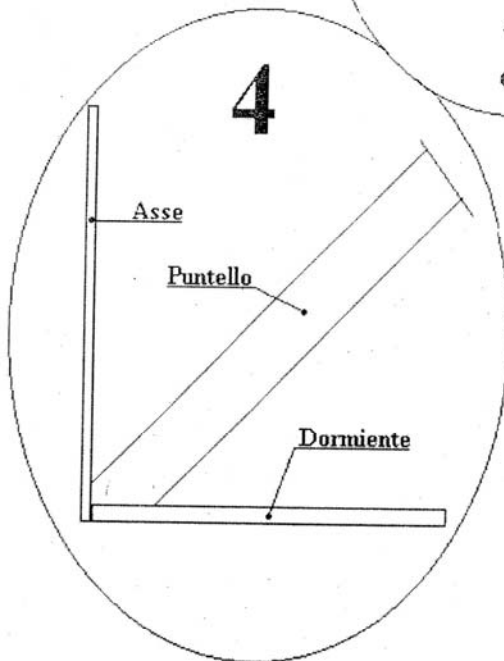
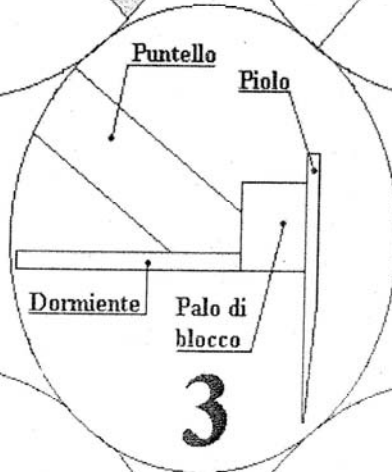
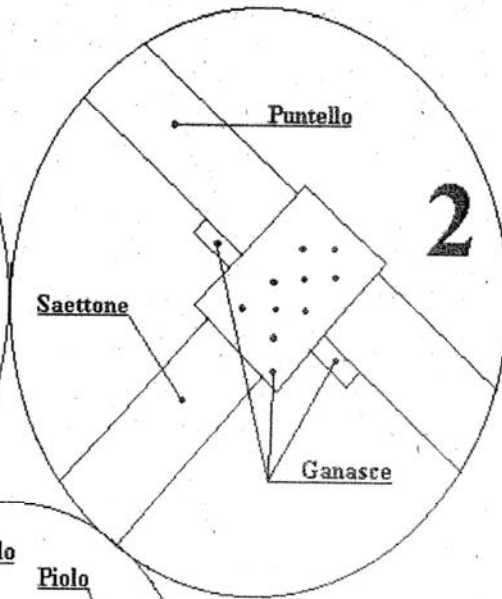
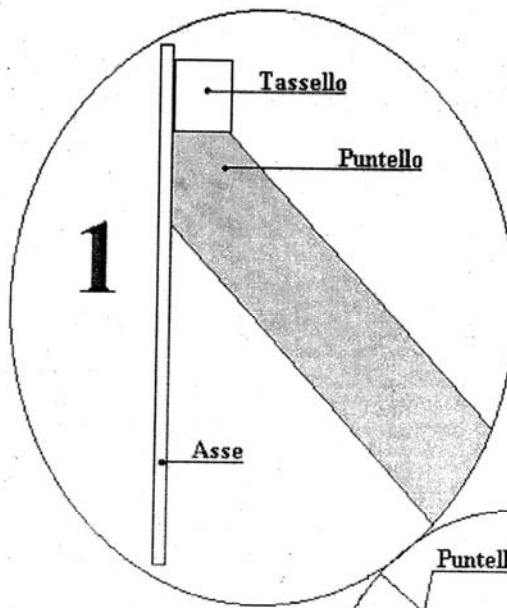
17.3 Dettagli costruttivi dei puntellamenti in legno

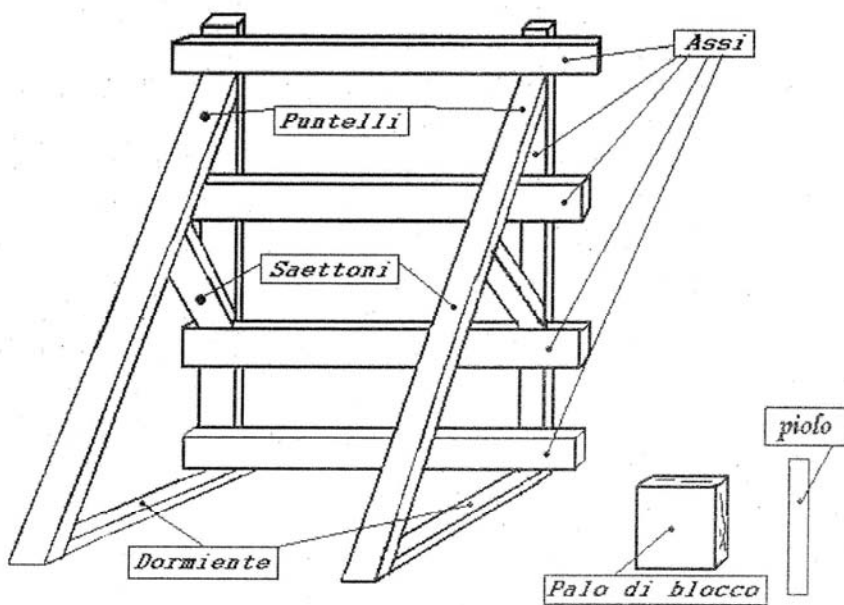
Nel presente paragrafo, sono riportati alcuni grafici di dettagli costruttivi, relativi a diverse tipologie di puntellamento in legno:

- puntellamenti di ritegno;
- puntellamenti di sostegno;
- puntellamenti di archi.

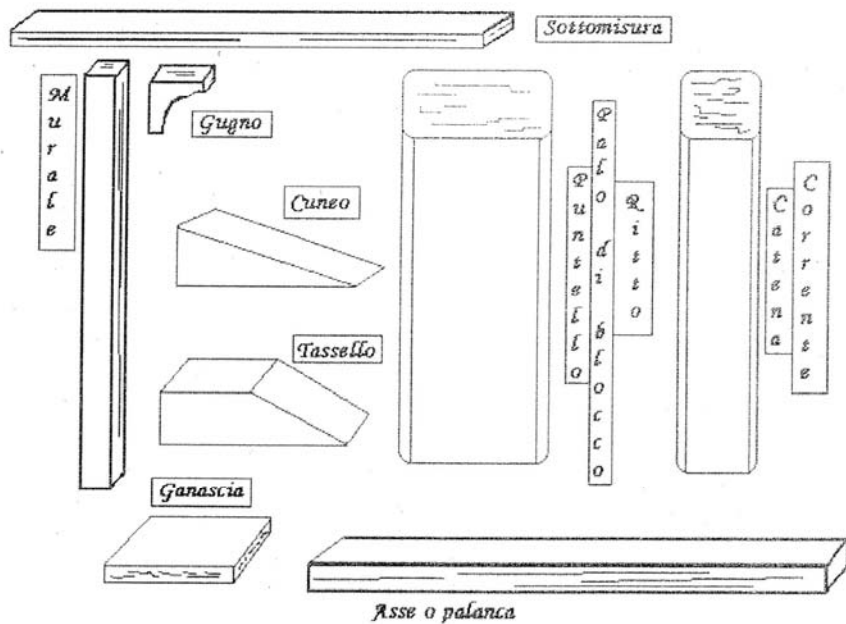
Questi elementi grafici sono da supporto alla fase di esercitazione, prevista nel presente modulo didattico.



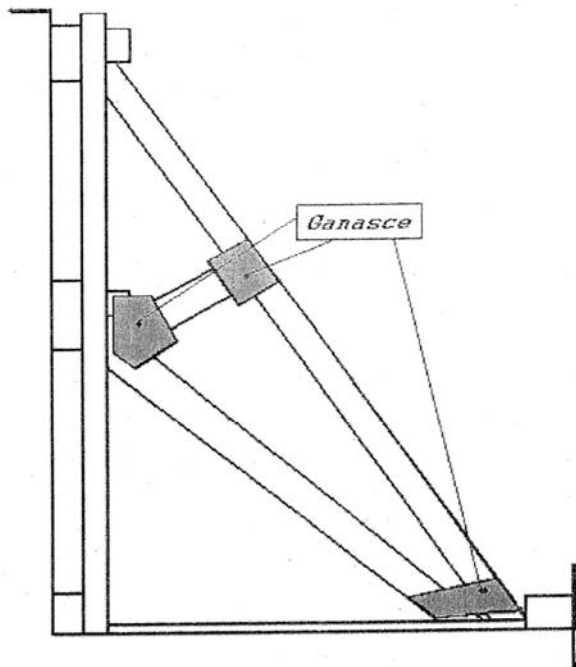
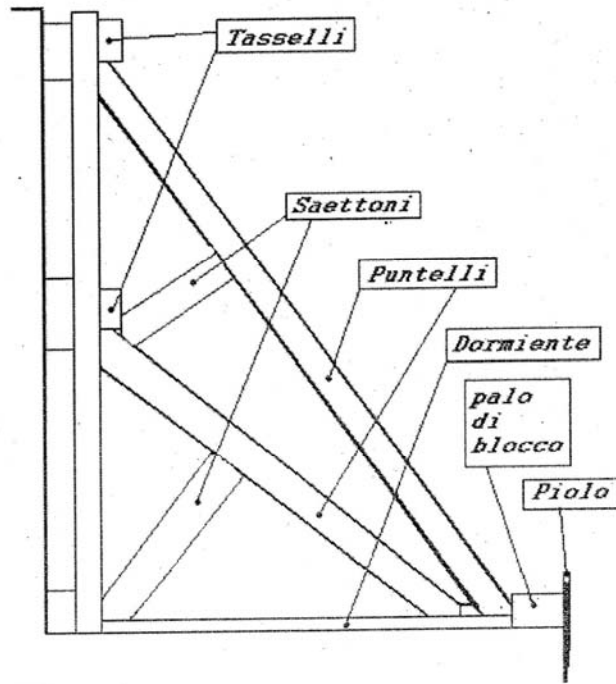


