

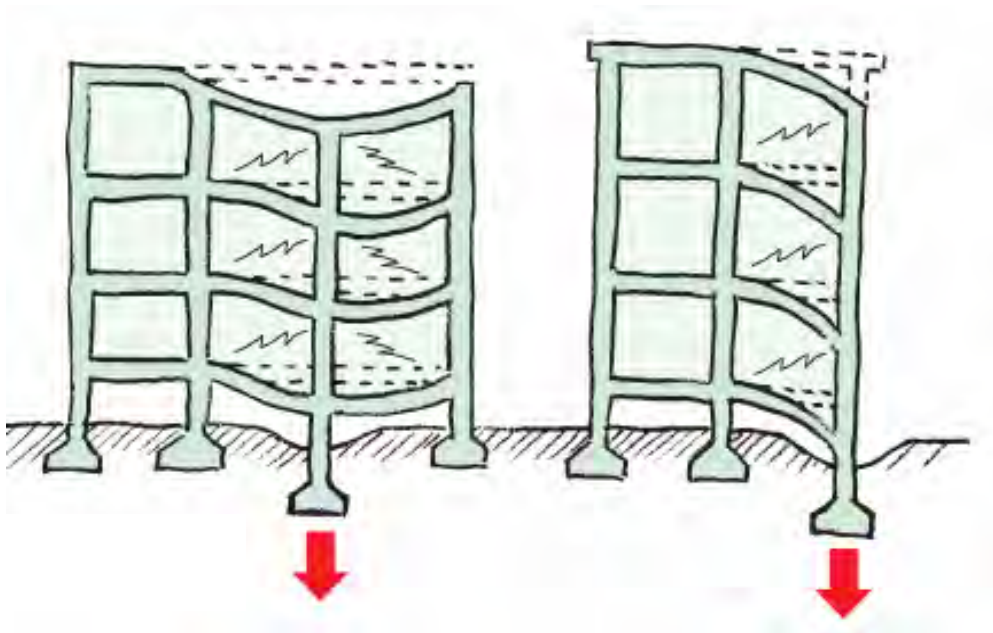


Ministero dell'Interno
Dipartimento dei Vigili del fuoco
del soccorso pubblico e della difesa civile



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

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 calci aeree	25
2.4.3 Le calci 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 Pesì 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	96
10.3	Solai in ferro	96
10.3.1	Solai in ferro con voltine	96
10.3.2	Solai in ferro con tavelloni	97
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	Errore. Il segnalibro non è definito.
11.1	Le scale a soletta rampante	Errore. Il segnalibro non è definito.
11.2	Le scale con travi a ginocchio e gradini a sbalzo	Errore. Il segnalibro non è definito.
11.3	Scale in acciaio	Errore. Il segnalibro non è definito.
11.4	Scale con gradini a sbalzo	Errore. Il segnalibro non è definito.
11.5	Scala su volta rampante.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
12	LE COPERTURE	Errore. Il segnalibro non è definito.
12.1	ASPETTI GENERALI	Errore. Il segnalibro non è definito.
12.2	Materiali.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
13	LE FONDAZIONI	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.1	L'elemento costruttivo fondazione.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.2	Il terreno di fondazione.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.3	Classificazione delle fondazioni	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.4	Le fondazioni in muratura.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.5	Fondazione su plinti isolati	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.6	Fondazione con travi rovesce	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.7	Fondazione con incrocio di travi rovesce	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.8	Fondazione a platea.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.9	Fondazioni discontinue su pali	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.10	Fondazioni continue su pali.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.11	Fondazioni continue per strutture in acciaio.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
14	ARCHI E VOLTE	Errore. Il segnalibro non è definito.
14.1	L'elemento costruttivo arco	Errore. Il segnalibro non è definito.
14.2	Funzionamento dell'arco	Errore. Il segnalibro non è definito.
14.3	Dimesionamento	Errore. Il segnalibro non è definito.
14.4	L'elemento costruttivo volta.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
15	LE OPERE DI SOSTEGNO	Errore. Il segnalibro non è definito.
15.1	La spinta delle terre.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
15.2	Le opere di sostegno.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
15.3	Le verifiche dei muri di sostegno.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
16	I DISSESTI STATICI DELLE COSTRUZIONI	Errore. Il segnalibro non è definito.
16.1	Teoria delle fessurazioni	Errore. Il segnalibro non è definito.
16.2	Dissesti dei solai.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
16.3	Dissesti delle coperture a falda	Errore. Il segnalibro non è definito.
16.4	Dissesti da cedimento o da eccessiva deformabilità strutturale.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
16.5	Dissesti di archi e volte.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
16.6	Dissesti da sisma	Errore. Il segnalibro non è definito.
16.6.1	Il terremoto: nomenclatura e genesi.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
16.6.3	Le caratteristiche dei fabbricati in muratura in zona sismica	Errore. Il segnalibro non è definito.
16.6.4	Altri effetti del sisma	Errore. Il segnalibro non è definito.
16.6.5	Esempi di dissesti post sisma	Errore. Il segnalibro non è definito.
16.7	I dissesti dovuti alle frane.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
16.8	Il comportamento al fuoco dei materiali.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
17	LE OPERE PROVVISORIALI NEL SOCCORSO TECNICO URGENTE	Errore. Il segnalibro non è definito.

17.1	Aspetti generali.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
17.2	Puntelli.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
17.2.1	Accorgimenti tecnici nell'utilizzo dei puntelli.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
17.2.2	Esempi applicativi.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
17.3	Dettagli costruttivi dei puntellamenti in legno	Errore. Il segnalibro non è definito.
17.4	Tiranti	Errore. Il segnalibro non è definito.
17.5	Cerchiature.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
17.5.1	Esempio applicativo	Errore. Il segnalibro non è definito.
17.6	Demolizioni.....	Errore. Il segnalibro non è definito.

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

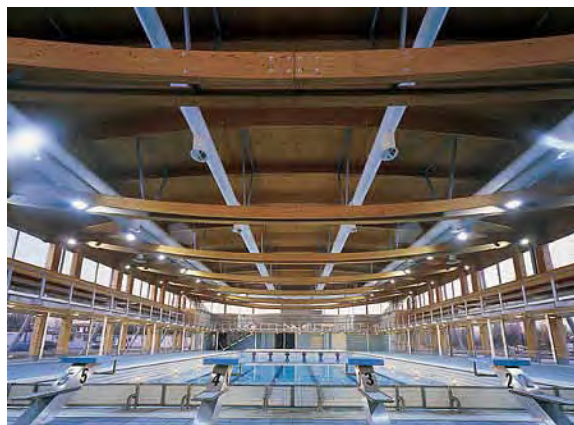


Figura 1.2 Copertura in legno lamellare

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).

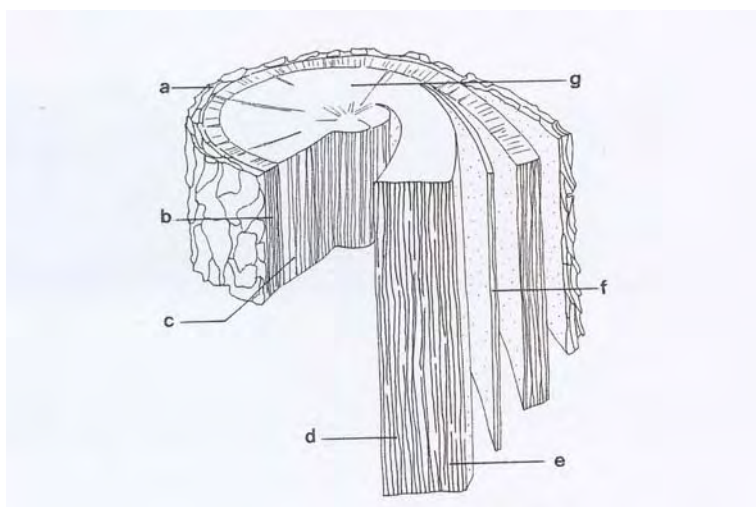


Figura 2.3 Sezioni del tronco:
a) corteccia esterna; b) corteccia interna; c) anelli di accrescimento; d) durame; e) alburno; f) cambio; g) xilema

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.

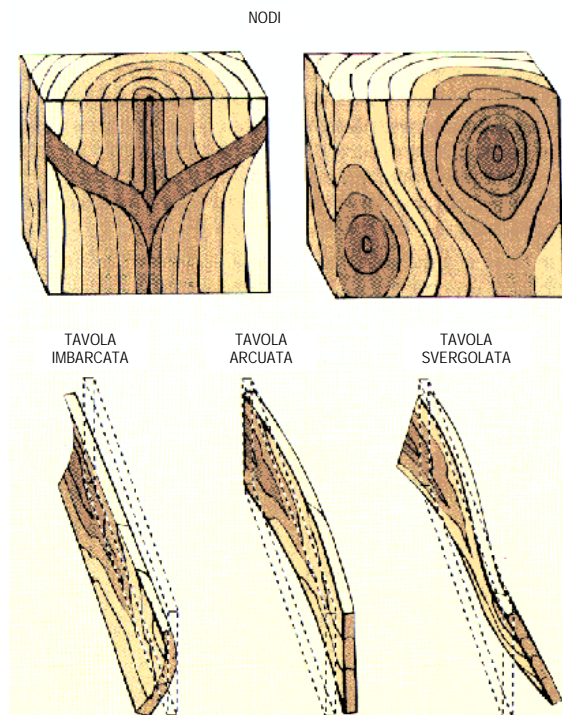


Figura 2.4 Difetti del legno

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

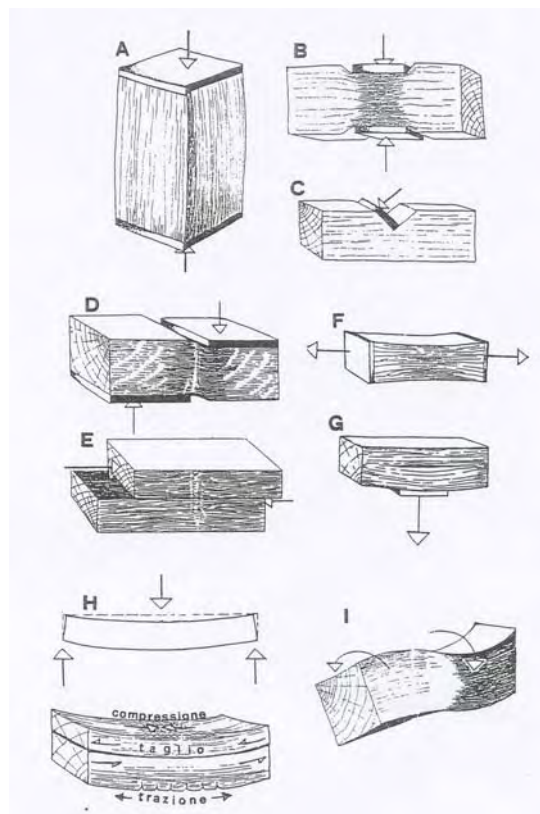


Figura 2.5 Sollecitazioni rispetto alla diversa orientazione della fibra

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.

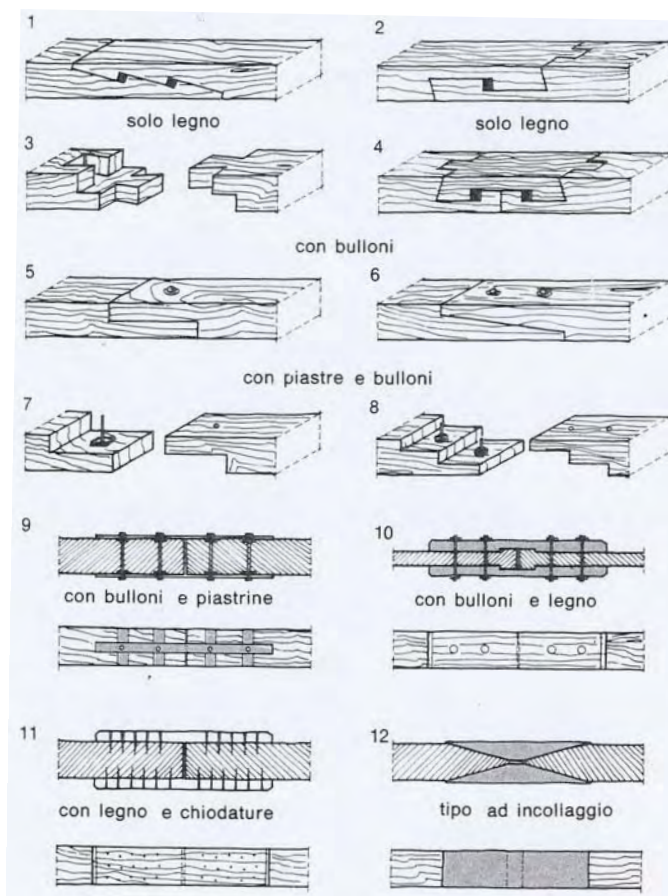


Figura 2.6 Tipologie di collegamenti per elementi in legno

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 “mattoncino”; 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)

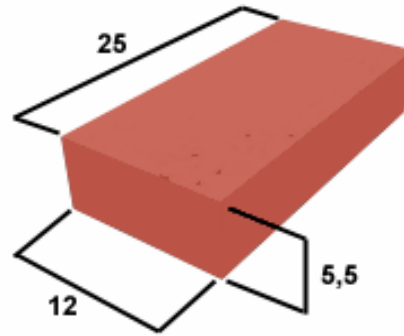


Figura 2.13 Dimensioni del mattone UNI

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 tavella

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.

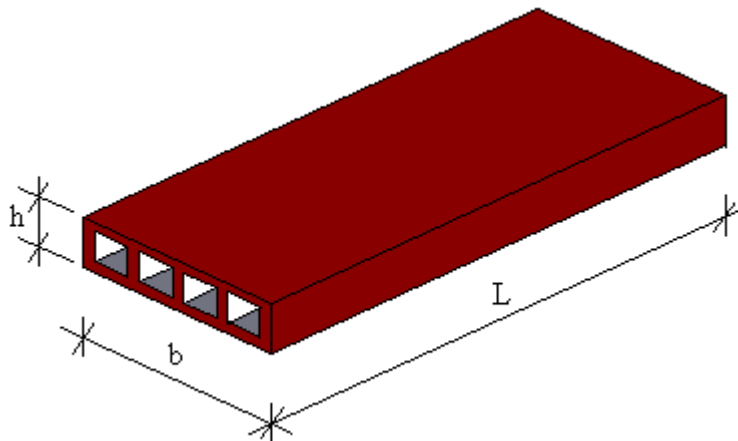


Figura 2.15 Esempio di tavella

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 innaffiata 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.

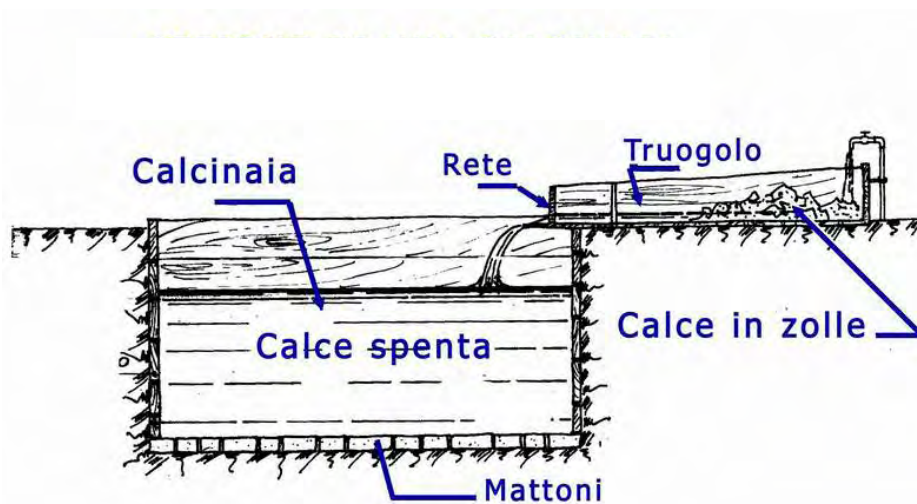


Figura 2.16 Sezione di una calcinaia

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

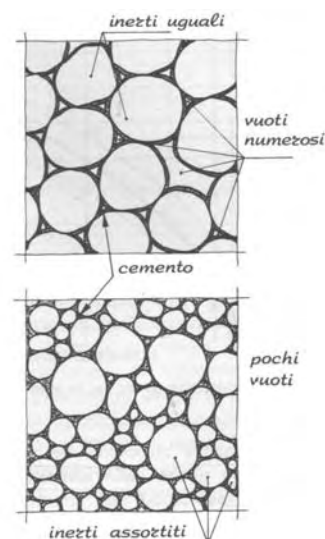


Figura 2.17
Assortimento degli inerti

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.

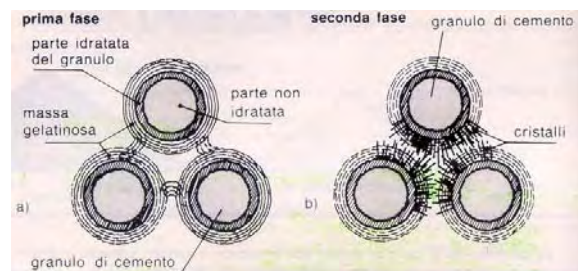


Figura 2.18 Fasi di presa e indurimento

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.

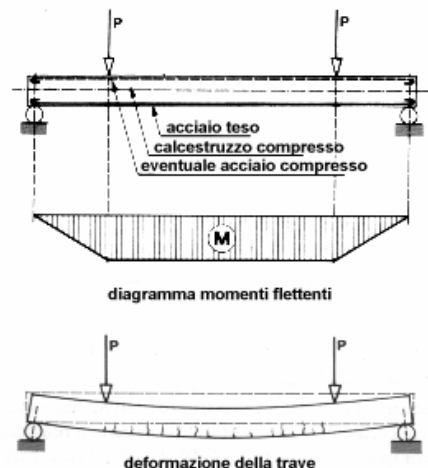


Figura 2.20
Ripartizione degli sforzi in una trave

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.)

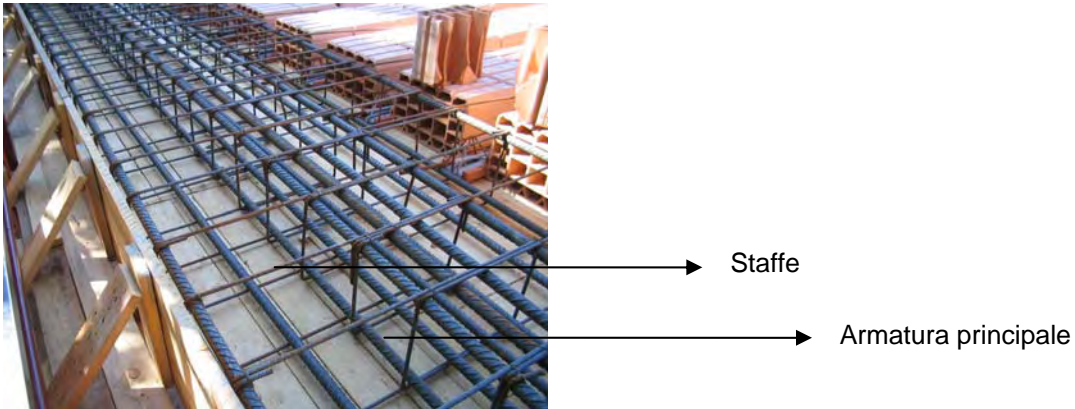


Figura 2.21 Disposizione tipica delle armature in una trave in c.a.