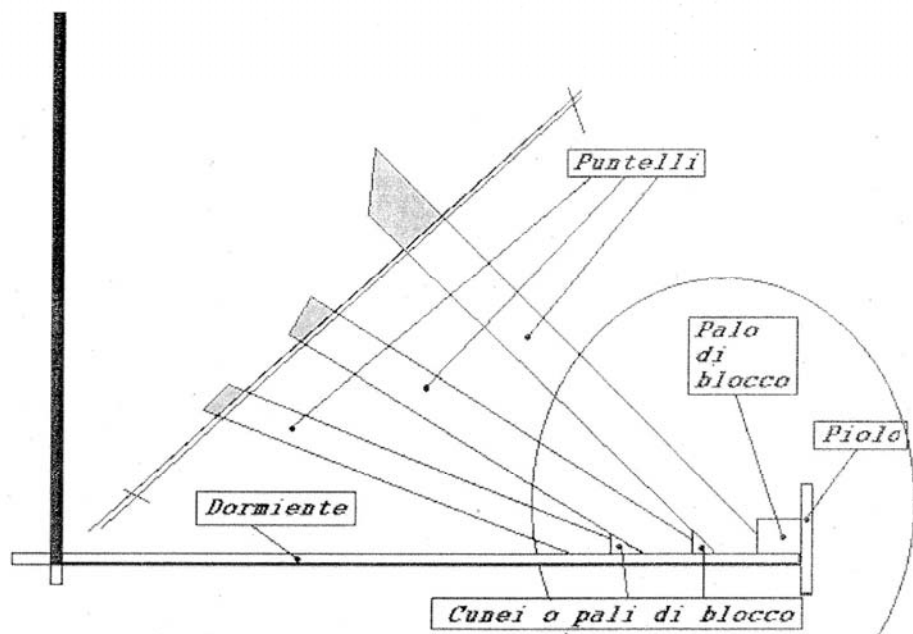
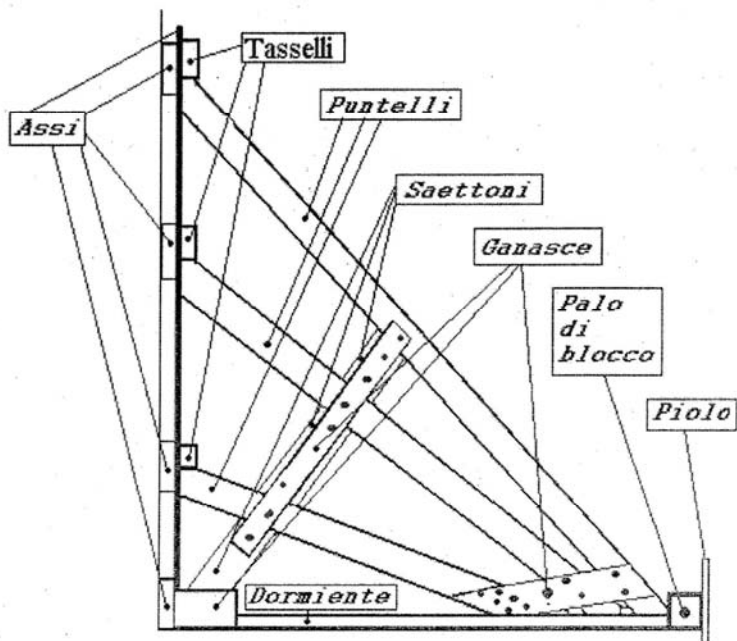


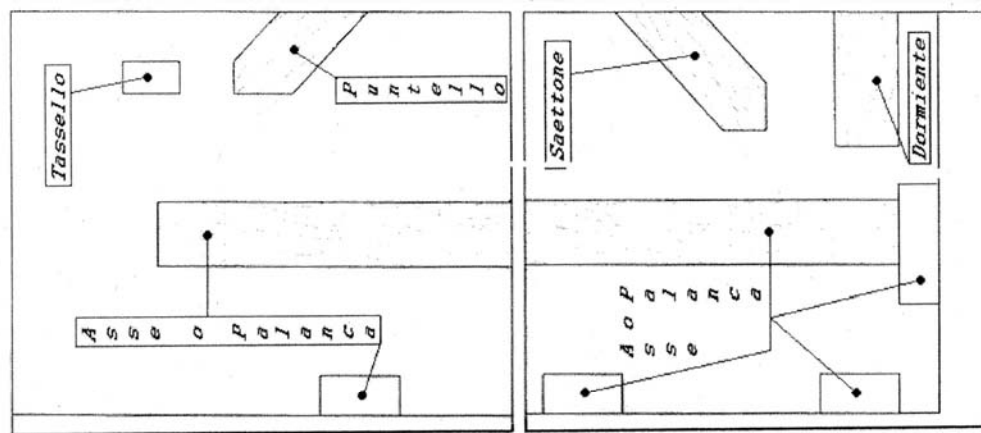
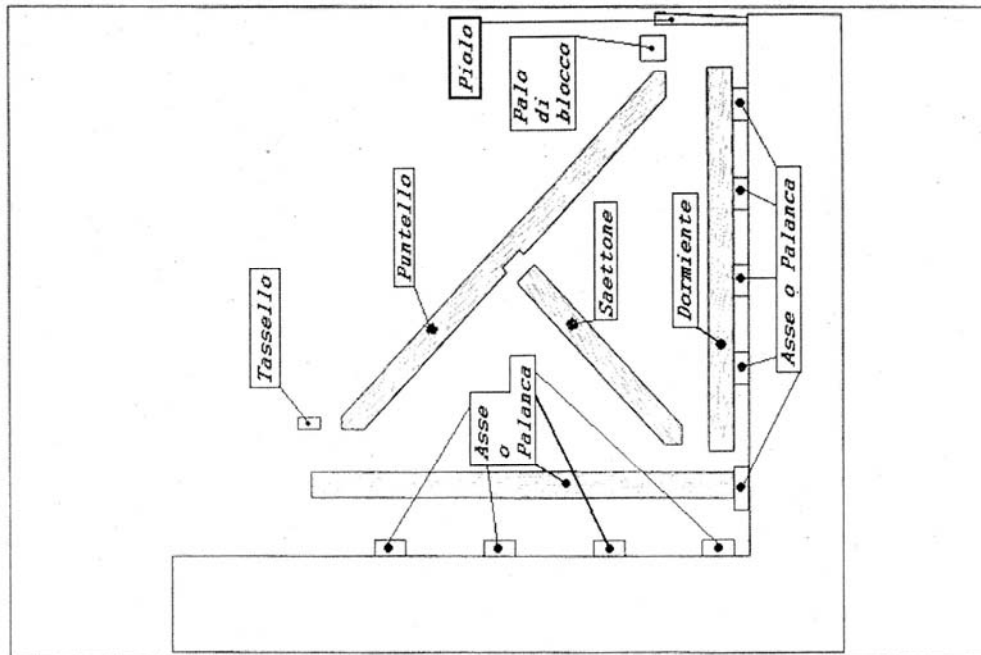
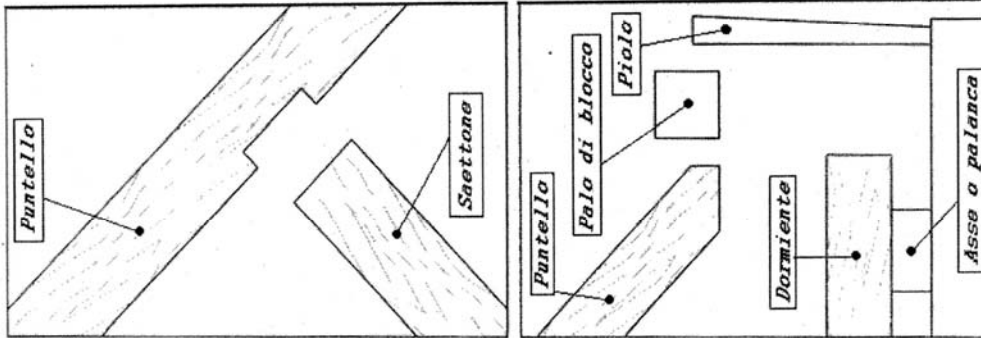
Individua gli errori formali in questo puntellamento

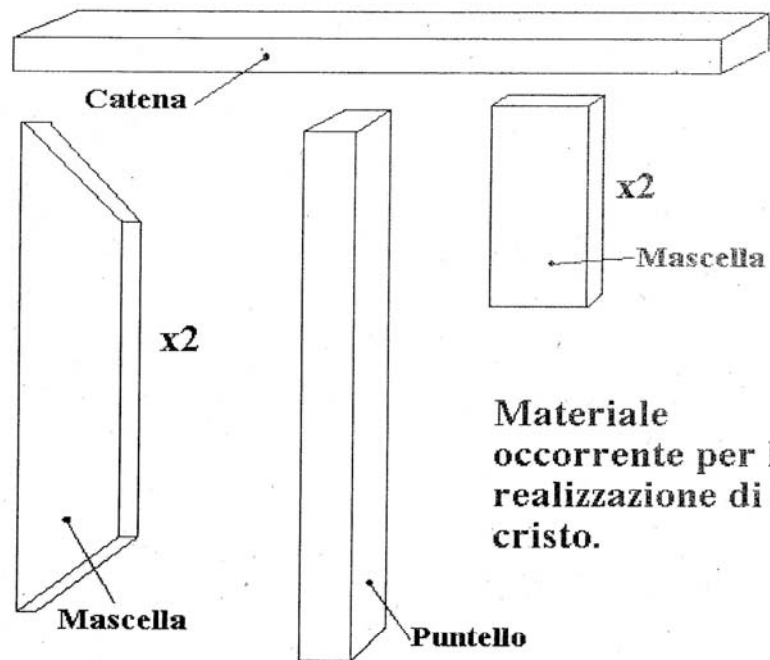
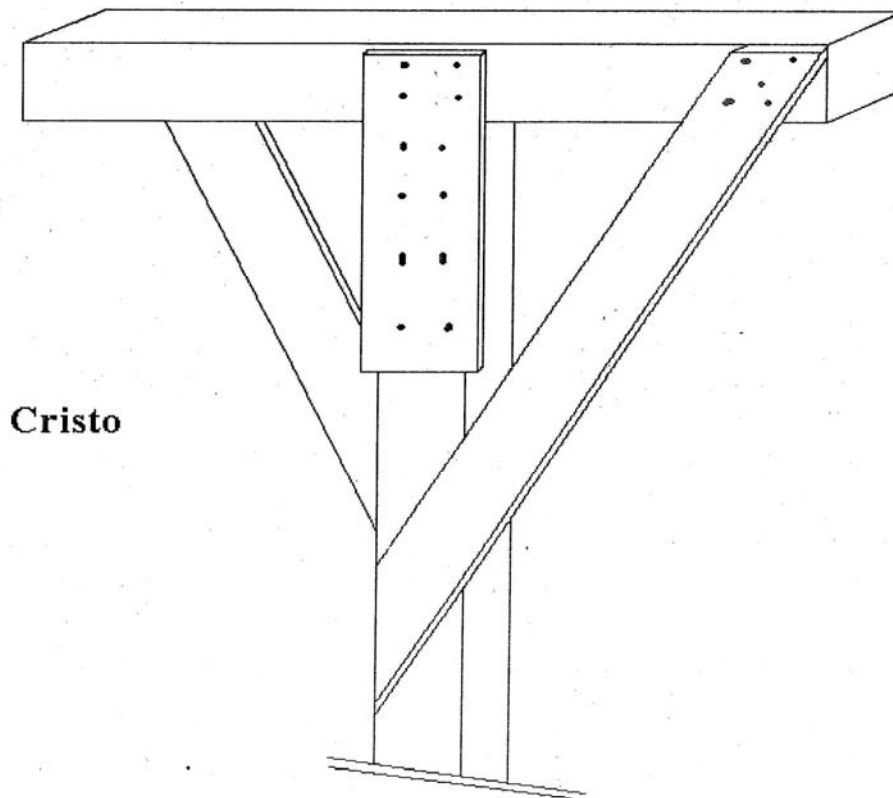


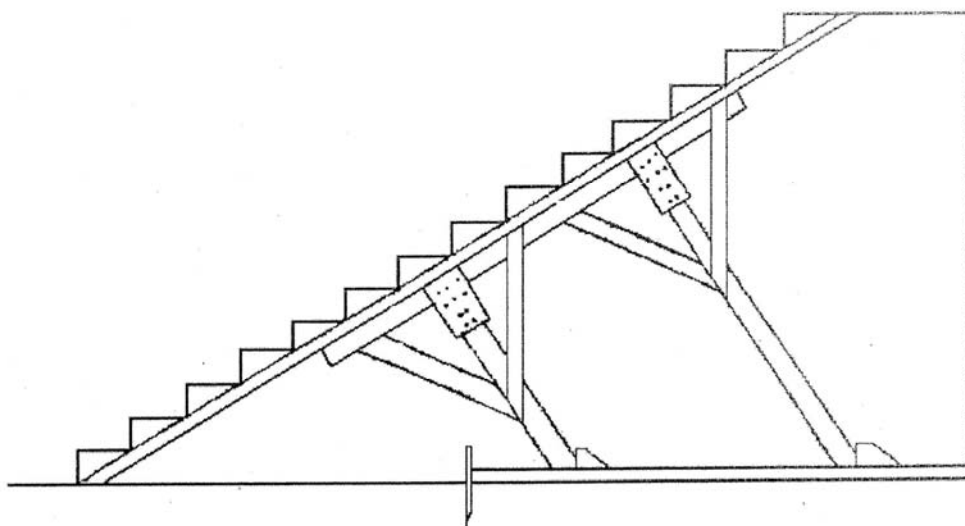
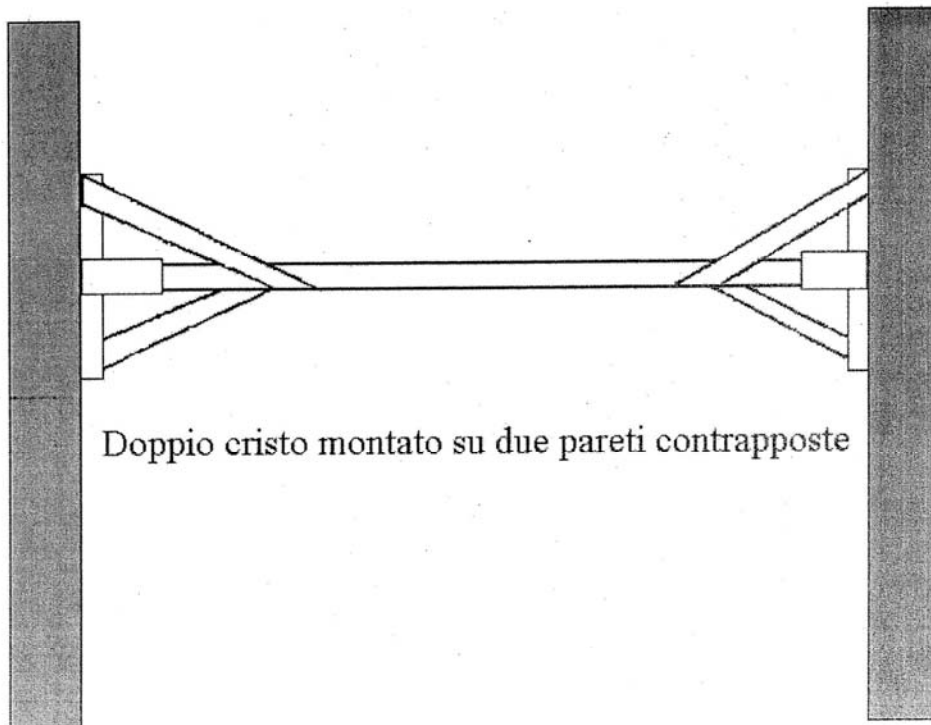
Nomenclatura del materiale in uso comune nei puntellamenti