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 "spreca" 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.

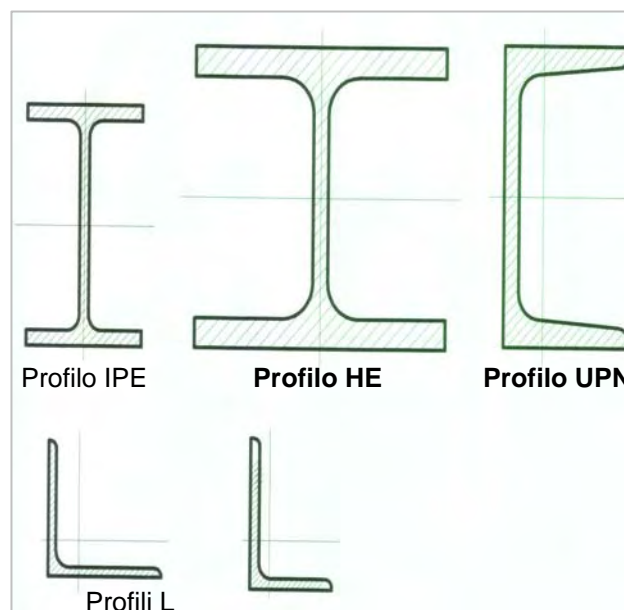


Figura 2.22 Sezioni di profilati

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

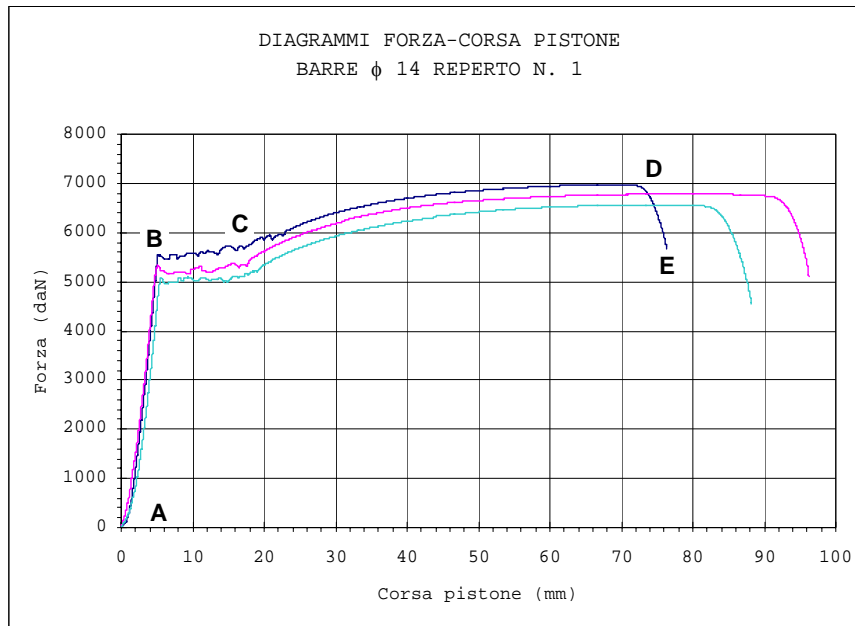


Figura 2.24 Curva caratteristica dell'acciaio

- 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.

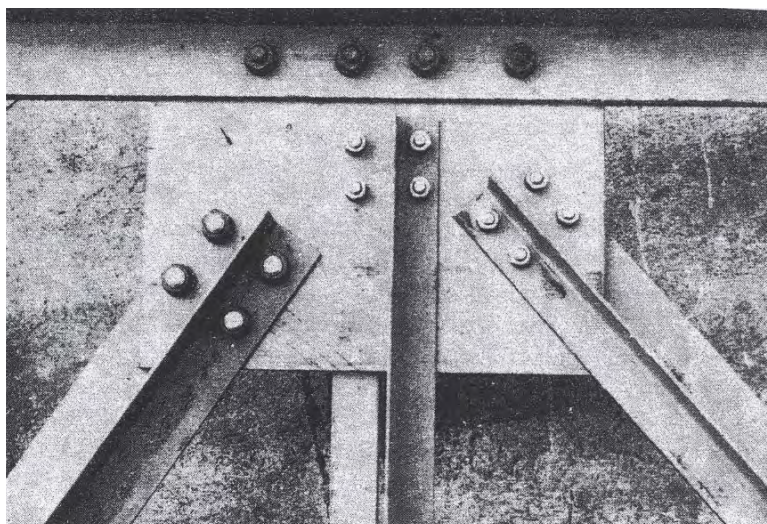


Figura 2.25 Esempio di collegamento bullonato

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.

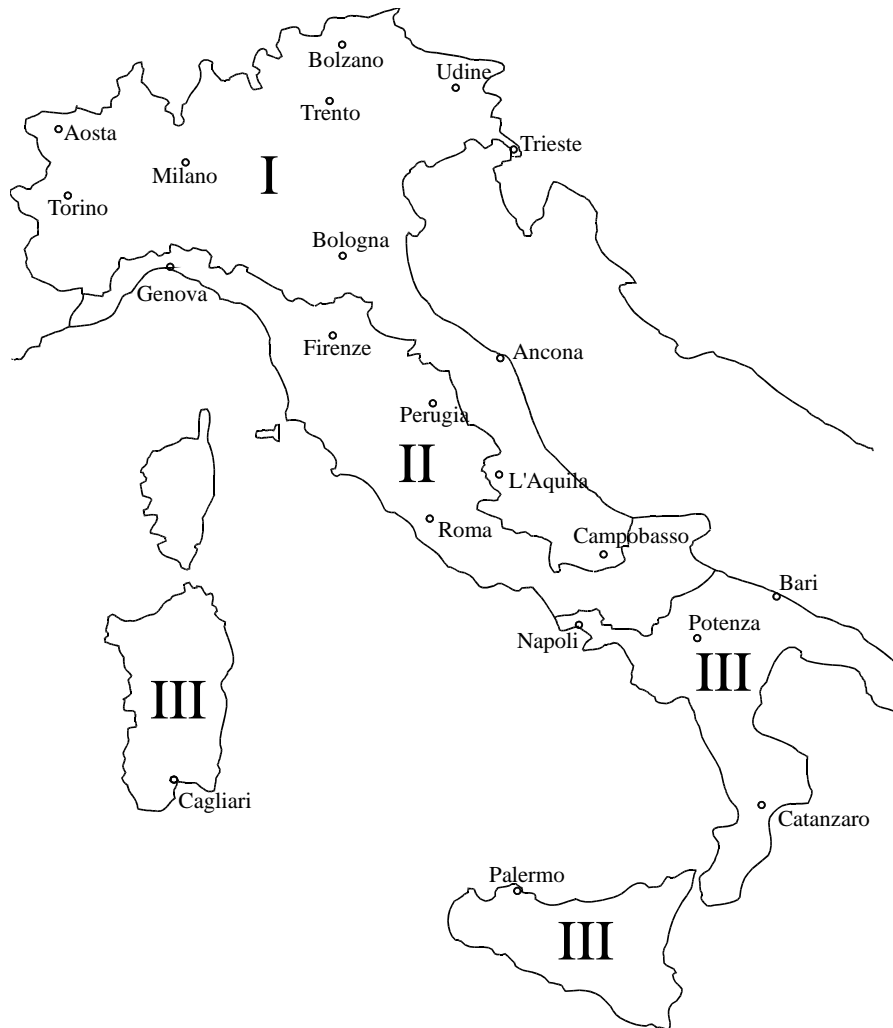


Figura 3.1 Suddivisione in zone ai fini della classificazione per il calcolo del carico da neve

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.

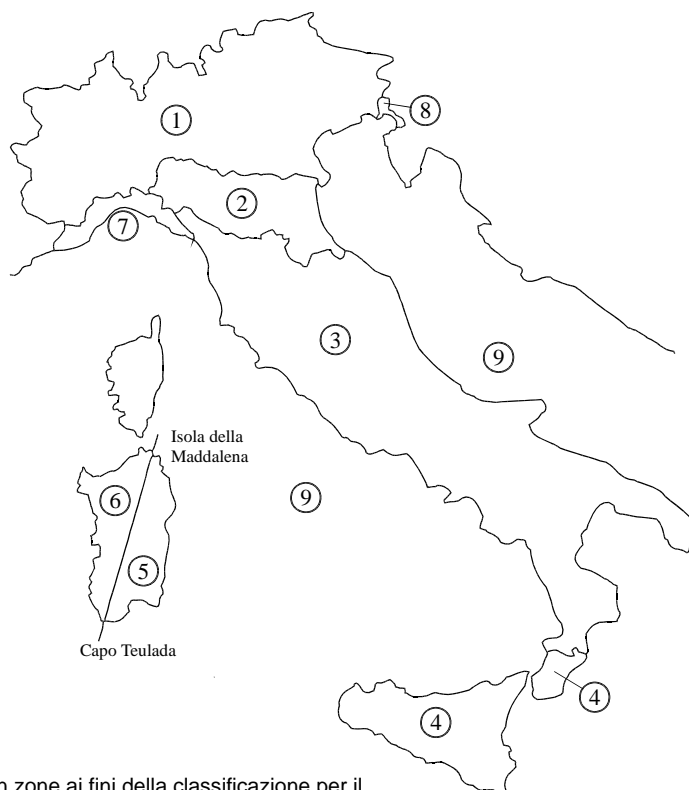


Figura 3.2 Suddivisione in zone ai fini della classificazione per il calcolo dell'azione vento

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:

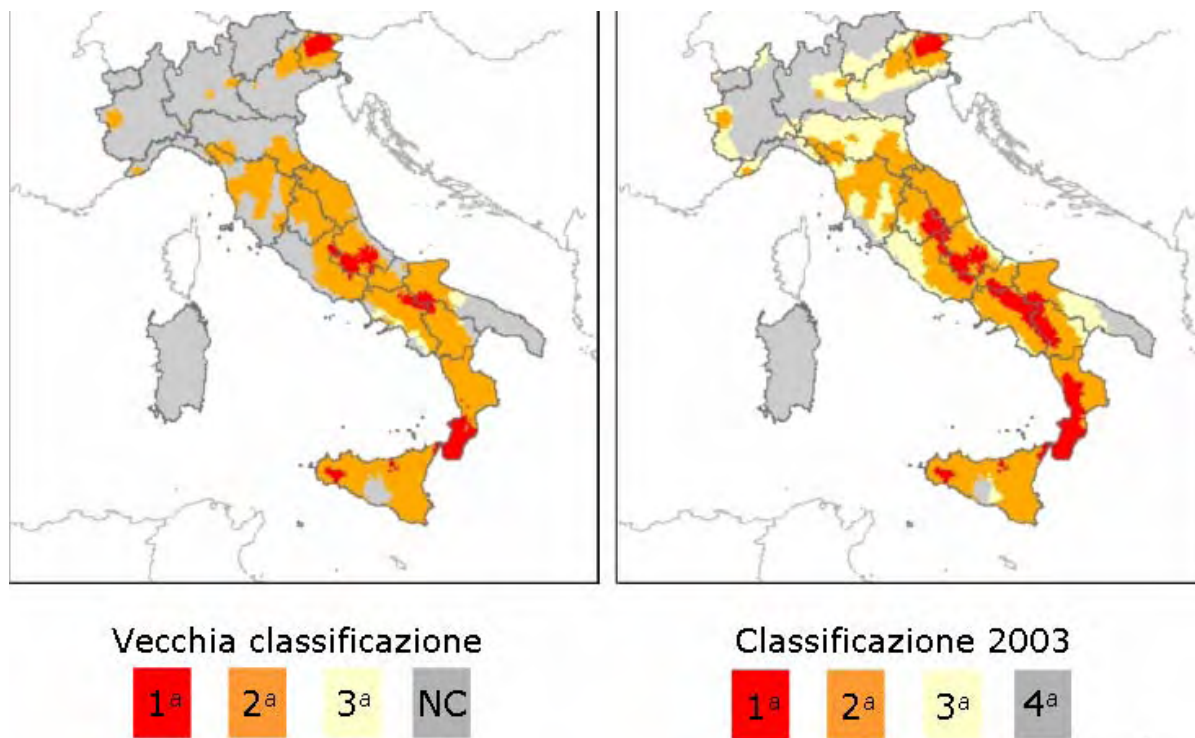


Figura 3.3 Classificazione sismica dell'Italia: confronto tra vecchia e la nuova zonizzazione

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

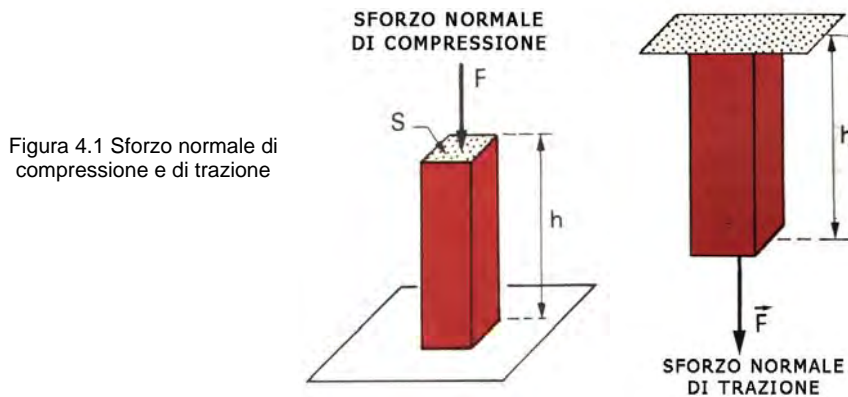
Si definisce azione normale l'azione prodotta da forze perpendicolari alla sezione.

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;

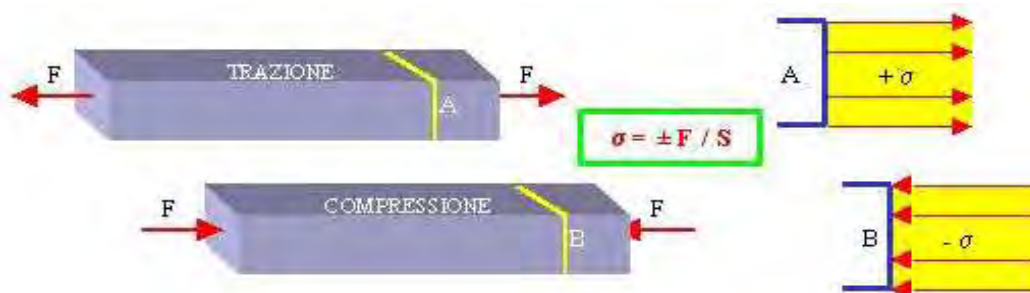
L'azione normale può essere di due tipi:

- **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.

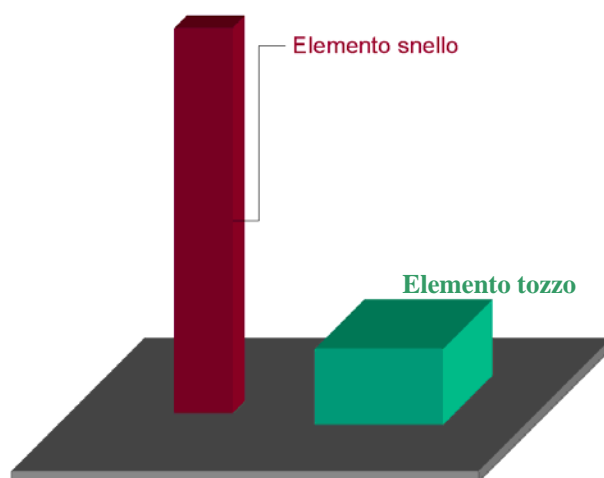


Figura 4.3 esempi di elementi snelli e tozzi

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.

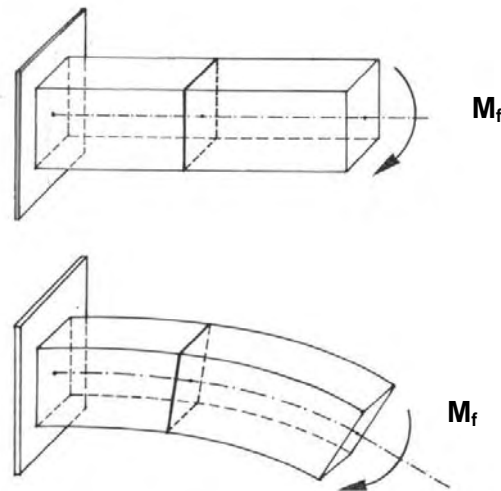


Figura 4.4 Deformazione da flessione semplice

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.

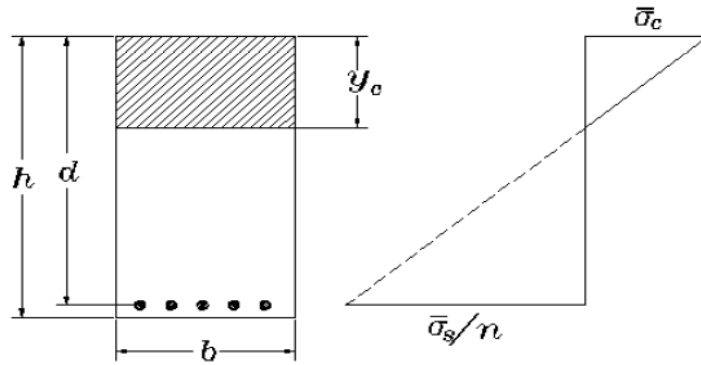


Figura 4.5 Tensioni indotte in una sezione in c.a. semplicemente inflessa

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.

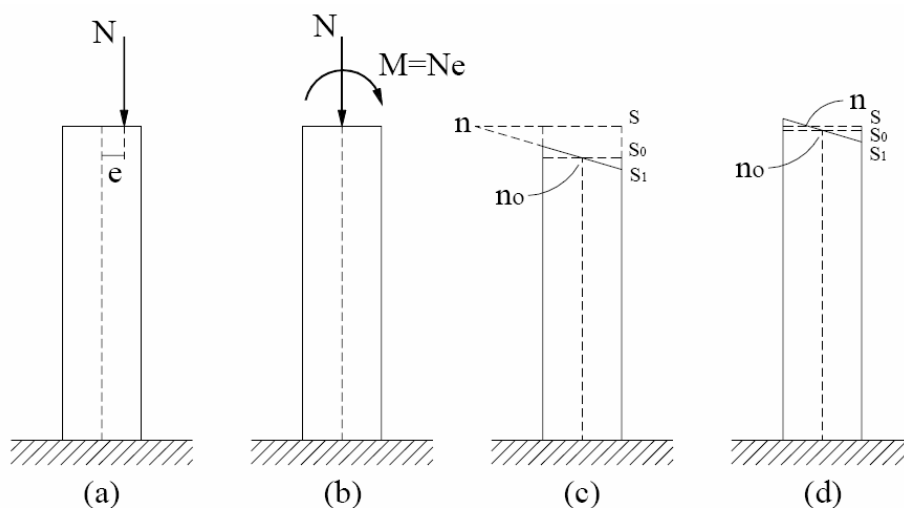


Figura 4.6 Elemento pressoinflesso. (a) Sforzo normale con eccentricità "e". (b) Sforzo normale centrato e momento di trasporto. (c) (d) Deformate da pressoflessione

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.

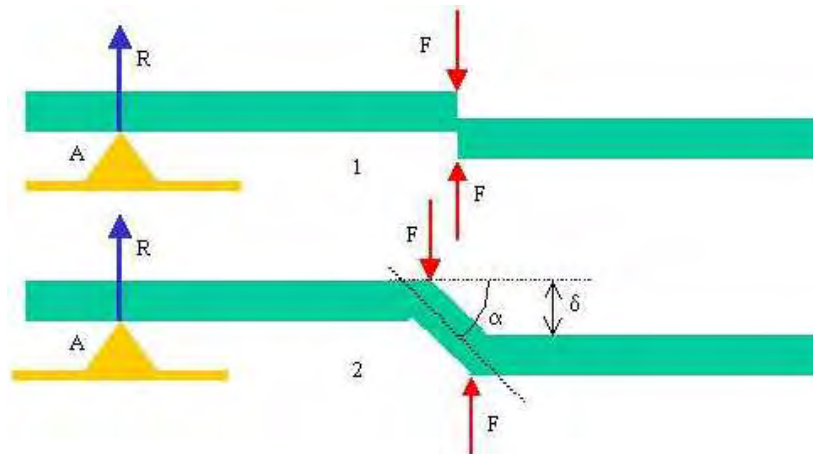


Figura 4.7 Sforzo di taglio

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.

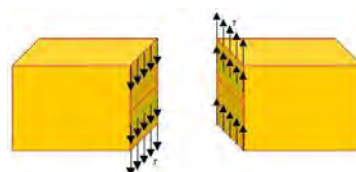


Figura 4.8 Le tensioni da taglio

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_{τ}).

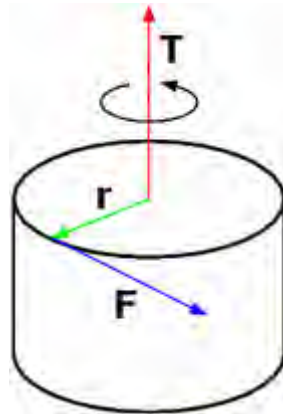


Figura 4.9 La sollecitazione da torsione

5. EDIFICI IN MURATURA



Mascerano, 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*.

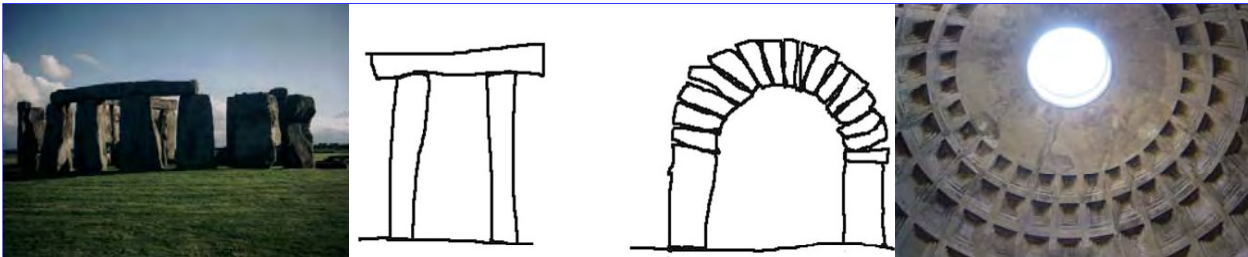


Fig. 5.1 – esempi di utilizzo del trilito e dell’arco o della volta

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).

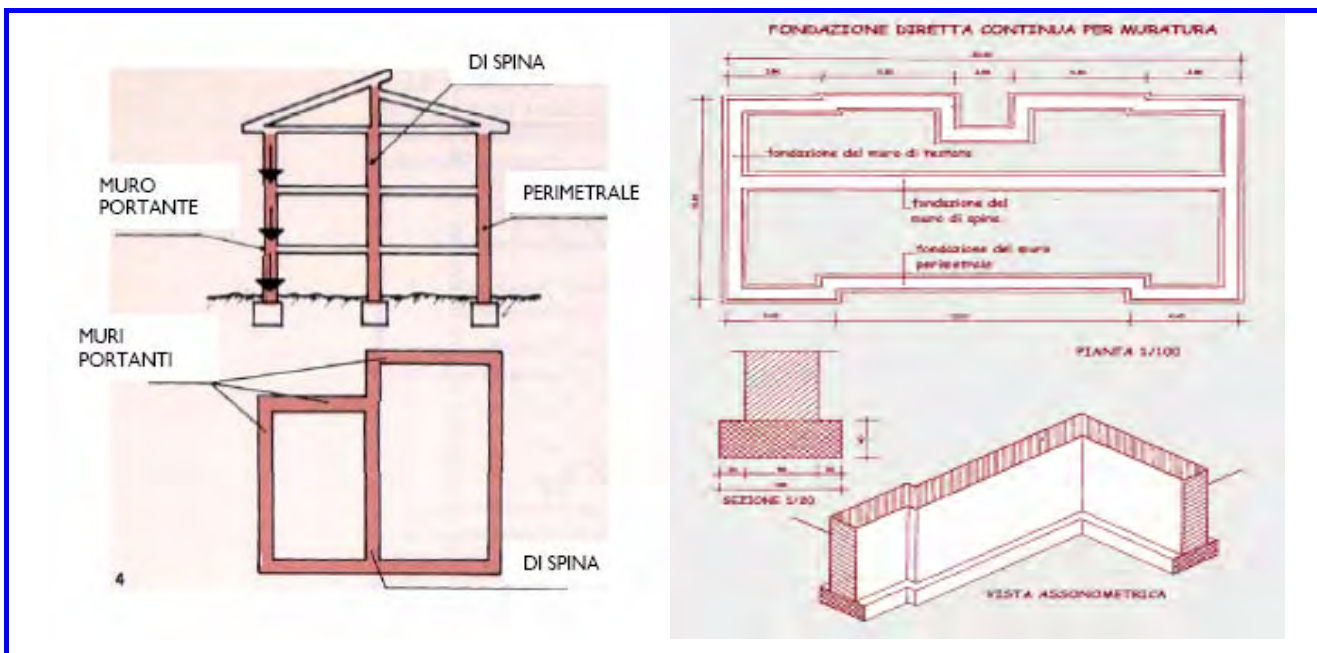


Fig. 5.2 – schema statico a trilitte

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.

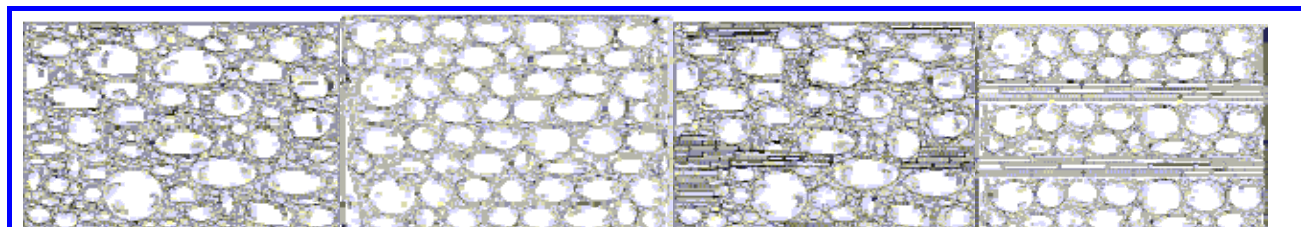


Fig. 5.4 - Esempi di murature in pietra arrotondata senza e con ricorsi di mattoni

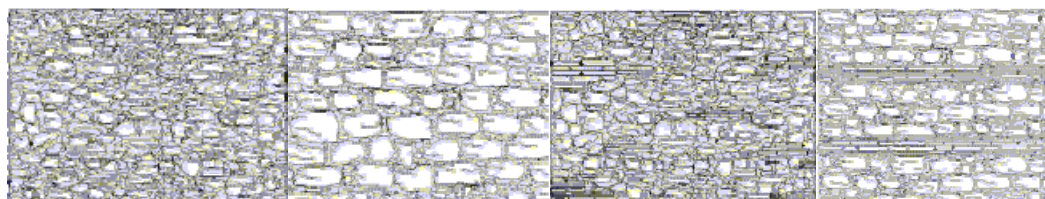


Fig. 5.5 - Esempi di murature in pietra grezza senza e con ricorsi di mattoni

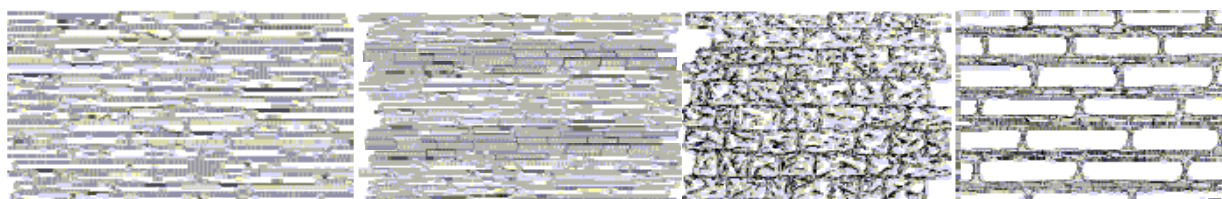


Fig. 5.6 - Esempi di murature in pietra lastriforme e pseudoregolare senza e con ricorsi di mattoni

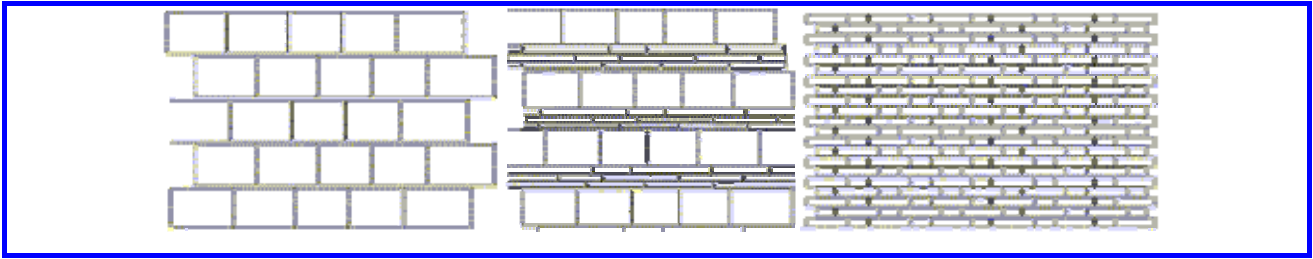


Fig. 5.7 - Esempi di murature in pietra squadrata senza e con ricorsi di mattoni e muratura di mattoni



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.

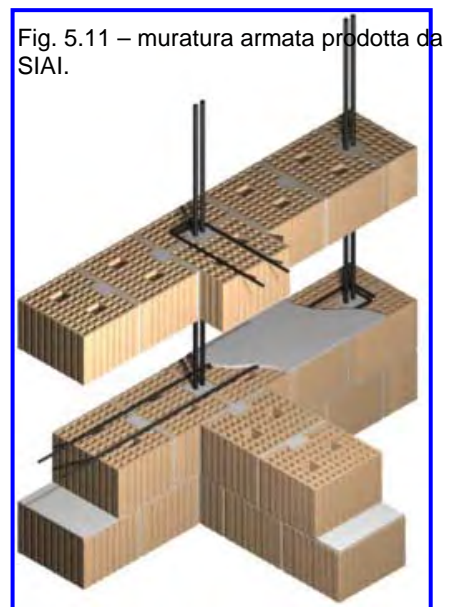


Fig. 5.11 – muratura armata prodotta da SIAI.

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

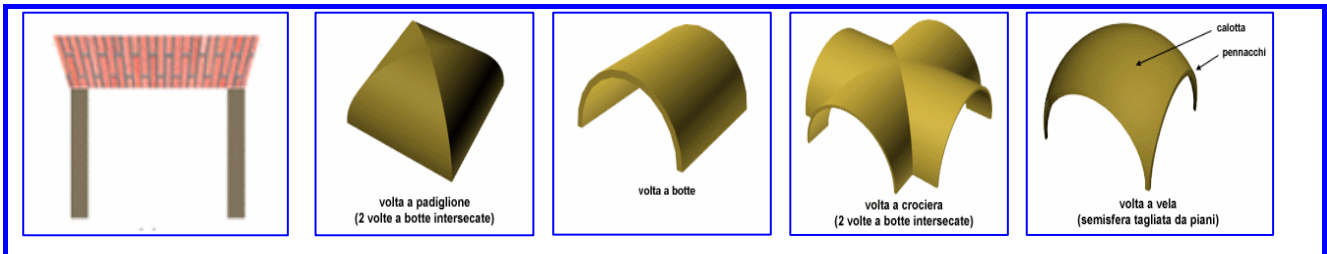
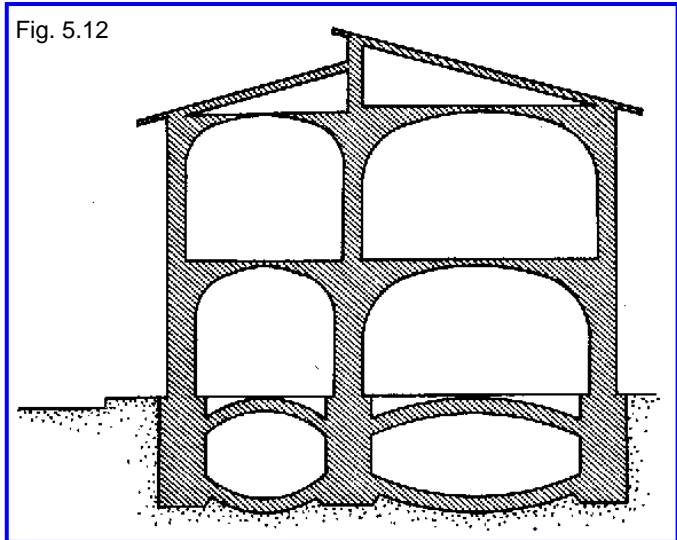


Fig. 5.13

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

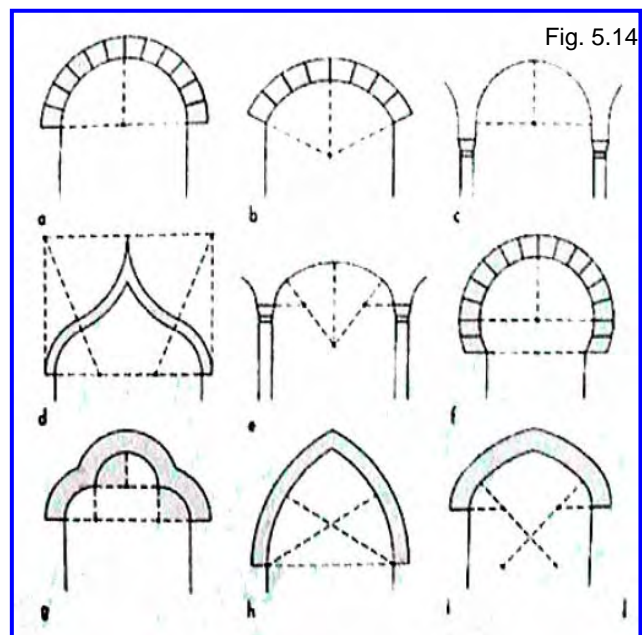


Fig. 5.14

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)

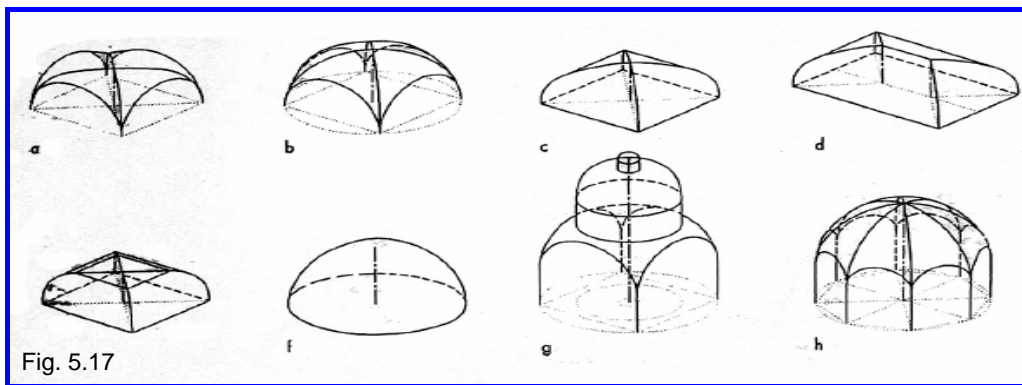
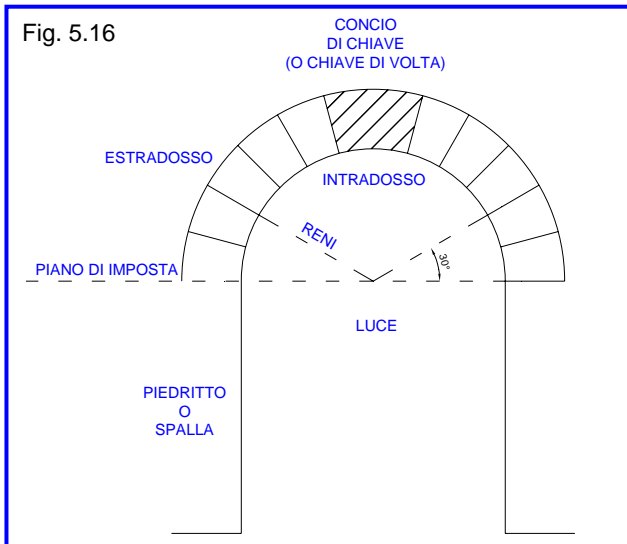
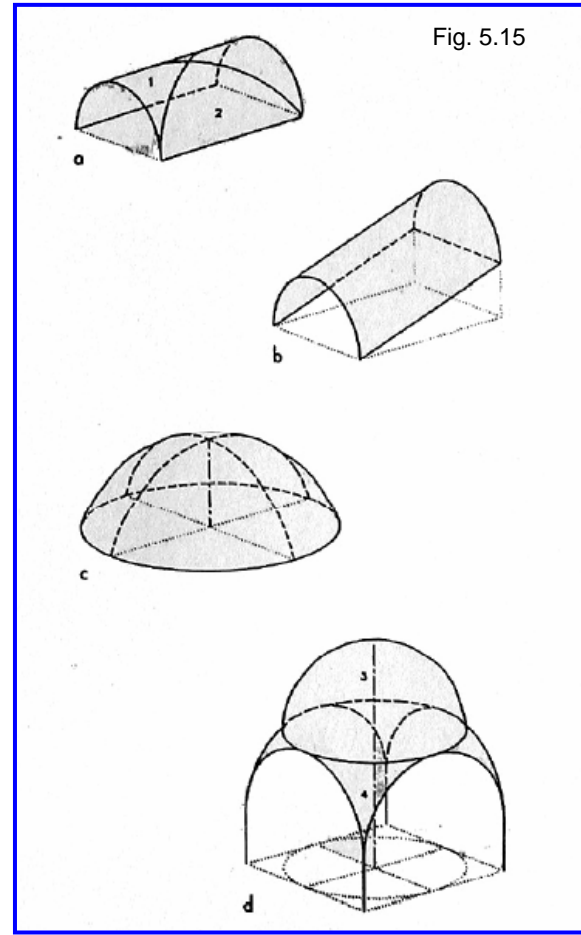
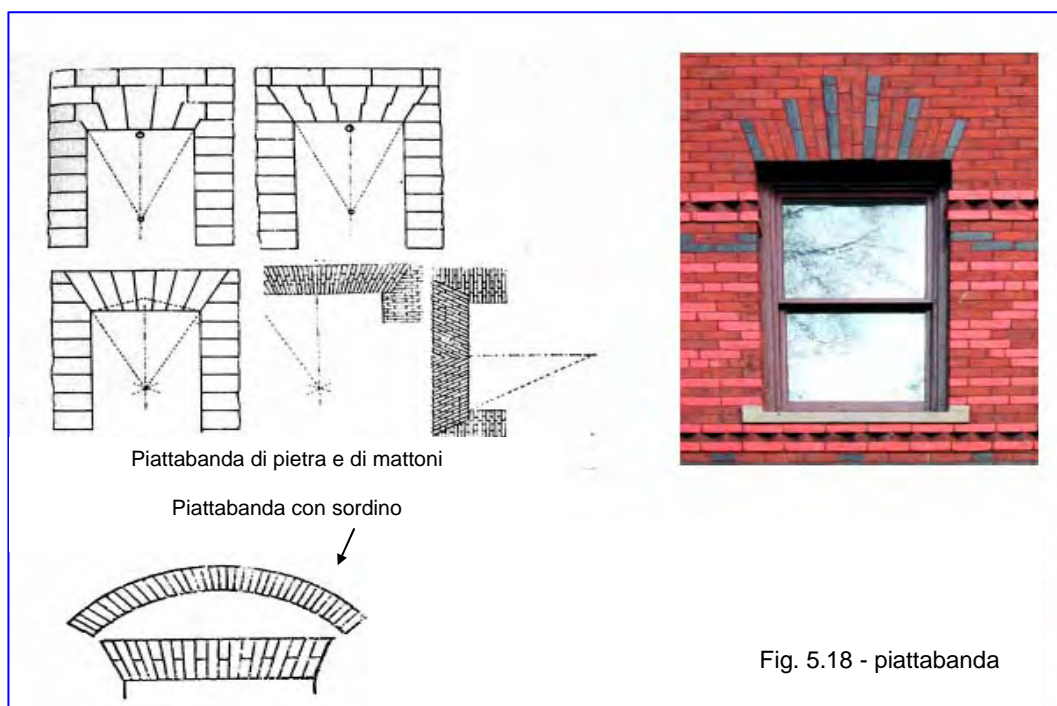