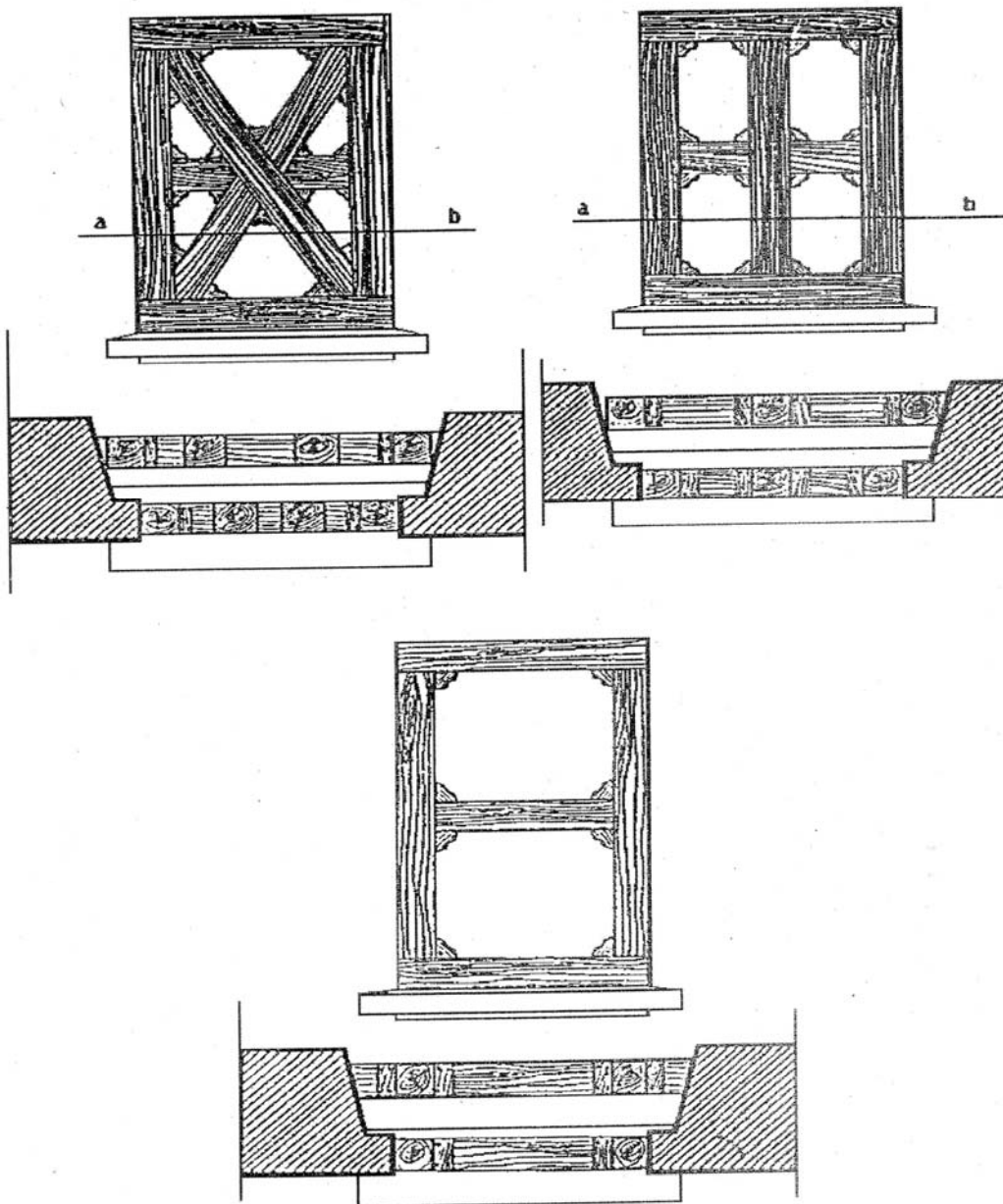




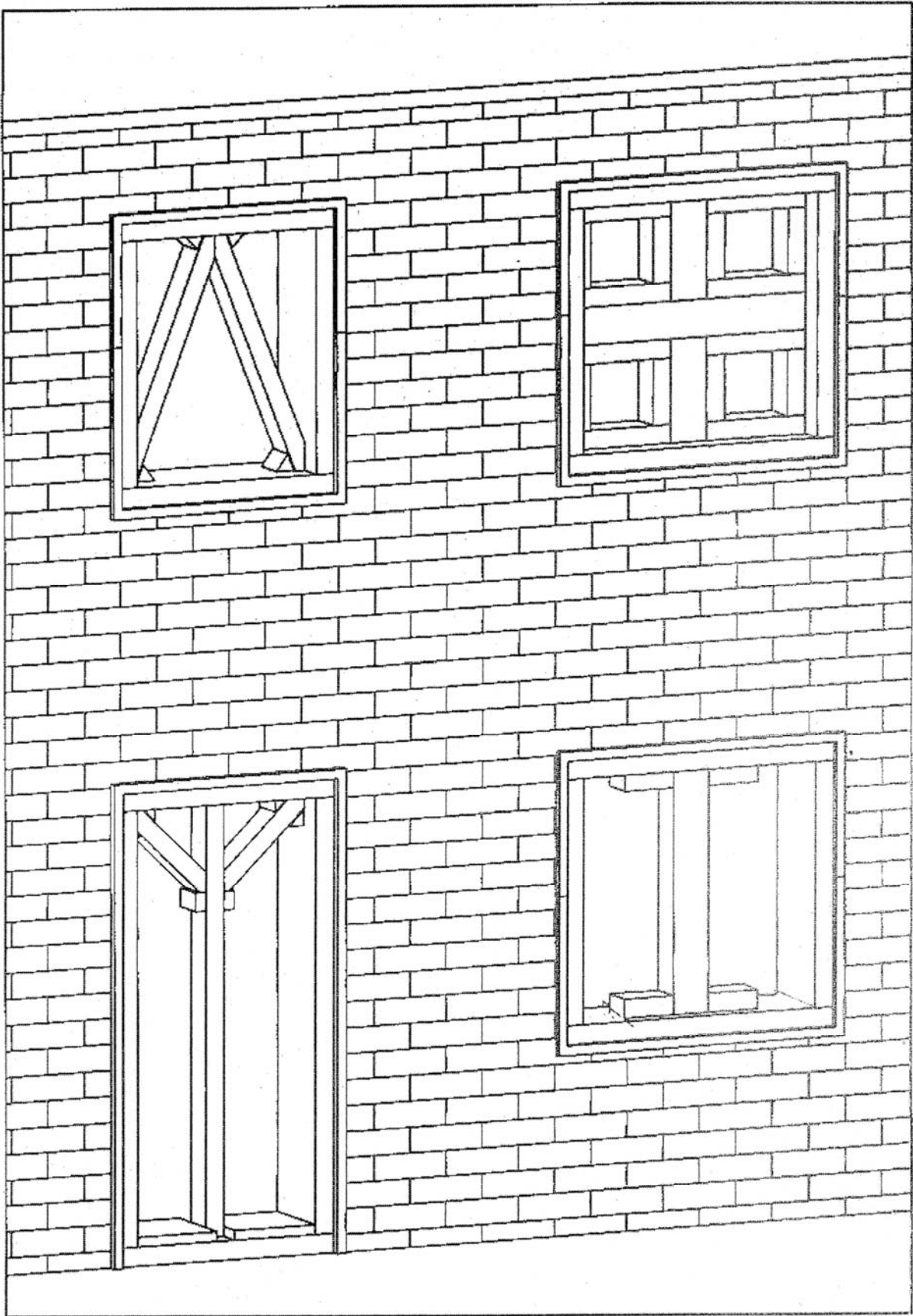


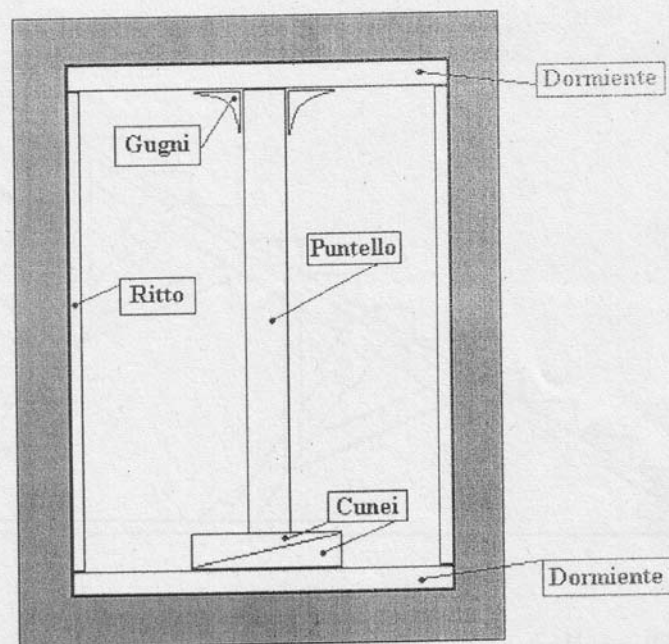
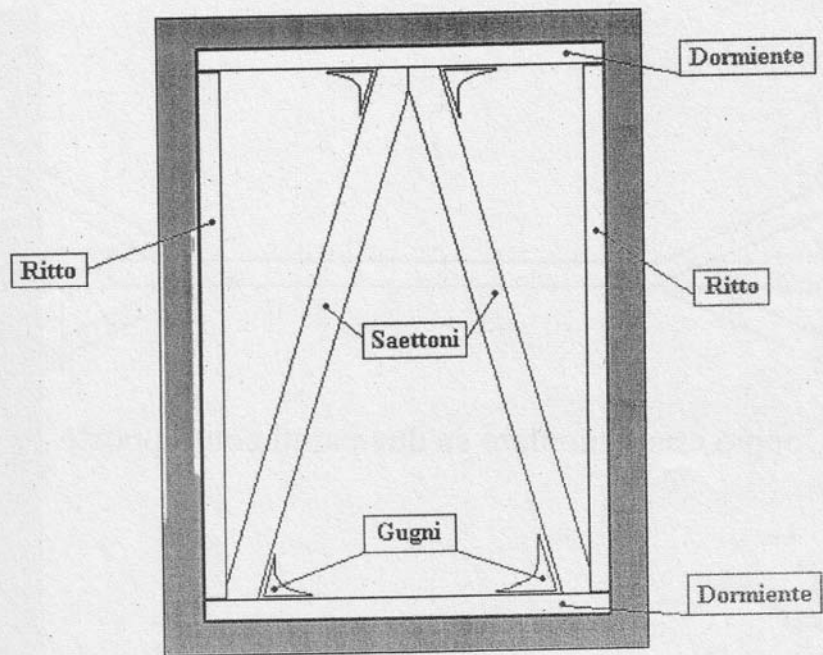


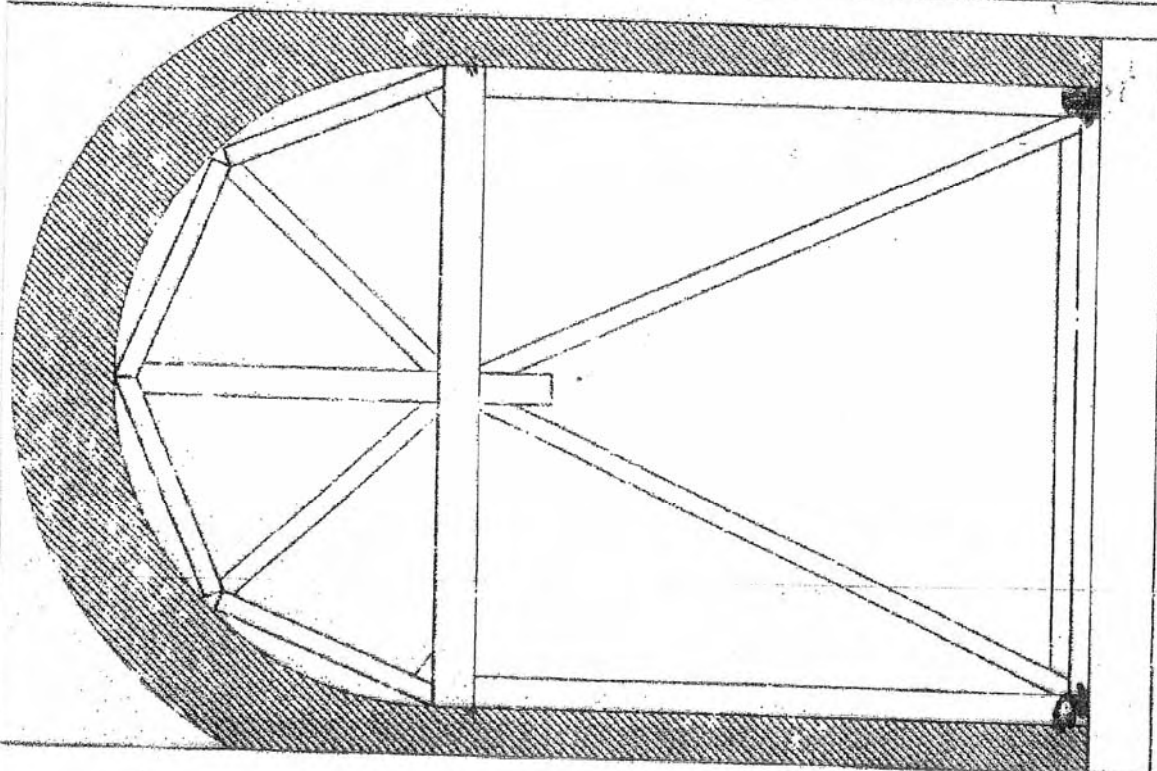
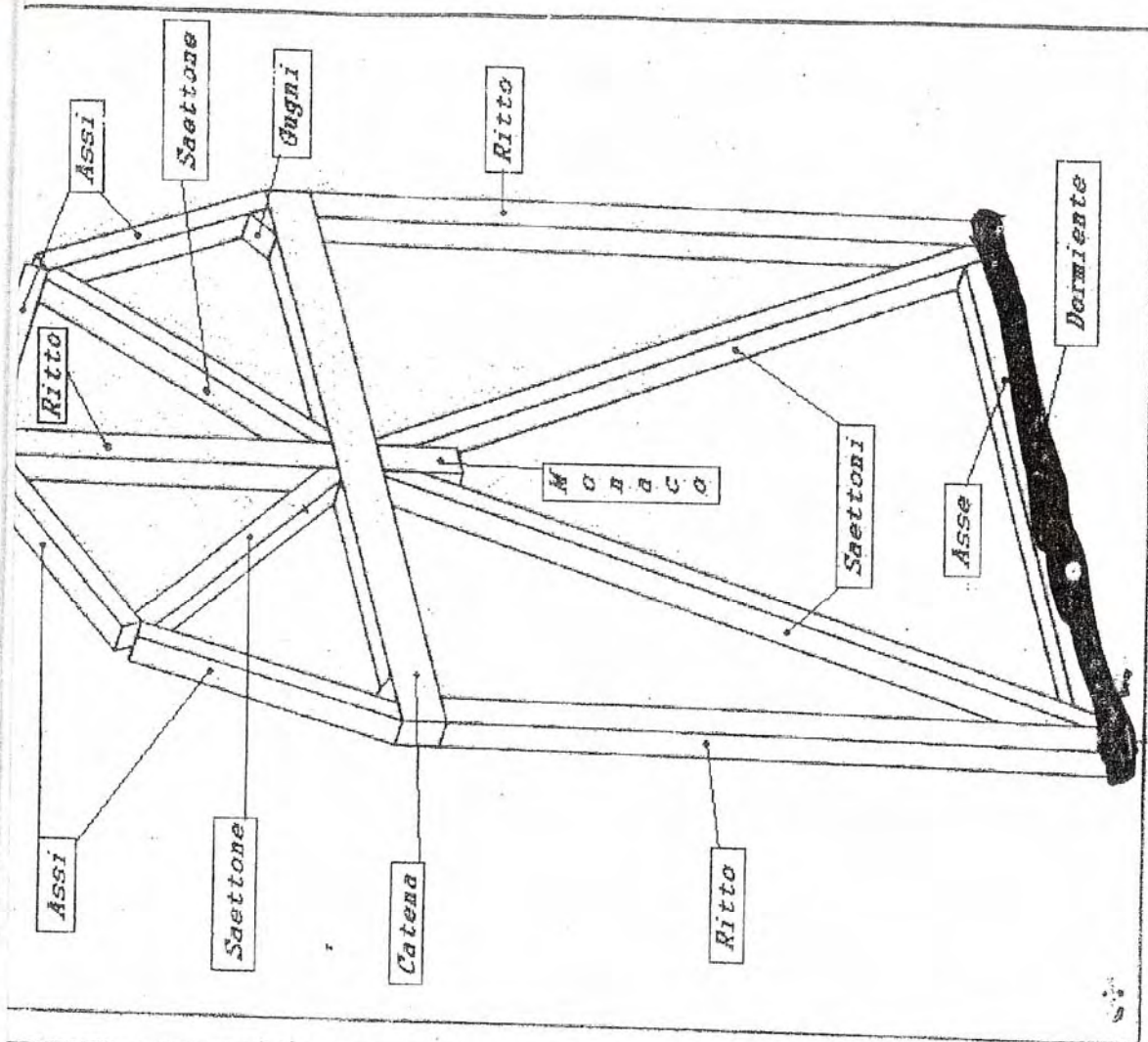
Puntellamento con cristi di una rampa di scale