Fig. 5.17

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).

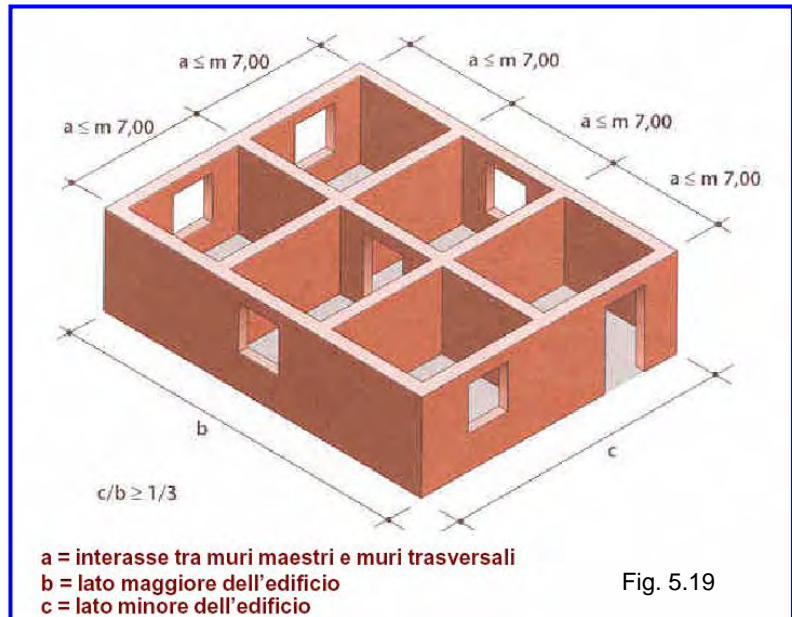


Fig. 5.19

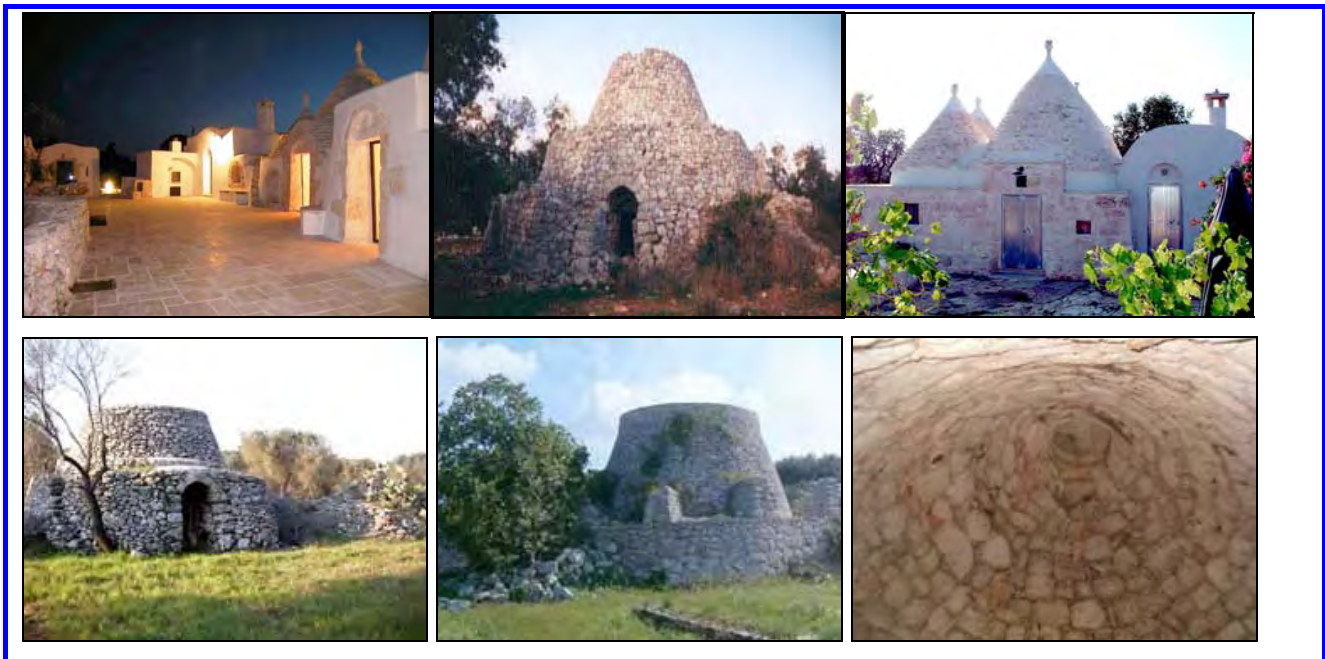


Fig. 5.20 – Esempio di Trulli e pajare

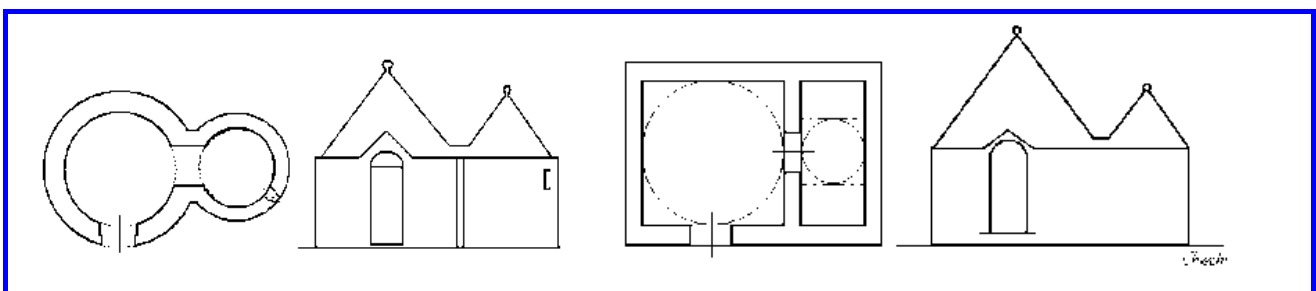


Fig. 5.21 – tipologie di trulli rispettivamente a pianta circolare e a pianta quadrata

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.

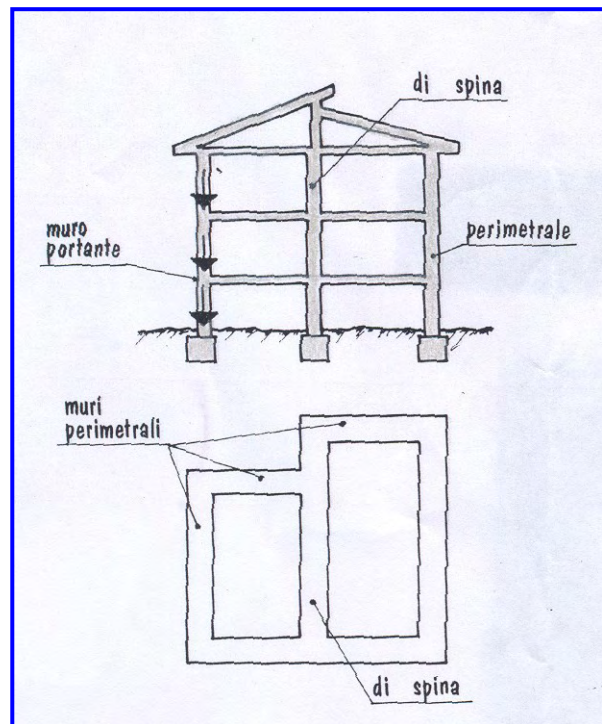


Fig. 5.22– muri portanti

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.**

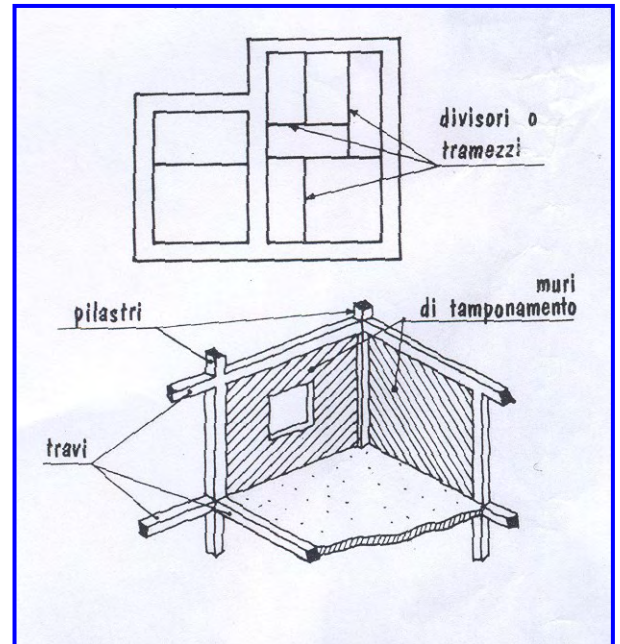


Fig. 5.23– tramezzi e muri di tamponamento

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.

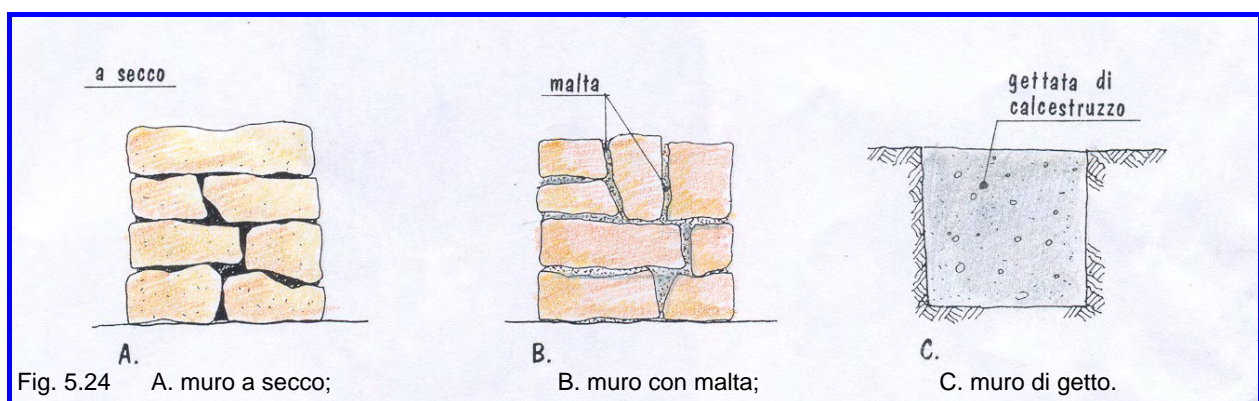


Fig. 5.24 A. muro a secco;

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 a secco 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.

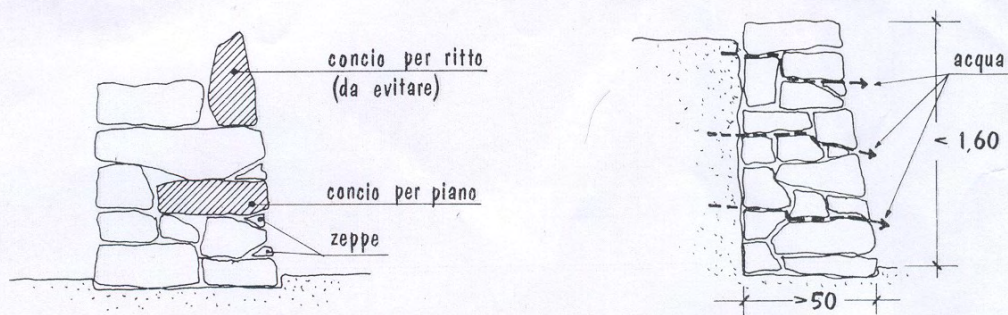


Fig. 5.26 – nuraghe di Losa Abbasanta (Cagliari).

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).

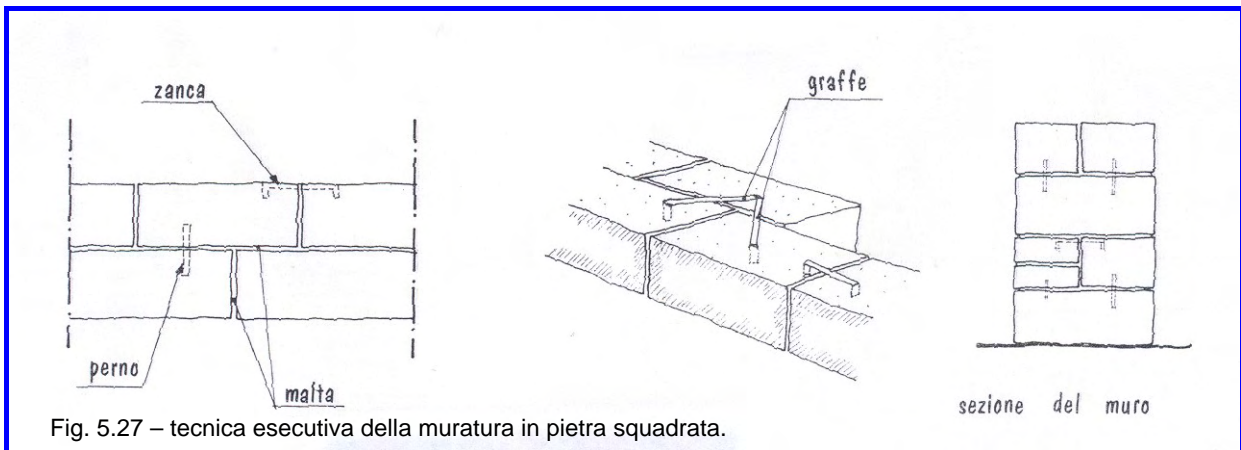


Fig. 5.27 – tecnica esecutiva della muratura in pietra squadrata.

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).

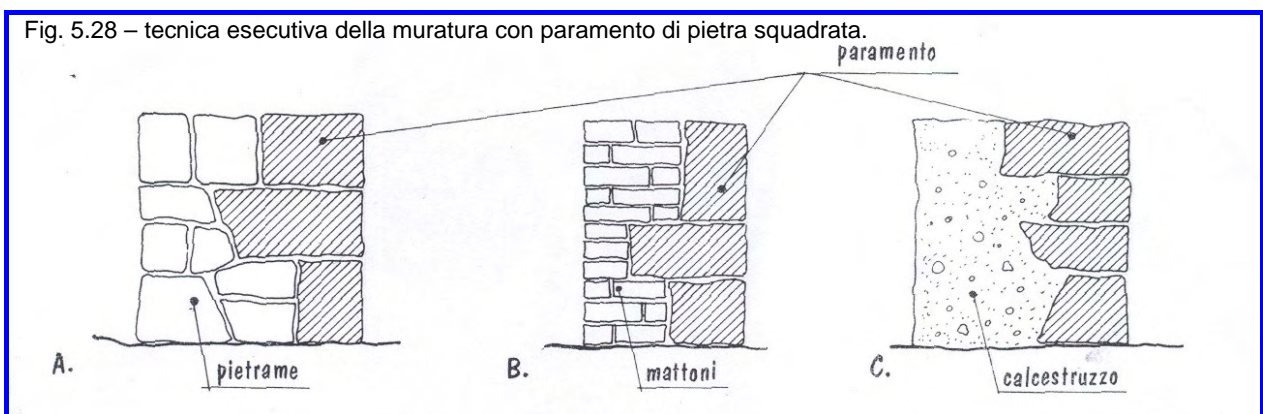


Fig. 5.28 – tecnica esecutiva della muratura con paramento di pietra squadrata.

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.