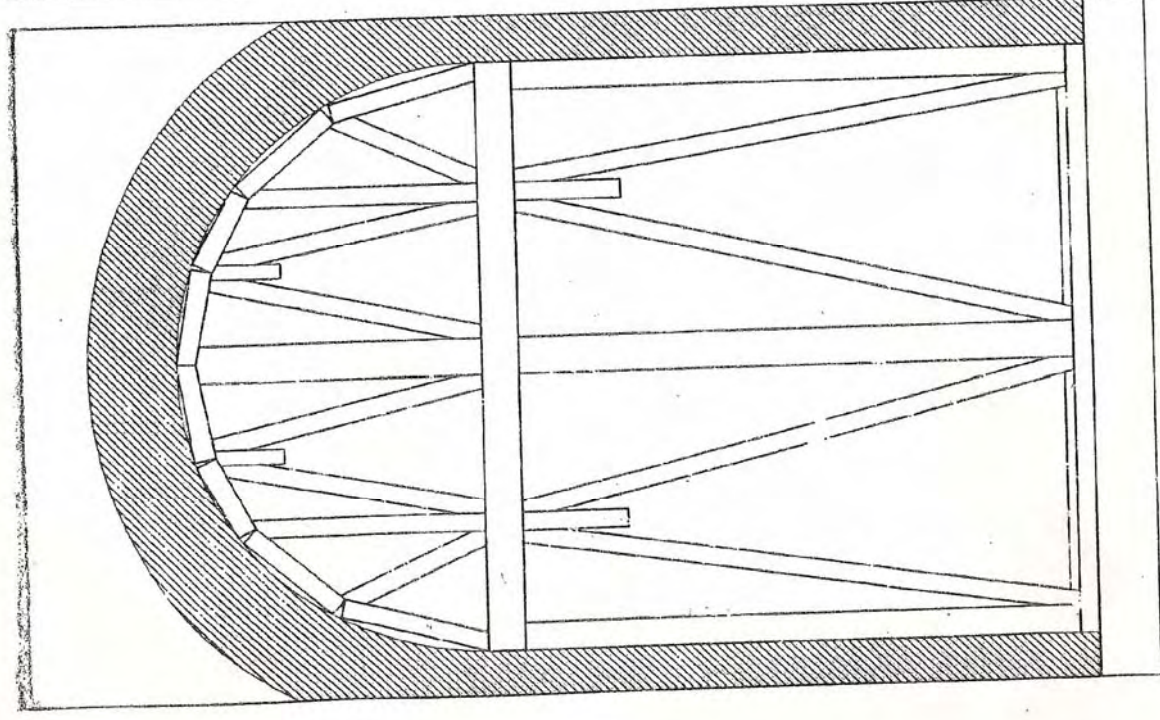
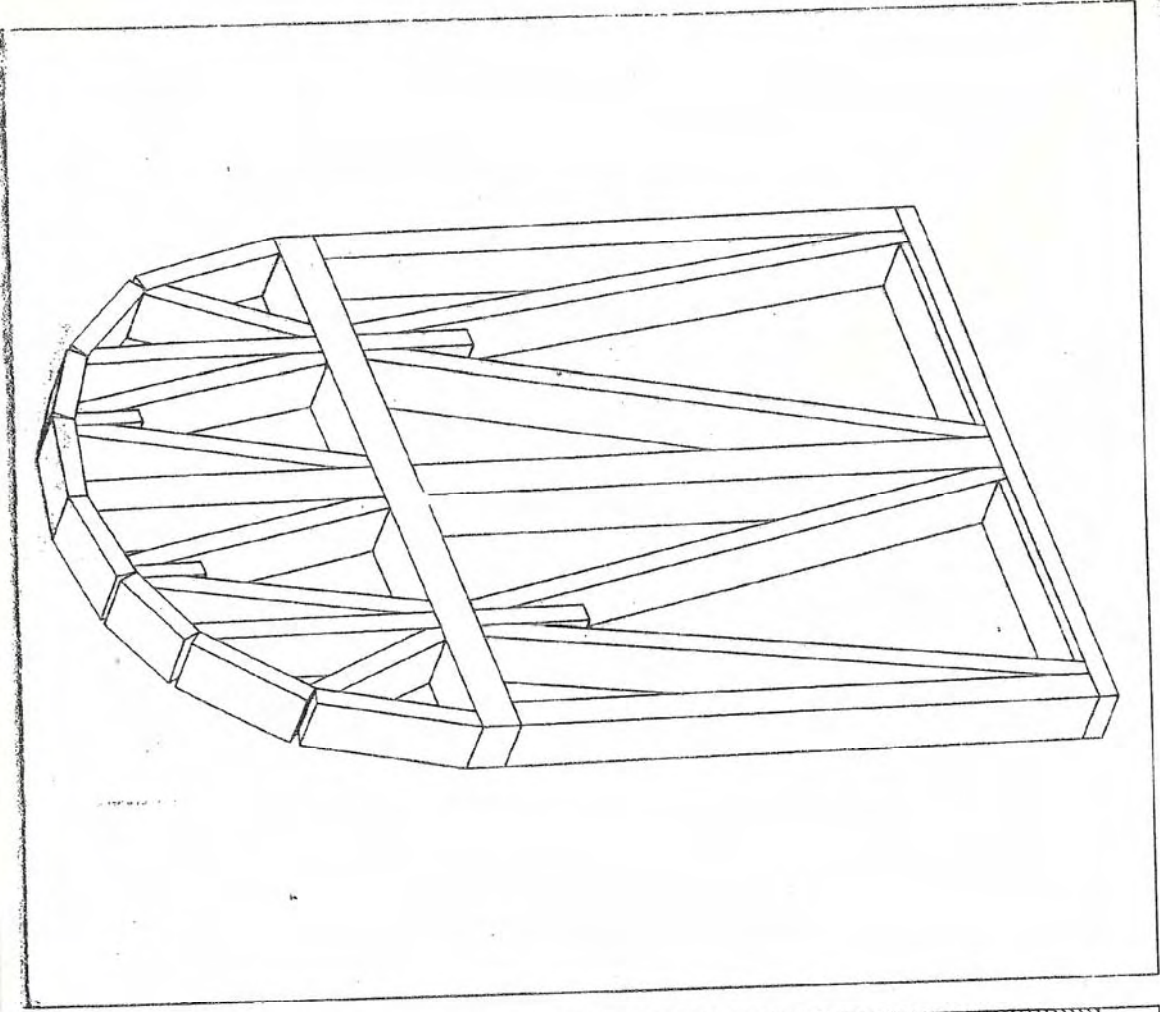


Puntellamento di aperture









17.4 Tiranti

I tiranti e le catene sono tra i più antichi interventi sulle murature esistenti. Sono molto utilizzati per interventi di consolidamento provvisorio, ed ancora di più, per opere di consolidamento permanente. Trovano un largo impiego, sia per la neutralizzazione delle spinte delle volte e degli archi che per bloccare meccanismi di apertura della scatola muraria (dovuti all'azione sismica e al cattivo ammassamento dei muri in corrispondenza degli incroci, e/o all'assenza di un cordolo all'altezza del solaio, e/o alla presenza di un tetto spingente – vedi Fig. 17.24).

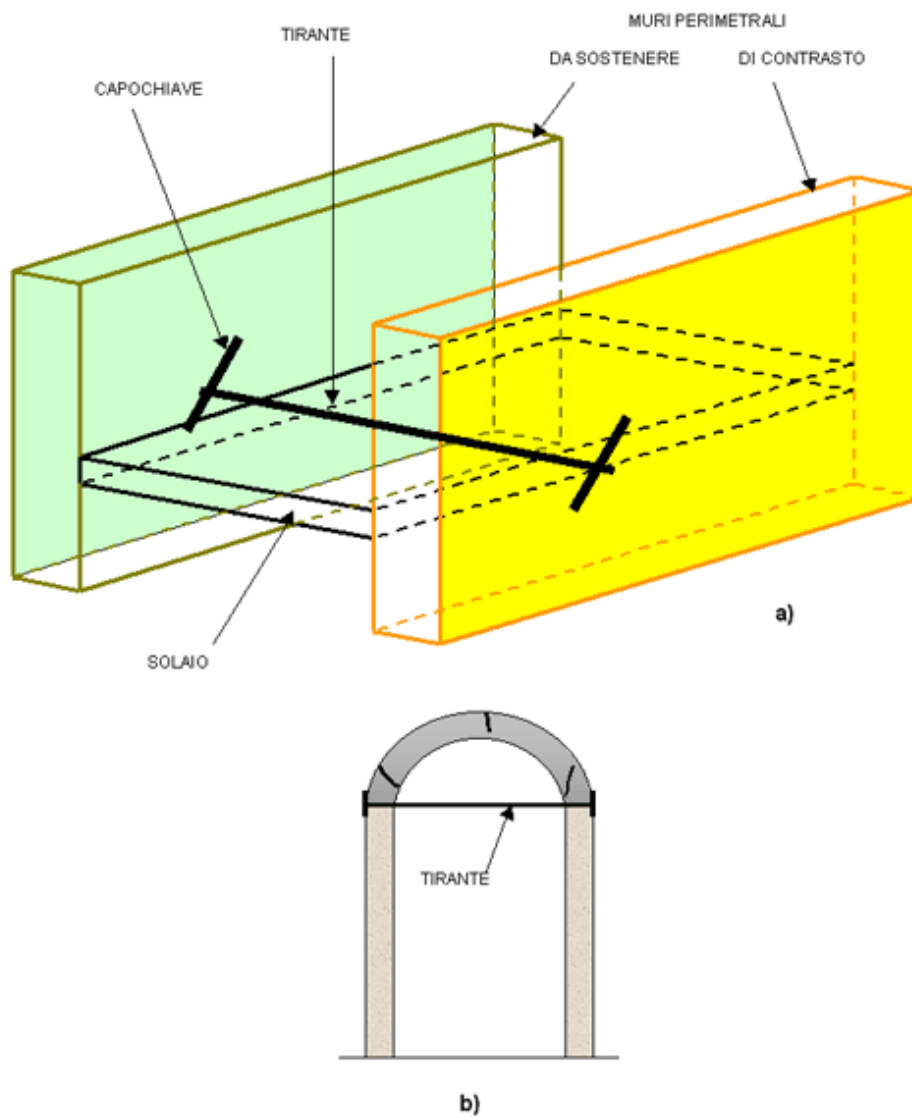


Figura 17.24

Gli elementi costitutivi dei tiranti metallici (vedi Fig. 17.25) sono:



Figura 17.25

- **tirante** consistente in un elemento di acciaio tondo o ad aderenza migliorata, piatto o quadrato. La forza di progetto che si affida al tirante, dovrà essere compatibile, oltre che con la resistenza dell'acciaio, anche con quella delle murature cui si ancora mediante i capochiave.
- **capochiave** è l'organo di ritegno che può essere a paletto (di lunghezza in genere compresa tra cm 80 e cm 120. Una lunghezza maggiore potrebbe determinare eccessive inflessioni che ridurrebbe l'efficacia del ritegno, così come un paletto troppo corto darebbe luogo ad elevati sforzi concentrati) o a piastra (di forma circolare, quadrata, ellittica o rettangolare (vedi Fig. 17.26). I primi due tipi dovranno avere il lato o il diametro compreso tra i 30 e 50 cm, mentre gli altri due tipi avranno una superficie equivalente ai primi due);
- **giunto di connessione** è l'organo che collega i vari tronchi dei tiranti. Generalmente quello più usato è il tipo con manicotto a vite.

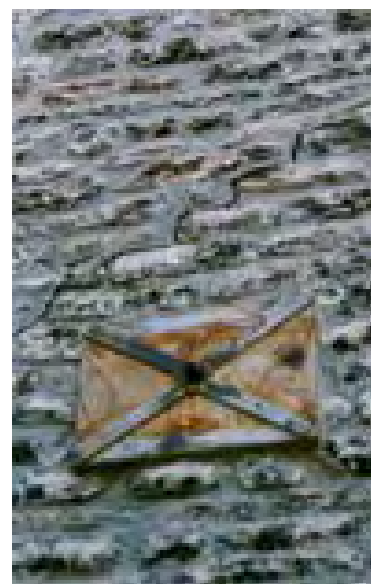


Figura 17.26

La posizione ideale dei tiranti è in aderenza ai muri ortogonali a quello che si vuole bloccare. Questa ubicazione serve a garantire una maggiore efficacia dell'intervento e ad evitare che, nella fase di tiraggio, si abbiano danni locali alle strutture murarie. Se il tirante è anche parte dell'intervento definitivo, può essere disposto sotto il pavimento.

I paletti devono essere disposti a 45°, in modo che la reazione dell'elemento murario, sia più o meno uguale su entrambi i semipaletti. Infatti, con l'orientamento a 45° si ottiene che il semipaletto superiore agisce sul muro ortogonale al fronte, mentre il semipaletto inferiore agisce sul solaio, oppure, nel caso che esista, sulla volta (vedi Fig. 17.27)

Ubicazione del tirante

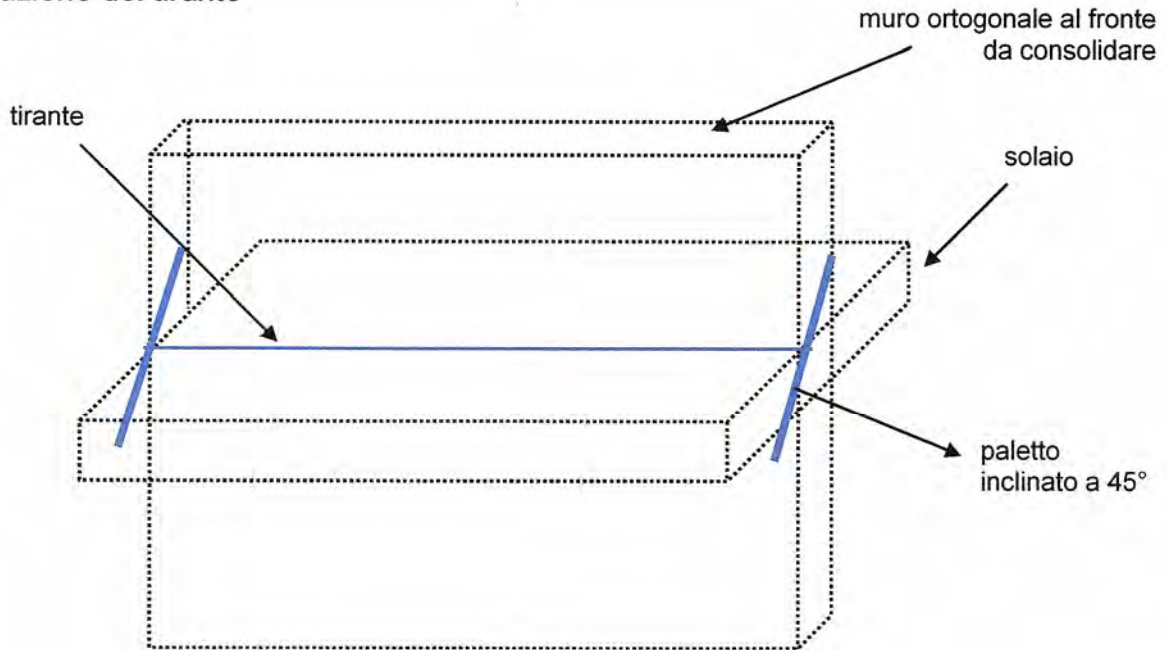


Figura 17.27

Spesso i tiranti vengono utilizzati insieme ai profilati metallici, con questi ultimi che assolvono la funzione di travi di contenimento. Questa unione consente di realizzare interventi provvisori molto efficaci (vedi Fig 17.28 e Fig 17.29)

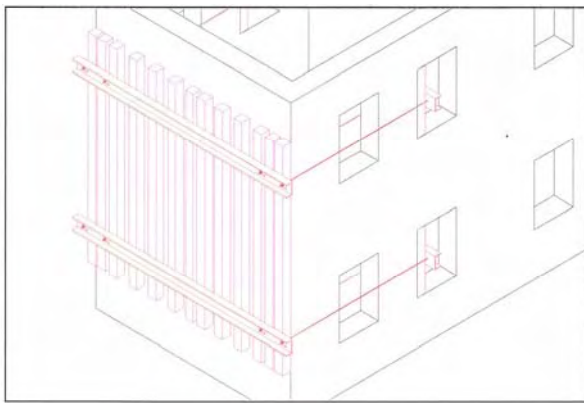


Figura 17.28

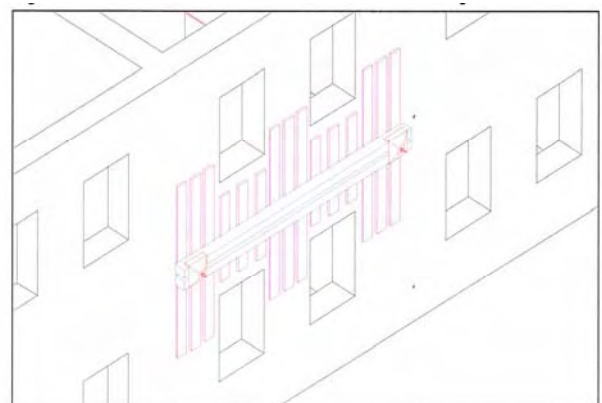


Figura 17.29

È sempre da tener presente, nella fase di realizzazione, come un tirante sia tanto più efficace quanto più immediatamente entra in funzione e dunque quanto più sia possibile regolarne lo stato di messa in tensione e, eventualmente, di regolazione successiva. È perciò importante verificare con quali modalità e con quale efficacia questa operazione possa essere compiuta (preriscaldamento, cunei, manicotti di giunzione filettati, filettatura terminale delle barre, etc.) all'atto della posa in opera e in tempi successivi.

17.5 Cerchiature

Si consideri una colonna muraria sottoposta a compressione assiale, essa subisce un accorciamento lungo l'asse e una dilatazione trasversale (vedi Fig. 17.30) che, oltre certi limiti di carico, dà luogo ad un quadro fessurativo tipico dello schiacciamento.

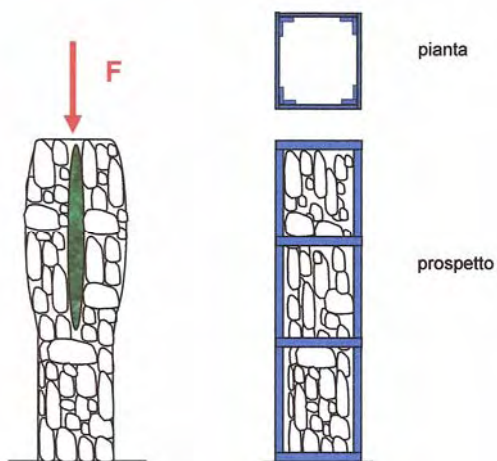


Figura 17.30



Figura 17.31

Con la cerchiatura della colonna si impedisce la dilatazione trasversale e, conseguentemente, si aumenta la resistenza alla compressione assiale.

Su questo principio sono basate le cuciture e le cerchiature dei pilastri, delle colonne (vedi Fig. 17.31), degli edifici e soprattutto delle torri e delle ciminiere soggette a dissesti di schiacciamento.



Figura 17.32

Nella pratica, la cerchiatura viene realizzata con l'apposizione di più anelli o cerchi in opportunamente distanziati (vedi Fig. 17.32) oppure con cerchiatura elicoidale continua con tondini d'acciaio dolce di diametro compreso tra 6 e 10 mm e con il passo dai 6 cm ai 10 cm. Il materiale

prevalentemente utilizzato per questi interventi è l'acciaio, grazie alle sue elevate caratteristiche di resistenza a trazione.

Di recente introduzione sono i materiali polimerici, quali ad esempio il poliestere utilizzato in forma di cinghie e funi, particolarmente validi per la leggerezza, rapidità di posa in opera e buona efficienza strutturale (vedi Fig. 17.33).



Figura 17.33



Figura 17.34

Date le loro caratteristiche, il loro uso è particolarmente indicato per operazioni di cerchiaggio globale su strutture di dimensioni contenute (vedi Fig. 17.34)

17.5.1 Esempio applicativo

L'esempio, in questo caso, riguarda una lesione d'angolo ad un edificio e l'intervento proposto consiste nella cerchiatura dell'intero perimetro del fabbricato (vedi Fig. 17.35)



Figura 17.35

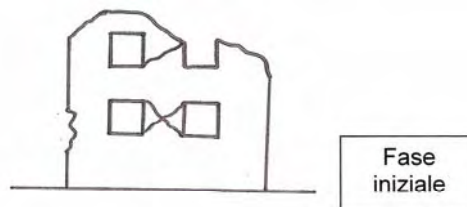
La cerchiatura ha, in questo caso, lo scopo di ripristinare l'ammorsamento tra i muri nei quali si è sviluppato il meccanismo. Il materiale da utilizzare può essere indifferentemente rappresentato da profilati d'acciaio, dalle fasce in poliestere, oppure dall'abbinamento profilati e cavi d'acciaio. Le cerchiature vanno applicate in corrispondenza di ogni solaio. Qualora non fosse possibile intervenire con la cerchiatura, ad esempio nel caso in cui un fabbricato non abbia tutti i lati liberi, si potranno apporre lungo le due facciate coinvolte dal dissesto dei tiranti (catene).

17.6 Demolizioni

Le demolizioni, in effetti, più che una tipologia d'intervento provvisoria, rappresentano la fase iniziale di un intervento definitivo. Tuttavia, quando questi interventi sono caratterizzati dalla somma urgenza, dettata dalla necessità di eliminare situazioni di pericolo, assolvono alle stesse funzioni delle opere provvisorie già descritte nel paragrafo relativo agli aspetti generali.