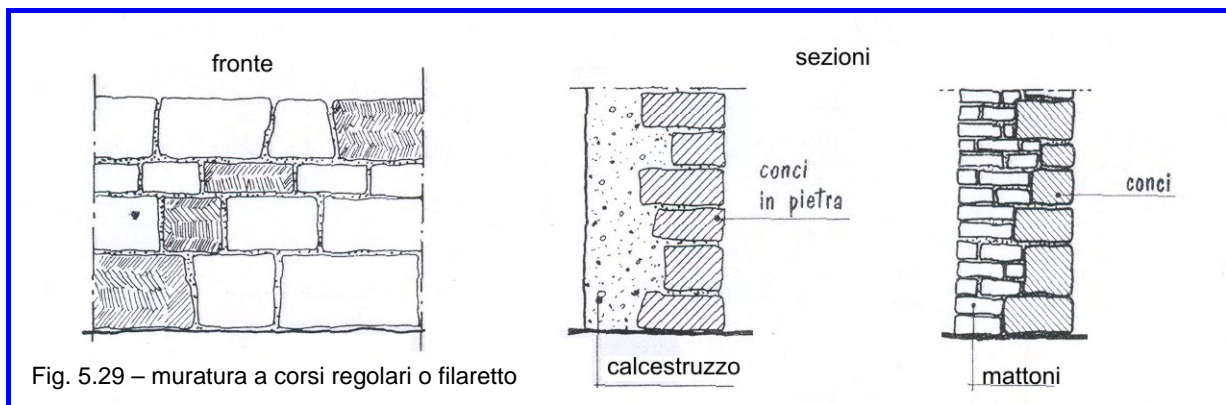


Fig. 5.29 – muratura a corsi regolari o filaretto

- **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

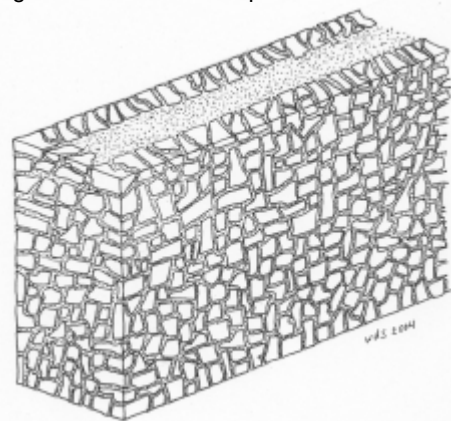


Fig. 5.31 – muratura a corsi interrotti

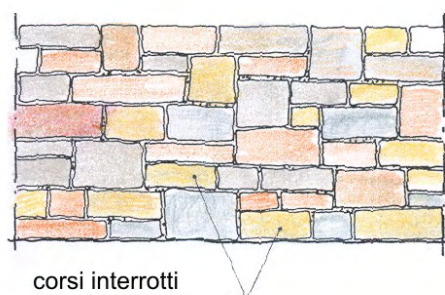


Fig. 5.32 – mura ciclopiche

- **Ciclopica:** si impiegano conci molto grandi di forma irregolare e i grossi vuoti sono chiusi da scaglie e scapole di pietrame (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,

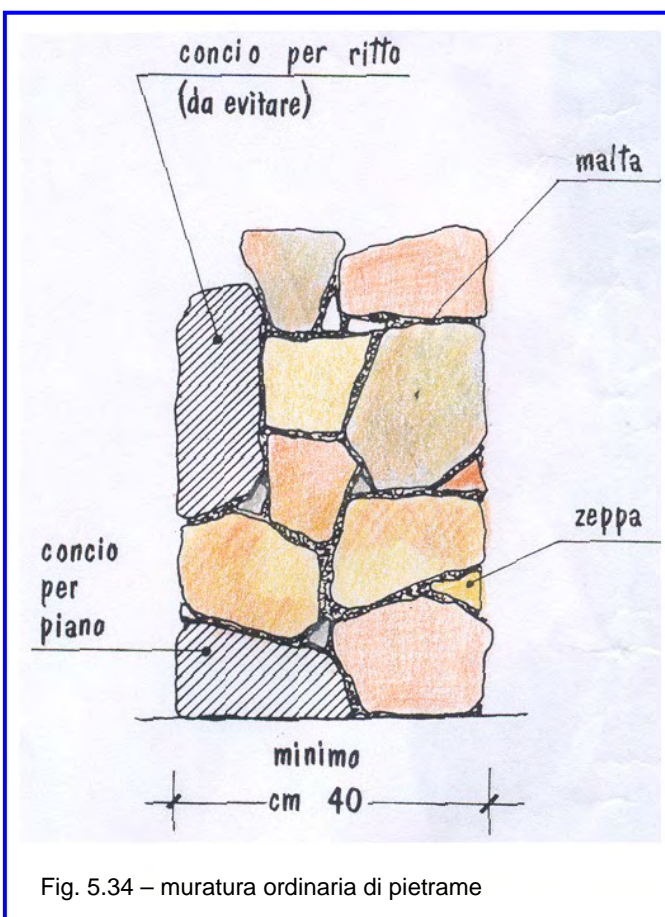
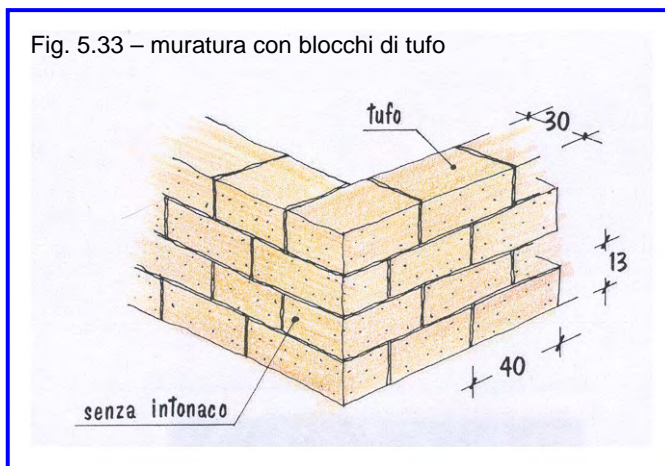
quindi, murature di 30-40 cm o loro multipli e possono essere combinati con il mattone in laterizio. All'aria induriscono perdendo l'acqua di cava, e quindi è sconsigliabile ricoprirli subito di intonaco.

5. murature ordinarie di pietrame.

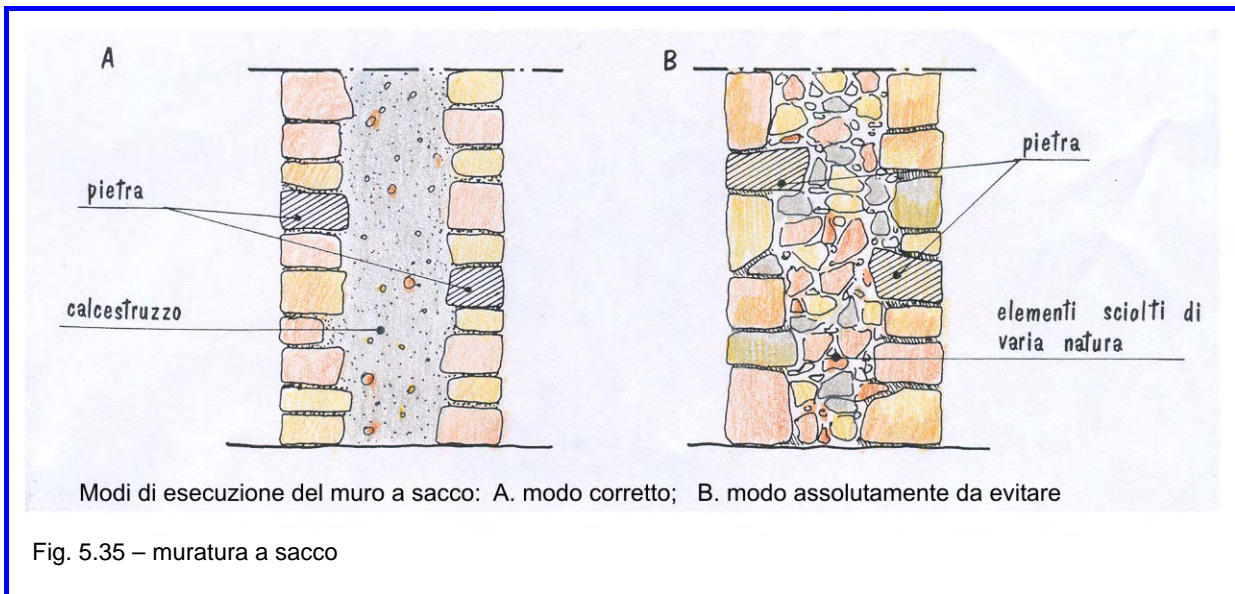
Sono quelle eseguite con scapoli irregolari o scheggioni di pietra, senza particolare cura dal punto di vista estetico e destinate ad essere intonacate sui due lati. Di spessore non inferiore ai 40 cm., per non perdere la resistenza, esse si realizzano con conci di pietra posizionati per piano evitando 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

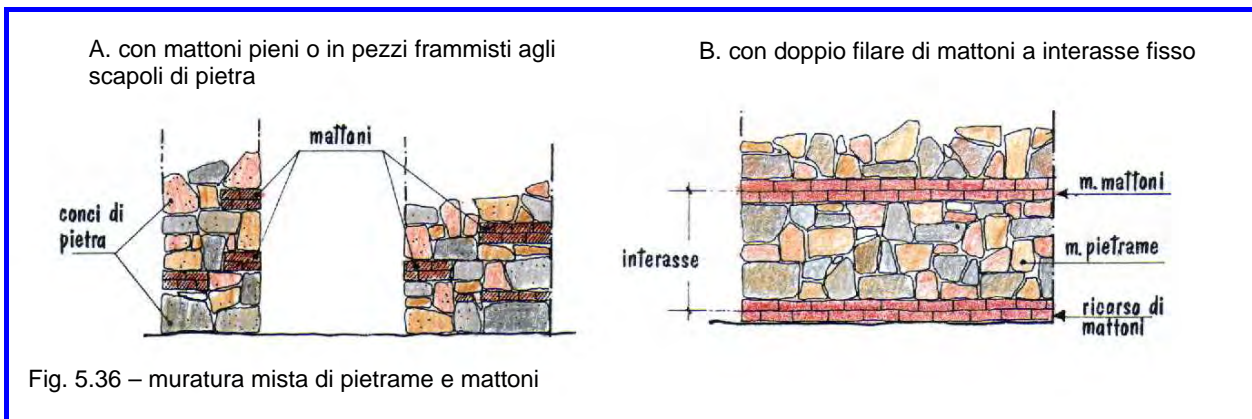
stabilità del muro nel caso lo stesso venga mal eseguito mediante riempimento della parte centrale con avanzi e residui di lavorazione piuttosto che con malta o calcestruzzo. La



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).

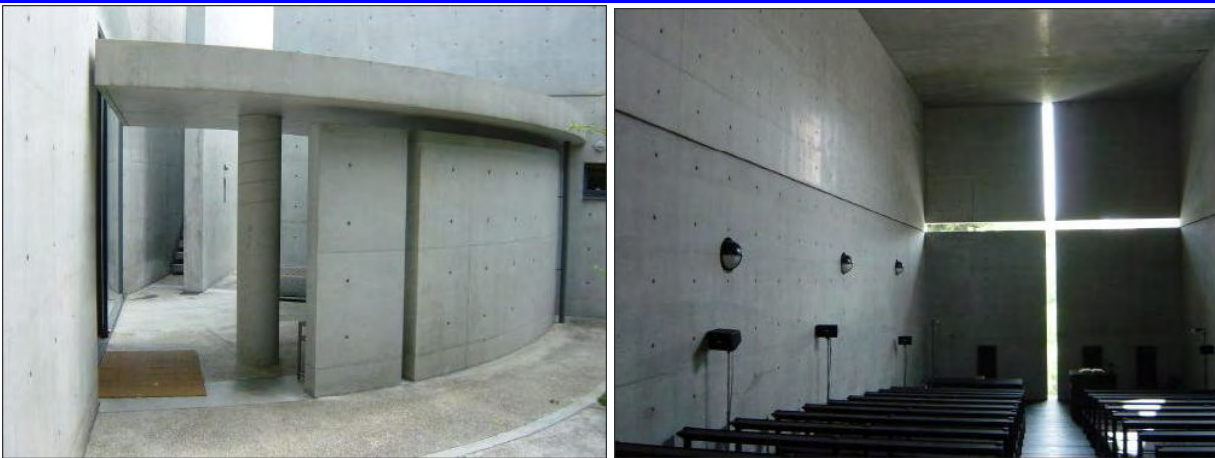


Fig. 5.37 - Church of the light, Ibaraki-shi, Osaka Prefecture, Japan (Arch. Tadao Ando)
foto tratta dal sito <http://www.andotadao.org>



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

- 8. 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.

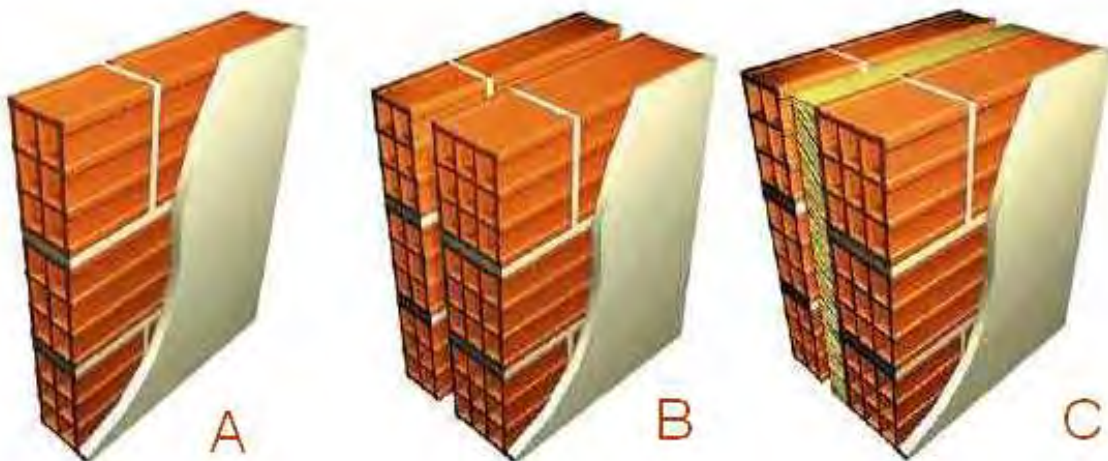


Fig. 5.40 – A. Parete semplice per la realizzazione dei divisori interni; B-C. Pareti doppie per interni o per tamponamenti esterni, isolate termicamente e acusticamente, se necessario, con i due tavolati di elementi forati di laterizio di uguale o diverso spessore.

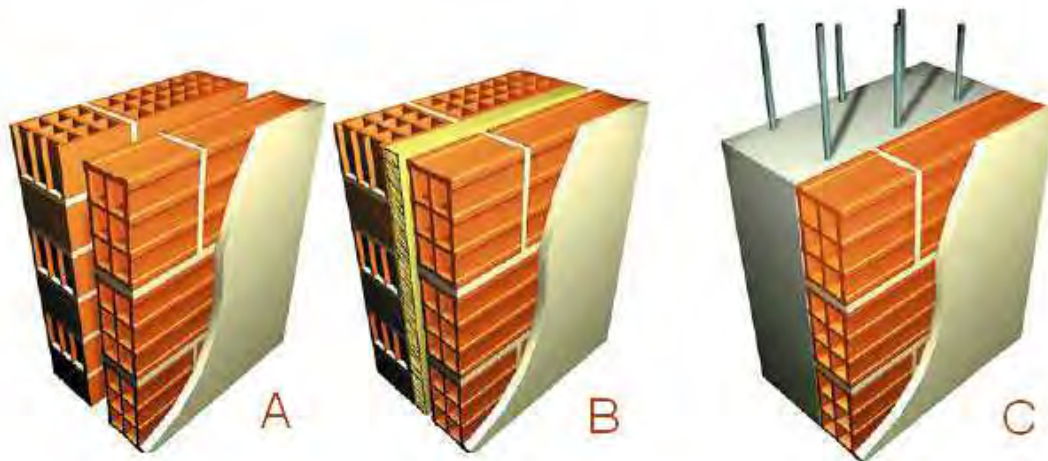


Fig. 5.41 – A. Controparete in elementi forati per murature portanti o setti in c.a.; B-C. Pareti doppie per tamponamenti esterni con il tavolato interno in elementi forati.

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.

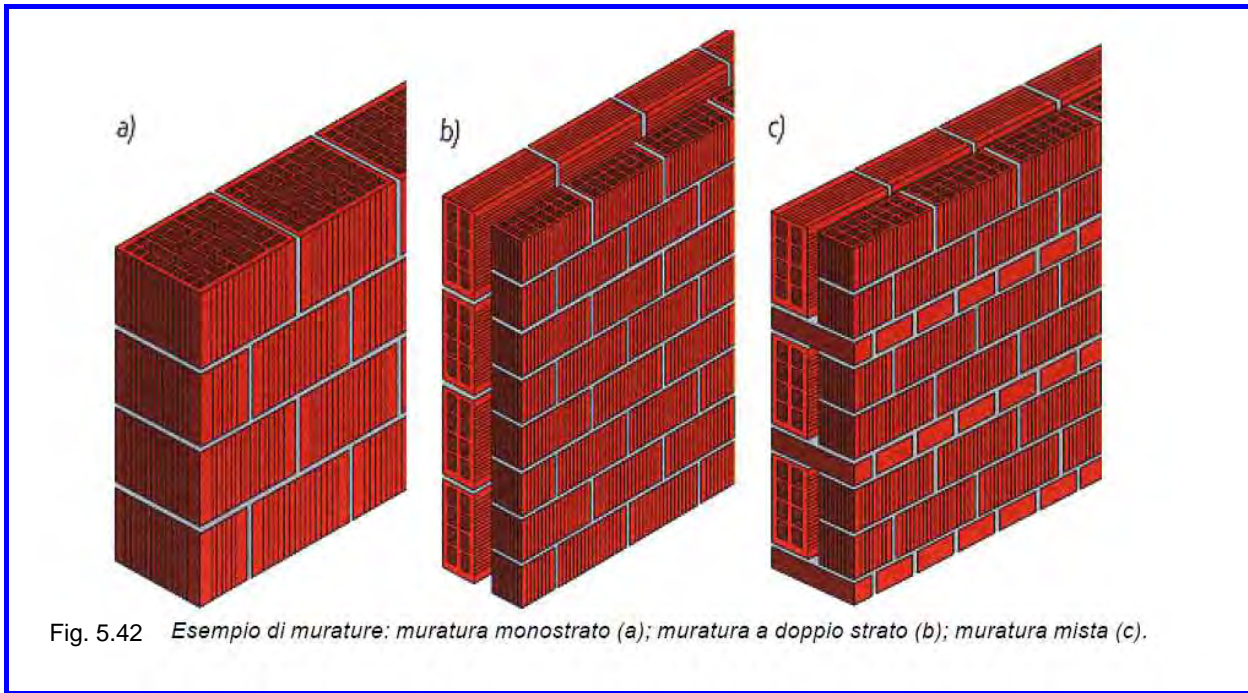
I mattoni in laterizio possono essere quindi utilizzati per le fondamenta, muri portanti, tramezzi, muretti di recinzione e per sistemazioni esterne.

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.



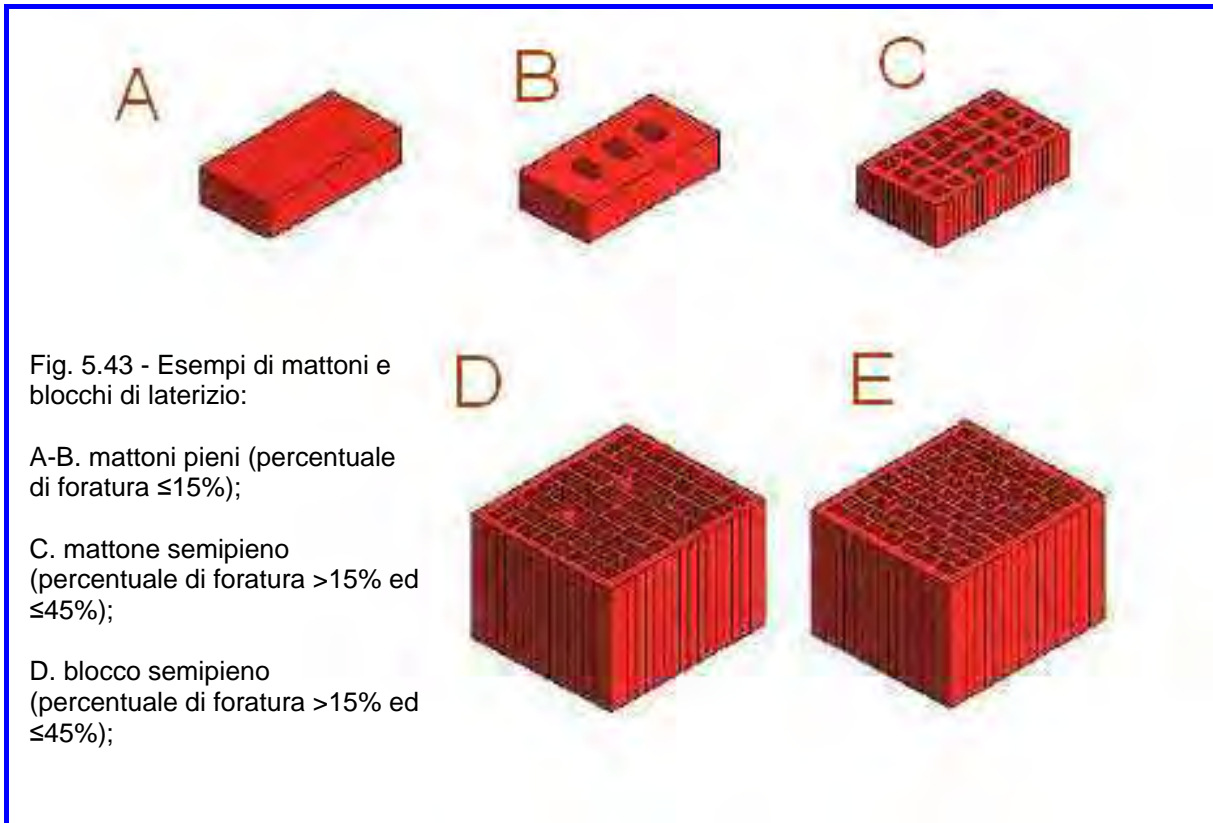
Nelle pagine che seguono si parlerà soltanto di murature portanti e di tamponamento, per ognuna delle quali esistono elementi in laterizio di forma e dimensioni consolidate dalla pratica costruttiva. E' bene precisare fin da ora che, in funzione della loro dimensione, gli elementi in laterizio si dividono 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:

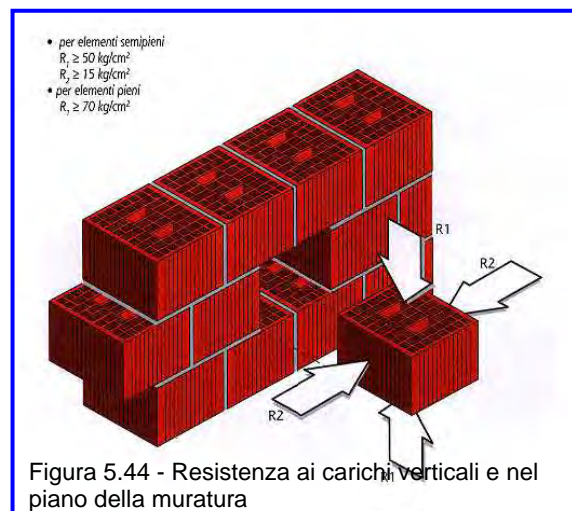
- pieno un elemento (mattono o blocco) con percentuale di foratura non superiore al 15%;
- semipieno un elemento con foratura maggiore del 15% e non superiore al 45%;
- forato un elemento con foratura maggiore del 45% e non superiore al 55% (fig. 5.43).



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.

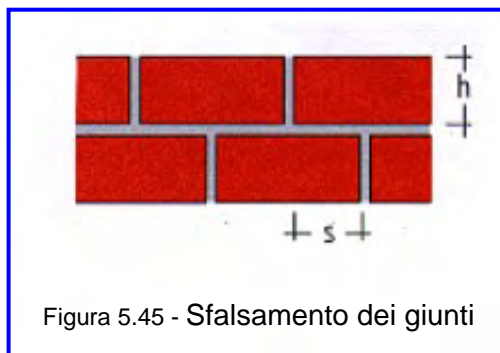


Figura 5.45 - Sfalsamento dei giunti

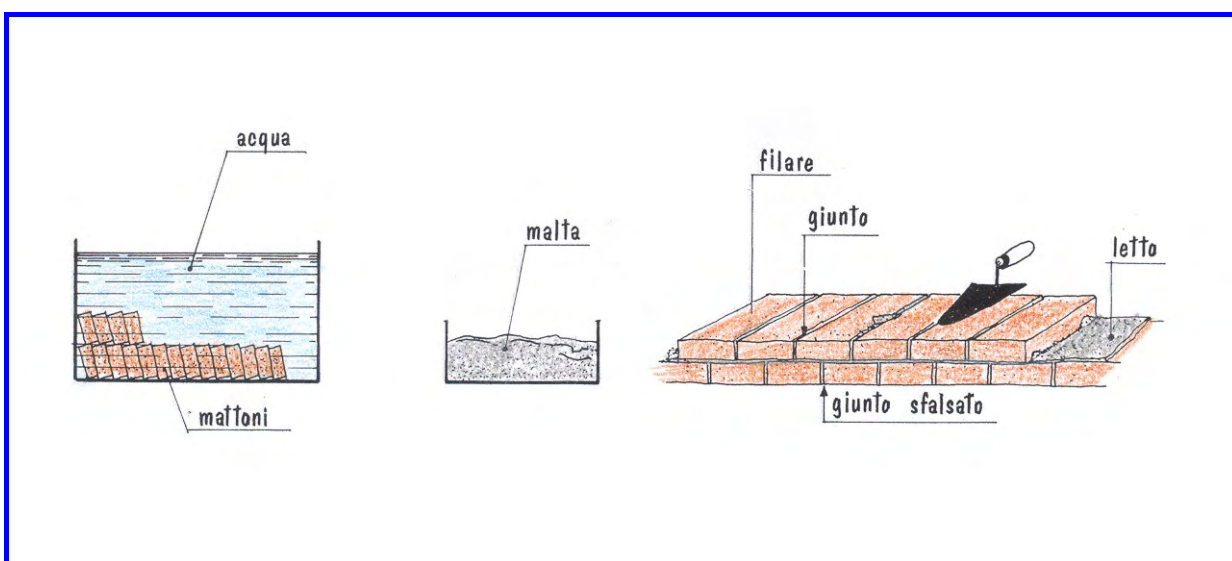


Figura 5.46 – Modalità di esecuzione della muratura in mattoni. Regole principali : bagnatura dei mattoni e sfalsamento dei giunti

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

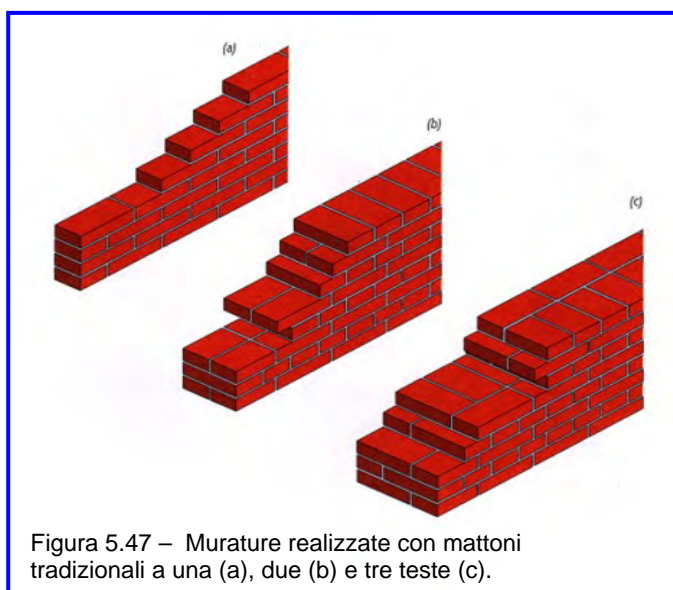
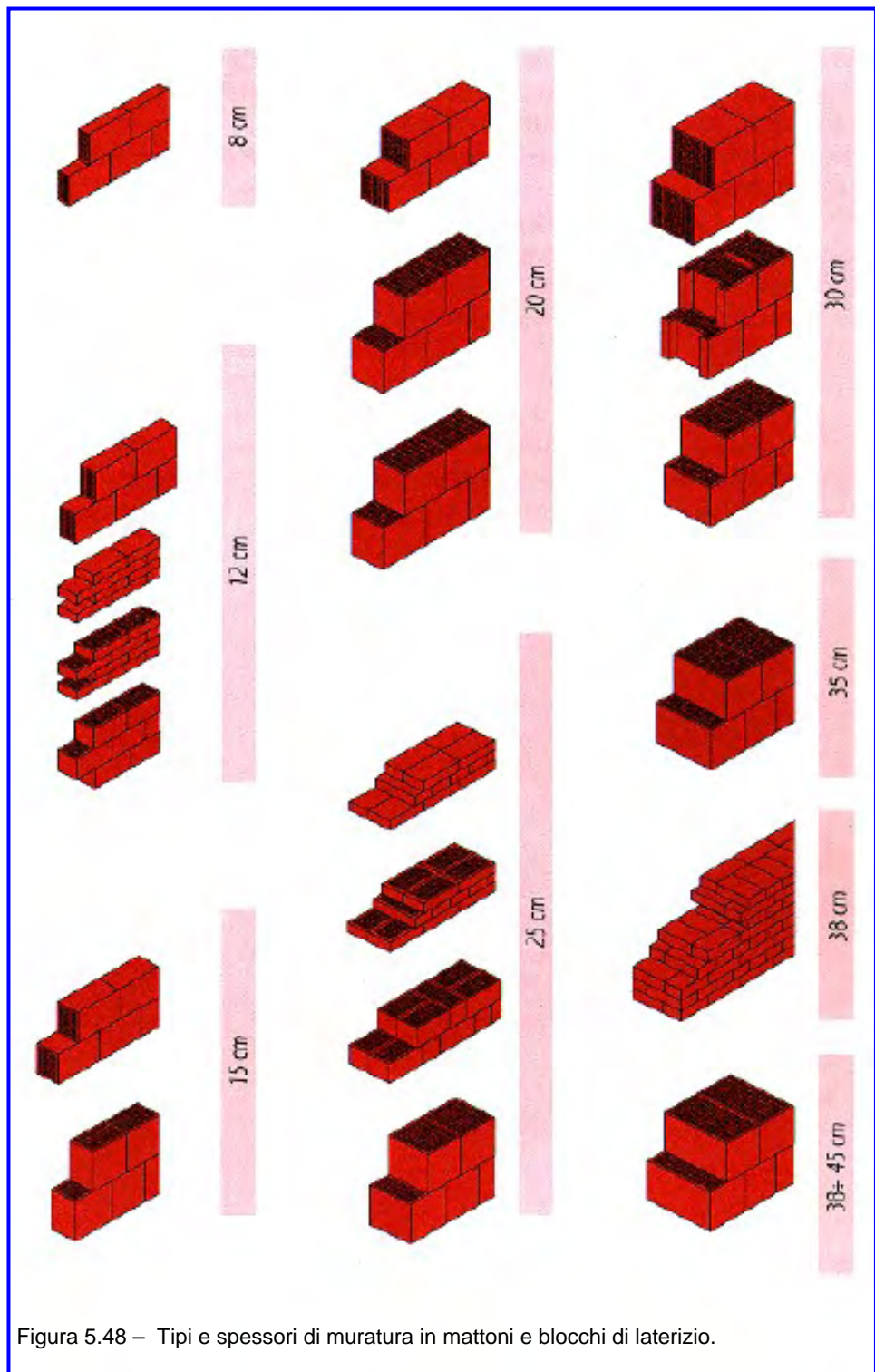


Figura 5.47 – Murature realizzate con mattoni tradizionali a una (a), due (b) e tre teste (c).

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



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.

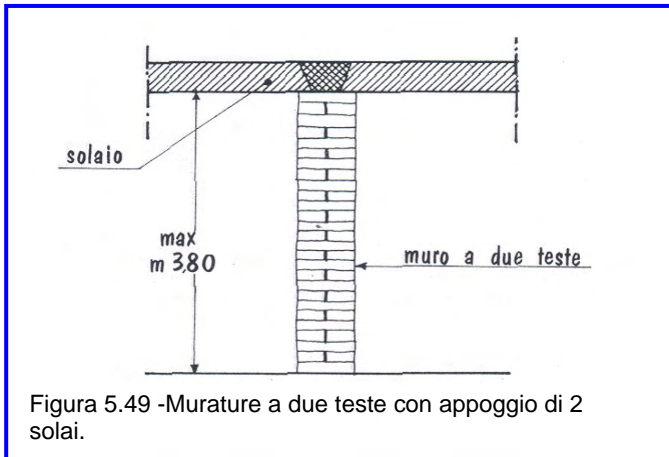


Figura 5.49 - Murature a due teste con appoggio di 2 solai.

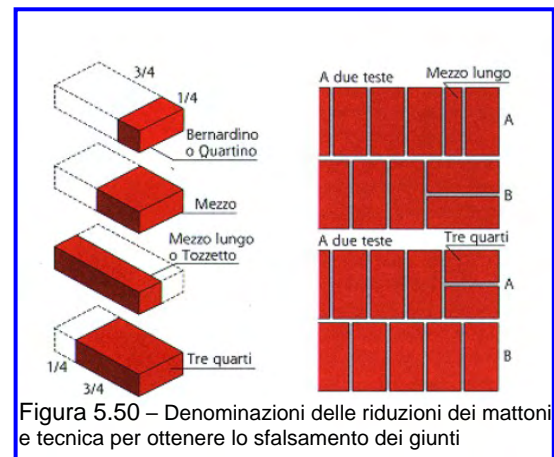


Figura 5.50 – Denominazioni delle riduzioni dei mattoni e tecnica per ottenere lo sfalsamento dei giunti

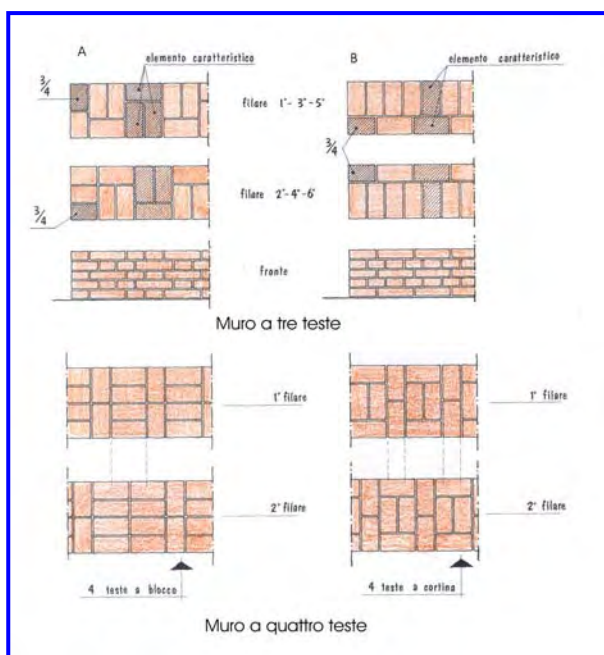


Figura 5.51

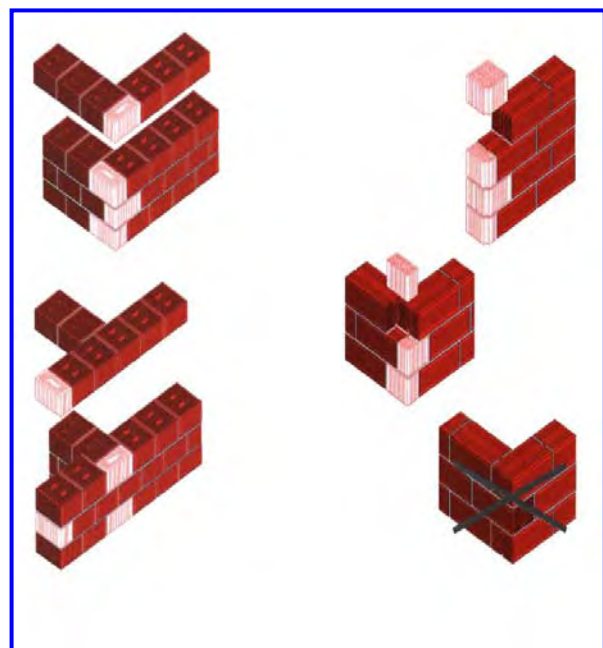


Figura 5.52 – impiego di pezzi speciali nelle murature portanti e di tamponamento.

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).

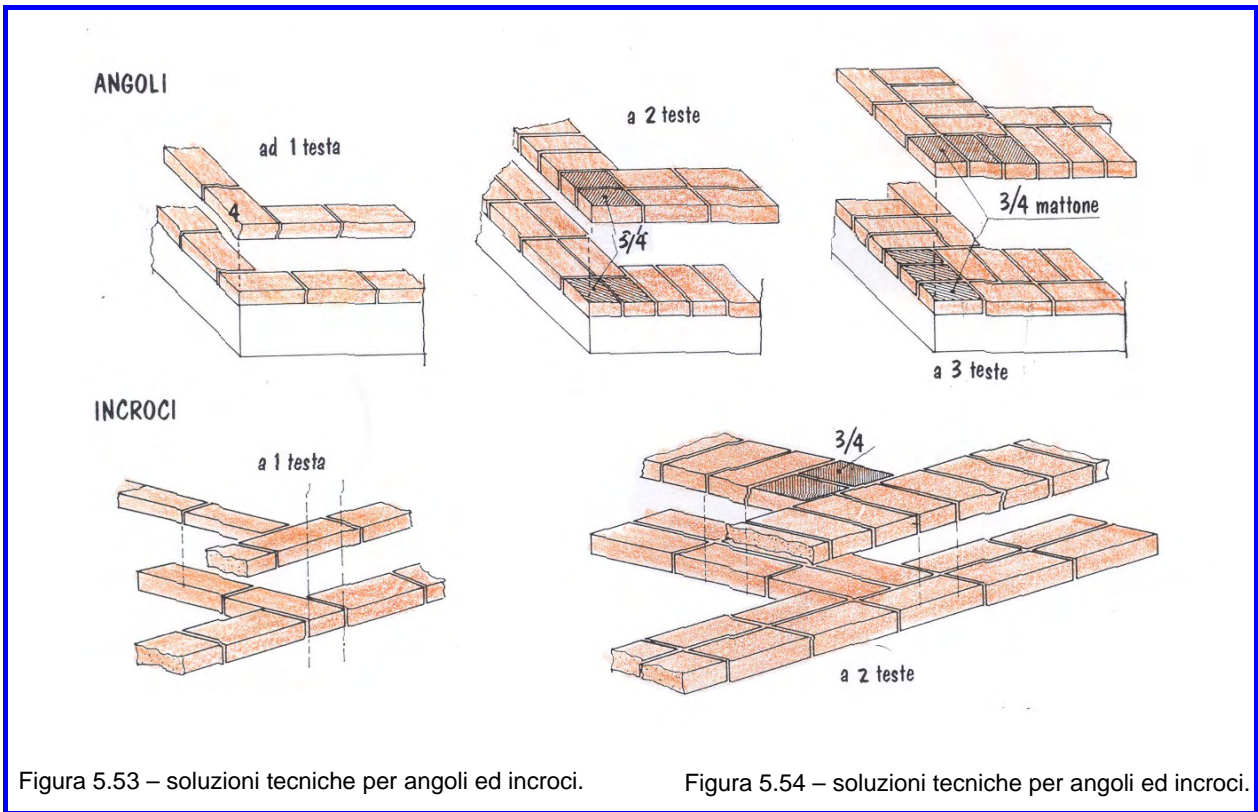


Figura 5.53 – soluzioni tecniche per angoli ed incroci.