Le informazioni riportate di seguito in questo paragrafo, sono estratte dal Decreto del Presidente della Repubblica 7 gennaio 1956 n. 164 - Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro nelle costruzioni.

Prima dell'inizio di lavori di demolizione è fatto obbligo di procedere alla verifica delle condizioni di conservazione e stabilità delle varie strutture da demolire. In relazione al risultato di tale verifica devono essere eseguite le opere di rafforzamento e di puntellamento necessarie ad evitare che, durante la demolizione, si verifichino crolli imprevisti (vedi Fig. 17.36)



Prima di iniziare la demolizione, si procede alla verifica delle condizioni di stabilità del fabbricato e, se necessario, provvedere al consolidamento e al puntellamento della struttura per evitare che si verifichino crolli imprevisti



Figura 17.36

I lavori di demolizione devono procedere con cautela e con ordine dall'alto verso il basso e devono essere condotti in maniera da non pregiudicare la stabilità delle strutture portanti o di collegamento di quelle eventuali adiacenti, ricorrendo, ove occorra, al loro preventivo puntellamento (vedi Fig. 17.37)

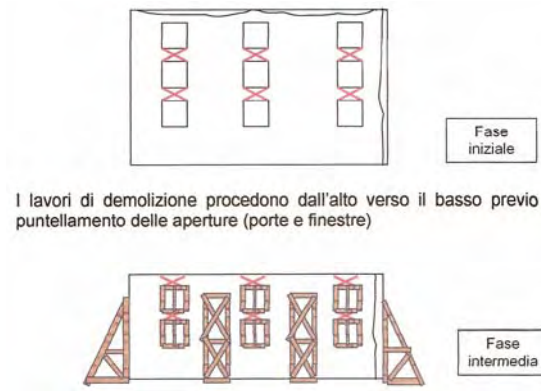


Figura 17.37

la demolizione di parti di strutture aventi altezza sul terreno non superiore a 5 metri può essere effettuata mediante rovesciamento per trazione o per spinta (vedi Fig. 17.38).

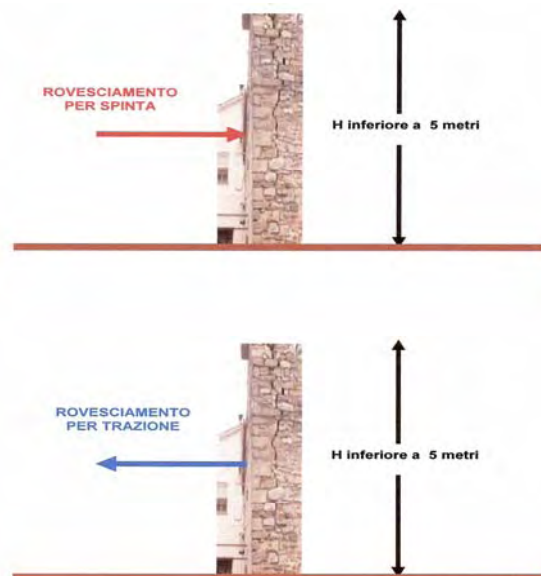


Figura 17.38

Nella zona sottostante la demolizione deve essere vietata la sosta ed il transito, delimitando la zona stessa con appositi sbarramenti. L'accesso allo sbocco dei canali di scarico per il caricamento ed il trasporto del materiale accumulato deve essere consentito soltanto dopo che sia stato sospeso lo scarico dall'alto. Di seguito viene riportato uno schema di delimitazione delle aree d'intervento, in caso di demolizione da parte dei Vigili del Fuoco (vedi Fig 17.30)

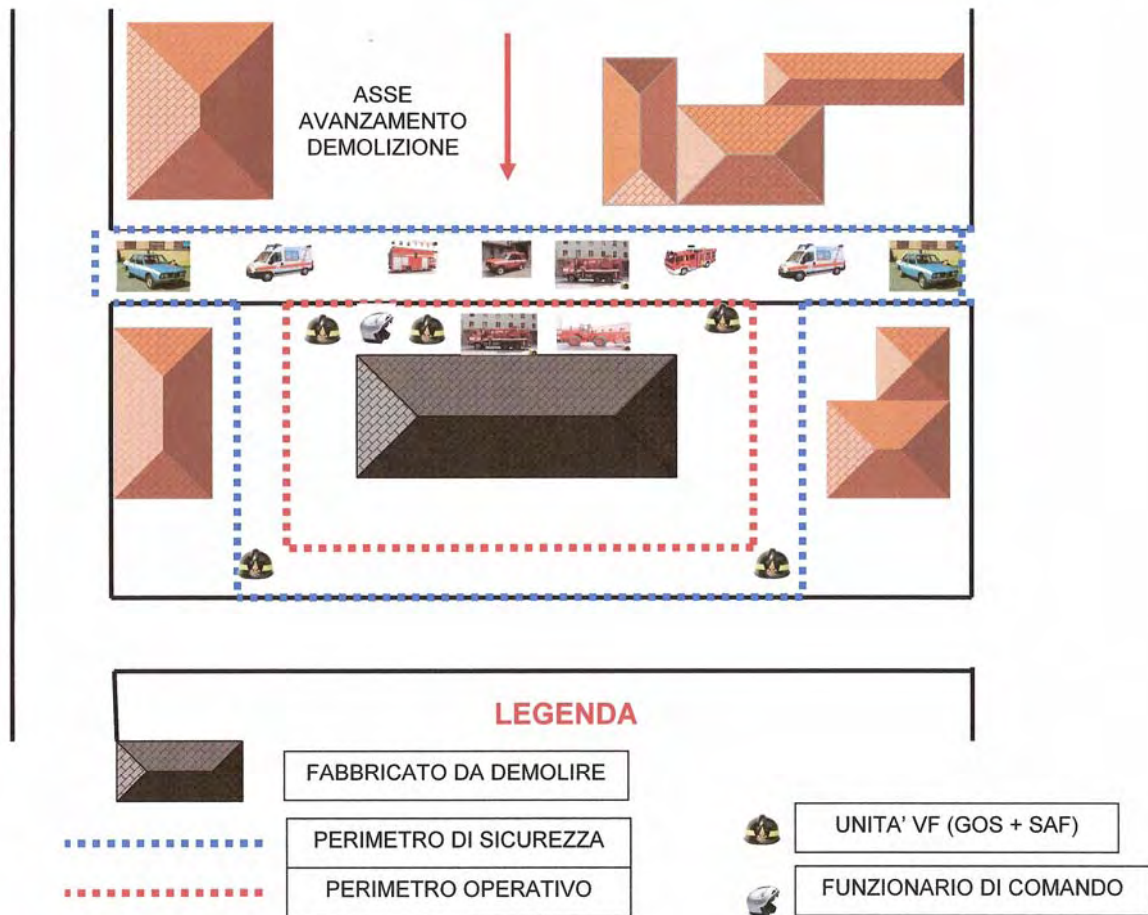


Figura 17.39

Bibliografia

- A. Annovi: *"La messa in sicurezza degli edifici danneggiati dal terremoto"*. Gruppo Comunale di Protezione Civile Modena. <http://associazioni.monet.modena.it>;
- G. Astrua: *"Manuale completo del capomastro"*. Ed. Hoepli;
- R. Ballardini, F. Doglioni: *"Indirizzi riguardanti le iniziative ed i comportamenti atti a limitare i danni al patrimonio culturale in caso di sisma"* documento approvato dal Comitato Nazionale per la Prevenzione del Patrimonio Culturale dal Rischio Sismico nella seduta del 12.12.1986;
- M. Bellizzi: *"Le opere provvisionali nell'emergenza sismica"*. Servizio Sismico Nazionale – Agenzia di Protezione Civile;
- P. D'Aquino, V. Vinciguerra: *"Corso di consolidamento degli edifici"*. Appunti delle lezioni tenute dal Prof. A. Albimarini presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Napoli - Ed. Ilardo;
- M. Dolce, D. Liberatore, C. Moroni, G. Perillo, G. Spera, A. Cacosso *"OPUS – Manuale delle opere provvisionali urgenti post-sisma"*. Dipartimento della Protezione Civile – Università degli Studi della Basilicata;
- C. Gavarini, Angeletti, Aquilino, Cartapati, Cherubini, Piccarreta, Samuelli e Zingali : *"Costruzioni e terremoto"*. Ed. Esa;
- L. Falsini, A. Michelon, M. Vinci: *"Ponteggi"*. Ed. DEI Tipografia del Genio Civile;
- B. Furiozzi, C. Messina, L. Paolini: *"Prontuario per il calcolo degli elementi strutturali"*. Ed. Le Monnier;
- S. Mastrodicasa: *"Dissesti statici delle strutture edilizie"*. Ed. Hoepli;
- G.B. Ormea, U. Reverberi: *"Dissesti e consolidamenti in zone terremotate"*. Ed. Hoepli.
- A. Pasta: *"Interventi di restauro in zona sismica"*. Ed. Flaccovio.
- M. Sanginisi: *"Ponteggi (progetto - verifiche - disegni)"*. Ed. Flaccovio.
- Servizio Sismico Nazionale, Gruppo Ricercatori G.N.D.T. dell'Aquila: *"Manuale per la gestione dell'attività tecnica nei COM"*. Documento stampato e diffuso dal S.S.N.