Figura 5.54 – soluzioni tecniche per angoli ed incroci.

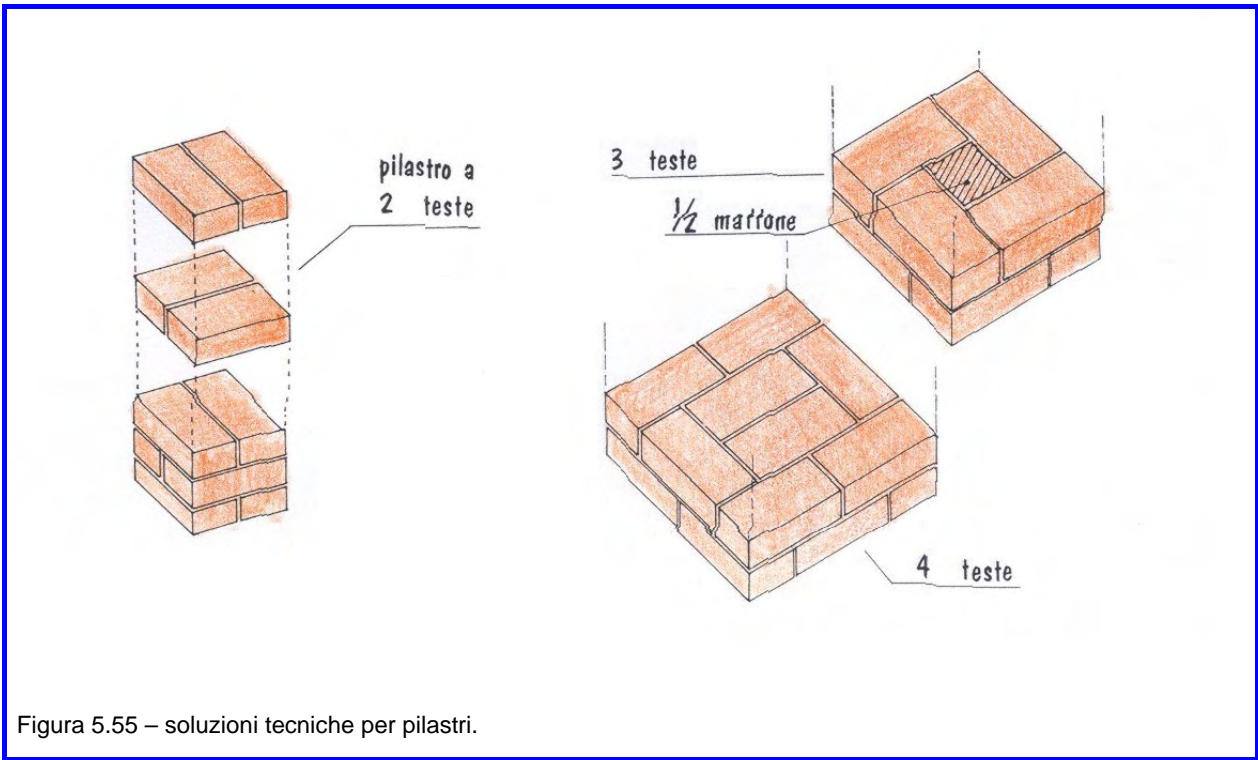


Figura 5.55 – soluzioni tecniche per pilastri.

5.9 Murature di mattoni a faccia vista.

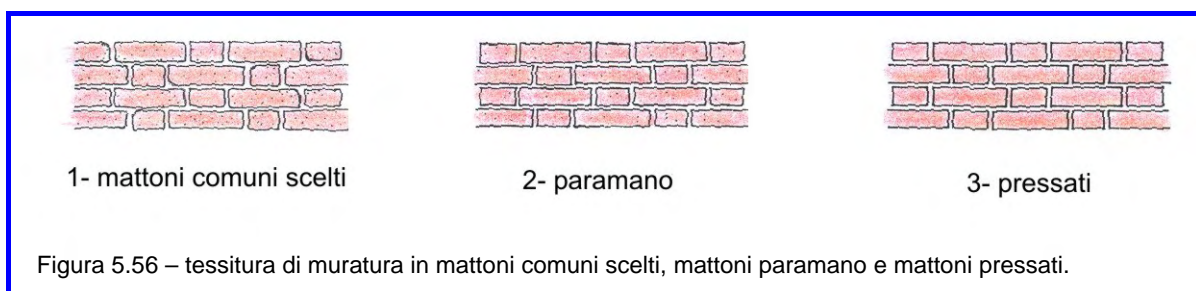
Nelle murature a faccia vista le problematiche sono analoghe, ma è necessaria maggiore cura per la scelta dei mattoni, che oltre ad essere resistente a compressione deve avere una buona tenacità e durezza, essendo esposto agli agenti atmosferici.

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.

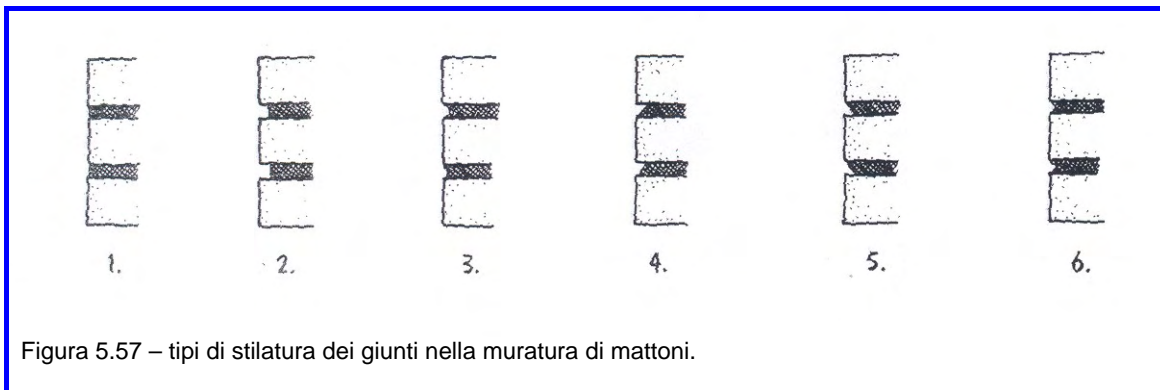


Figura 5.57 – tipi di stilatura dei giunti nella muratura di mattoni.

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.

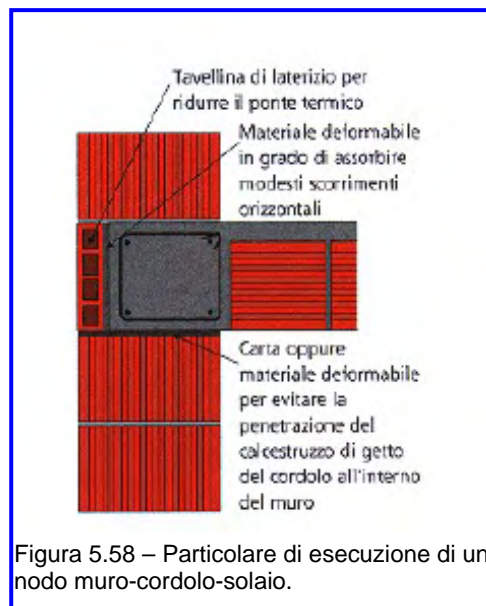


Figura 5.58 – Particolare di esecuzione di un nodo muro-cordolo-solaio.

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.

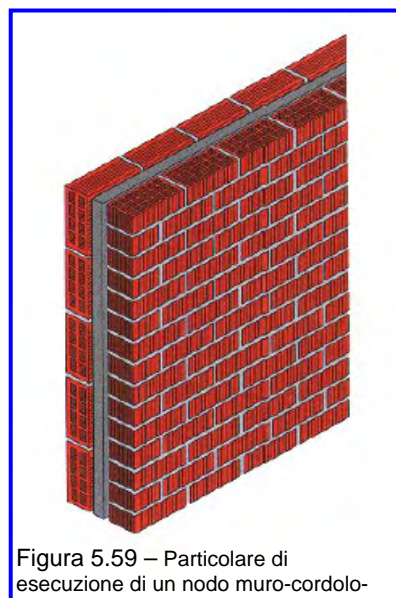


Figura 5.59 – Particolare di esecuzione di un nodo muro-cordolo-

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.

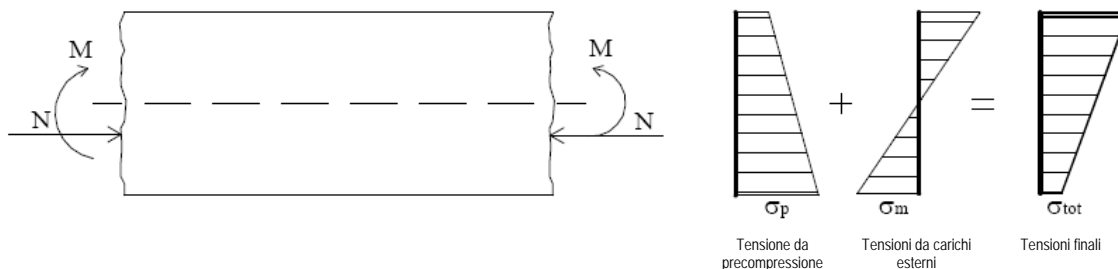


Figura 6.1 - Effetto di sovrapposizione delle tensioni in una trave in c.a.p.

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

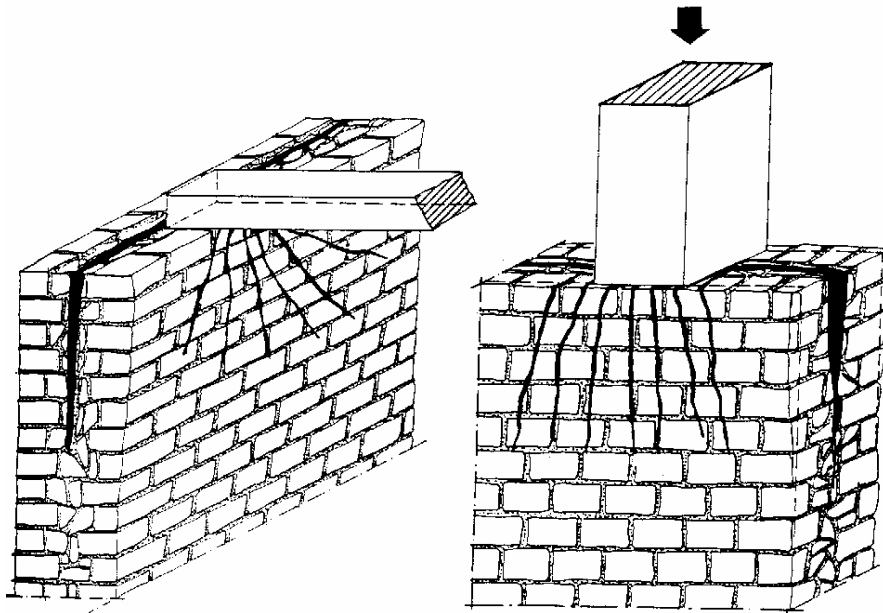


Figura 7.3 - Effetti dei carichi concentrati

8 GLI EDIFICI IN CEMENTO ARMATO

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

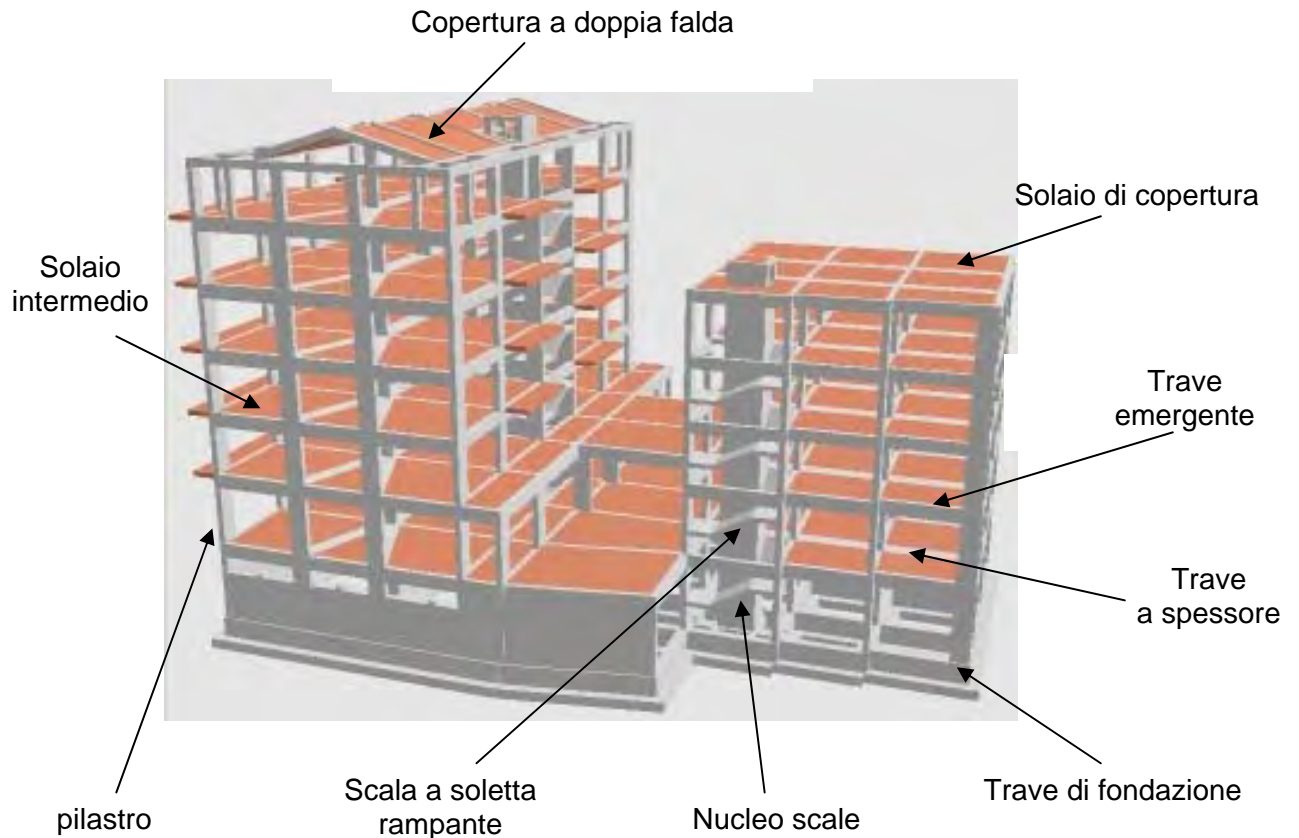


Figura 8.1 – Edificio in c.a.: struttura

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.

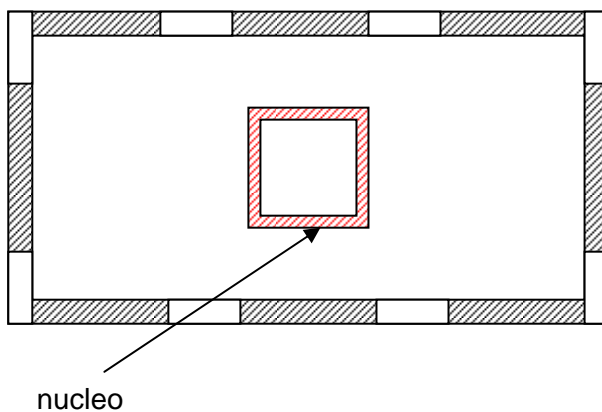


Figura 8.2 – Edificio in c.a.: struttura a nucleo

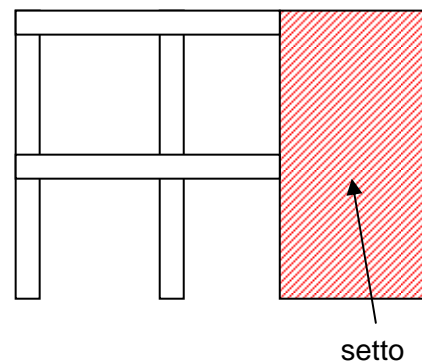


Figura 8.3 – Edificio in c.a.: struttura a setti

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

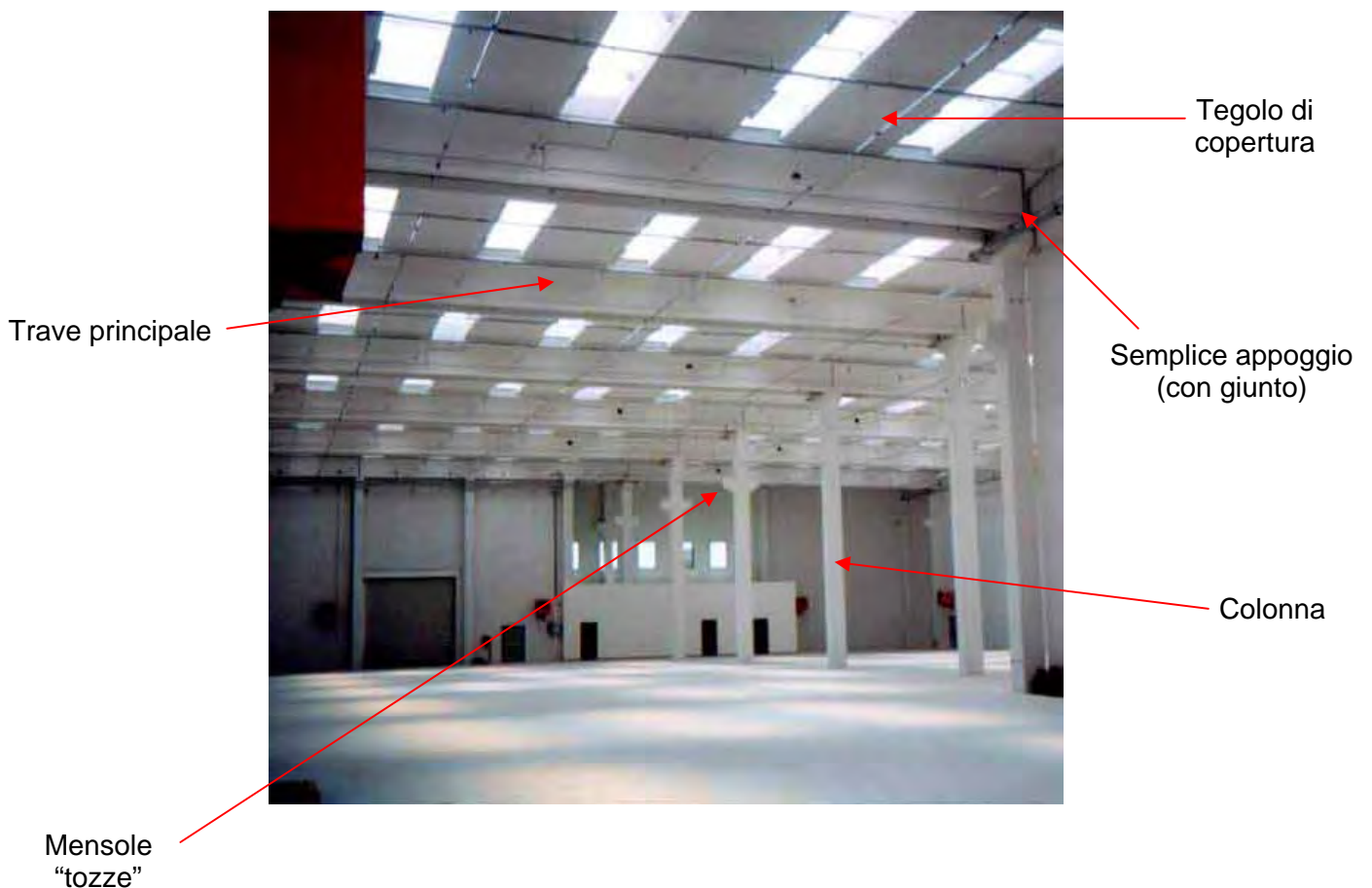


Figura 8.5 – Edificio prefabbricato in c.a.:
vista interna

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:

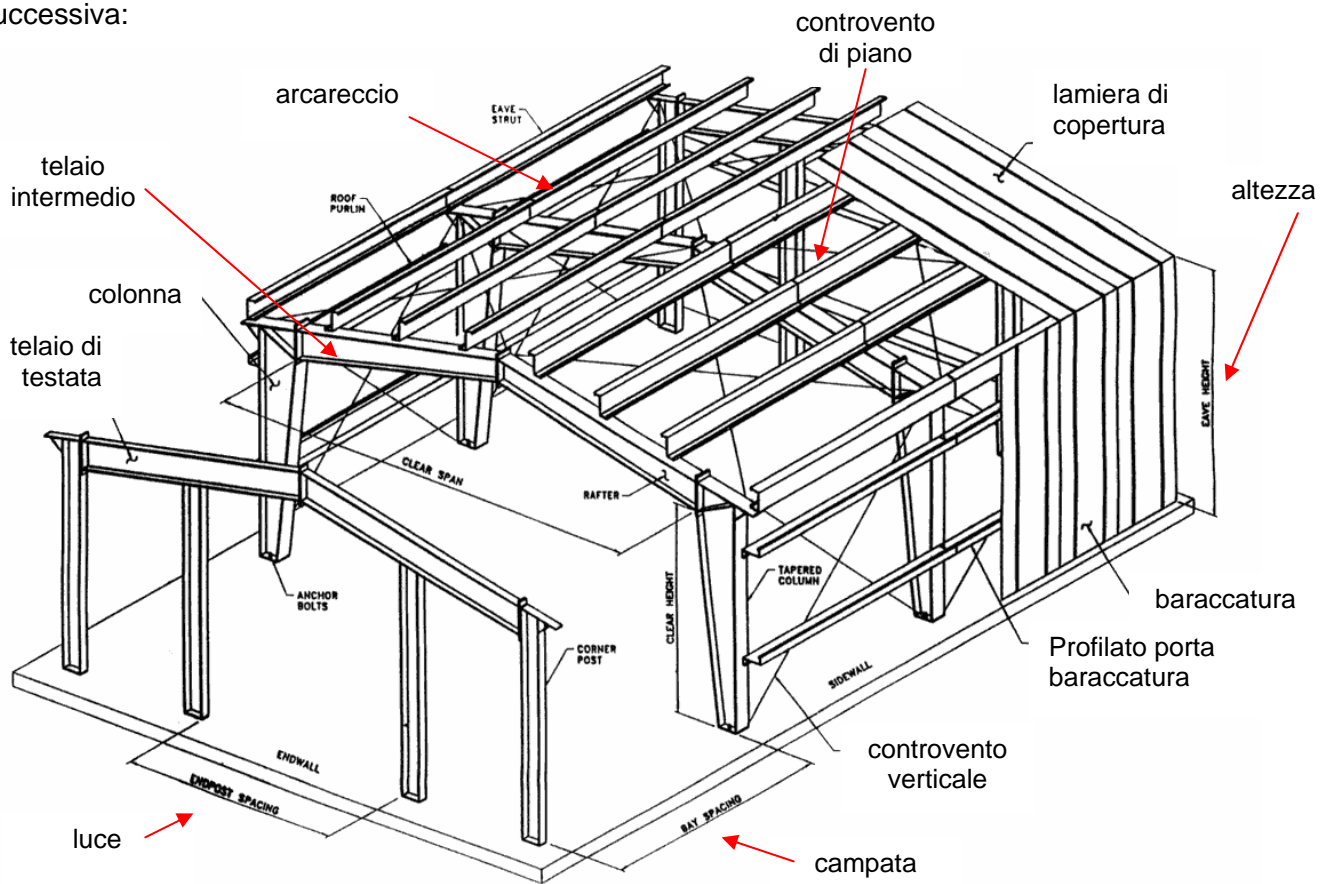
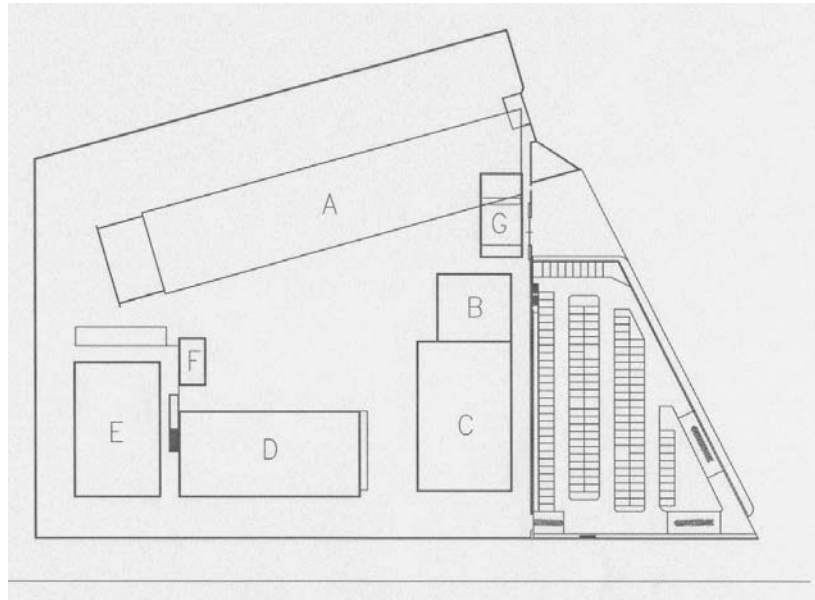


Figura 9.1 – Capannone industriale in acciaio.
Componenti principali

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 "piazza":



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.

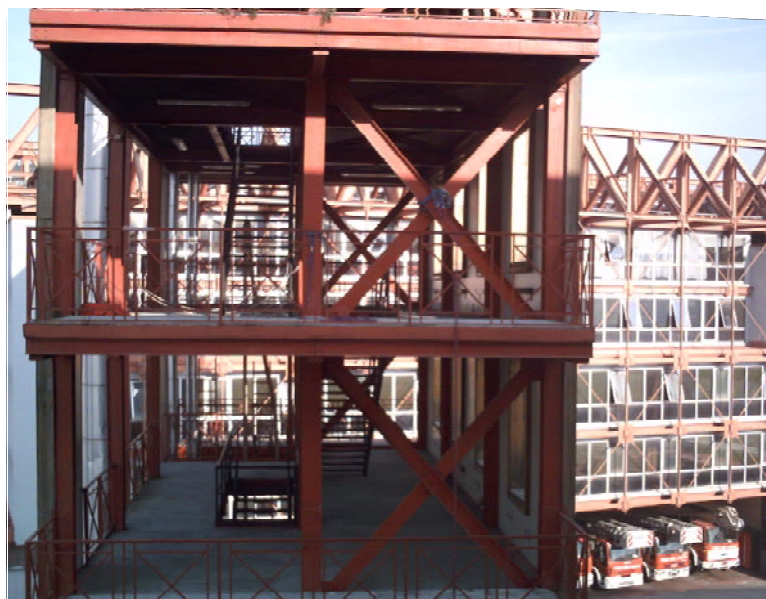
Ai nuclei in cemento armato è affidato il compito di assorbire, oltre ai carichi verticali trasmessi dalle strutture di copertura, anche le azioni orizzontali dovute al vento.

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:

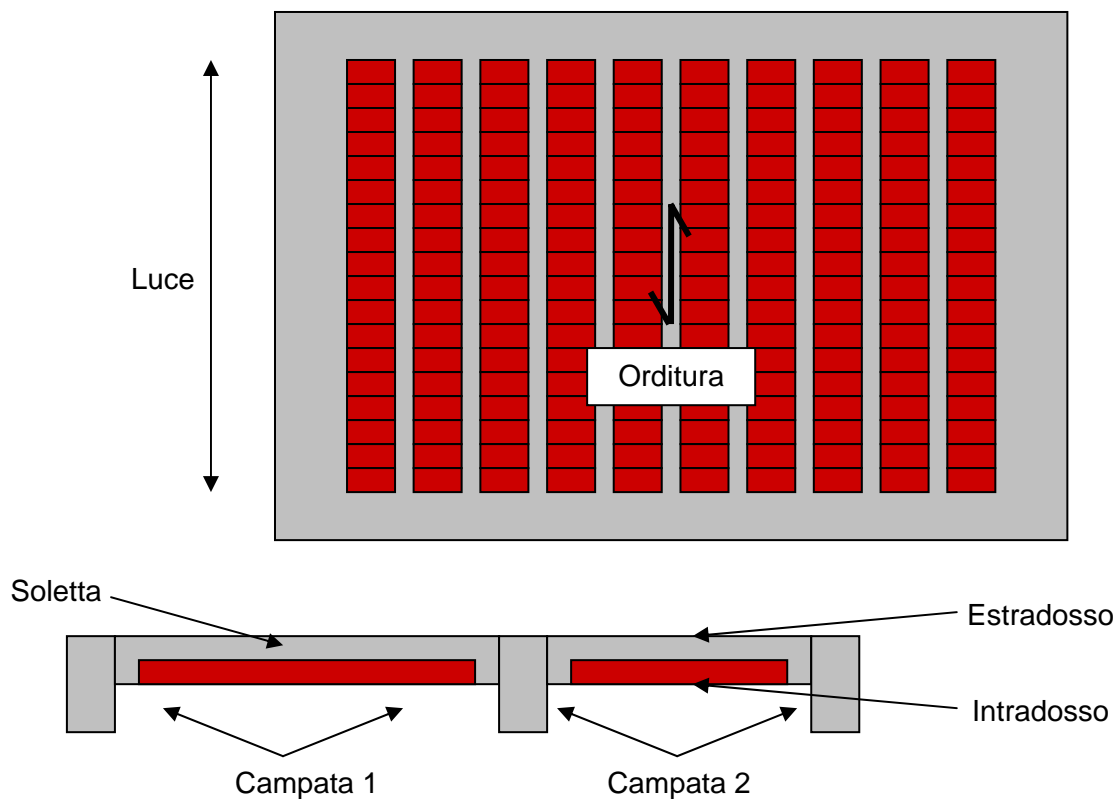


Figura 10.1 – Carpenteria e sezione solaio in c.a.

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.

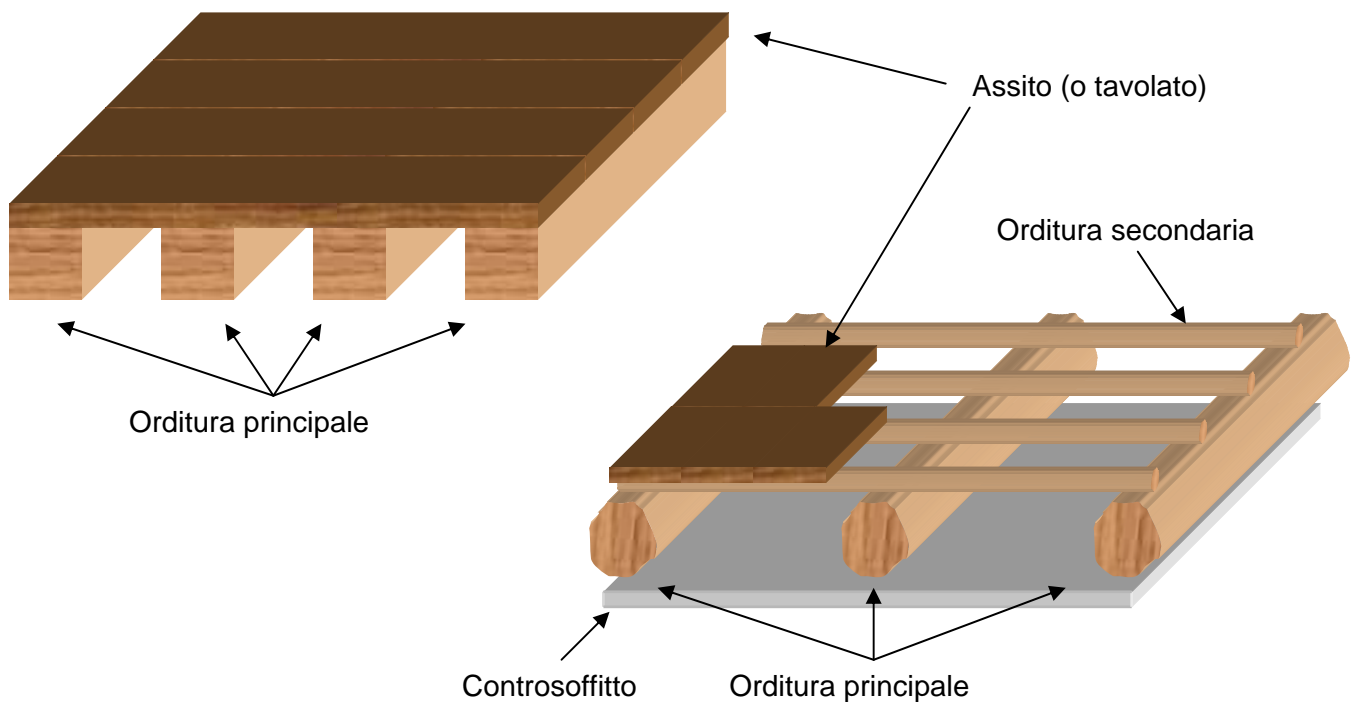


Figura 10.2 – Solaio in legno

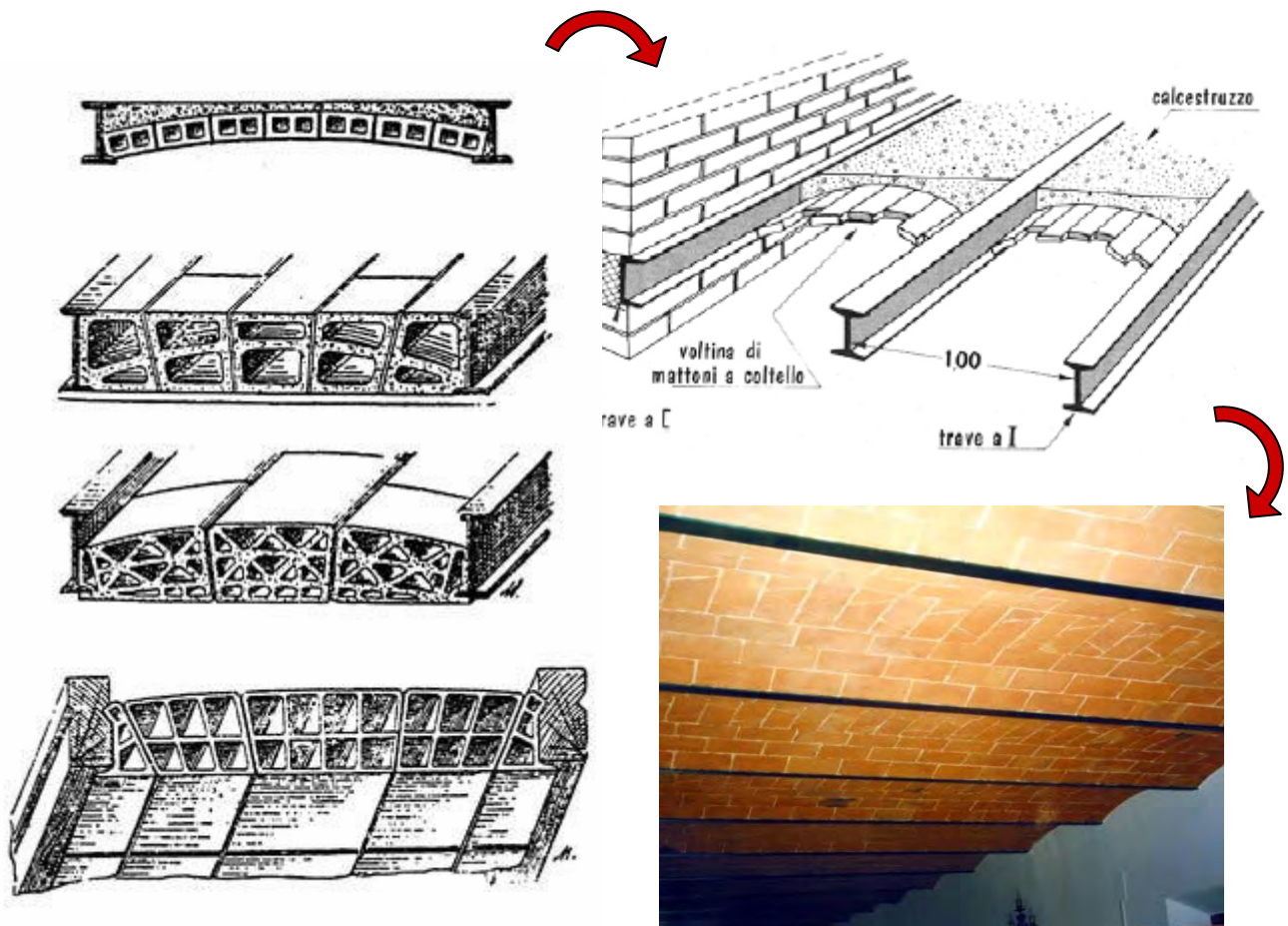
10.3 Solai in ferro

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 sole 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.

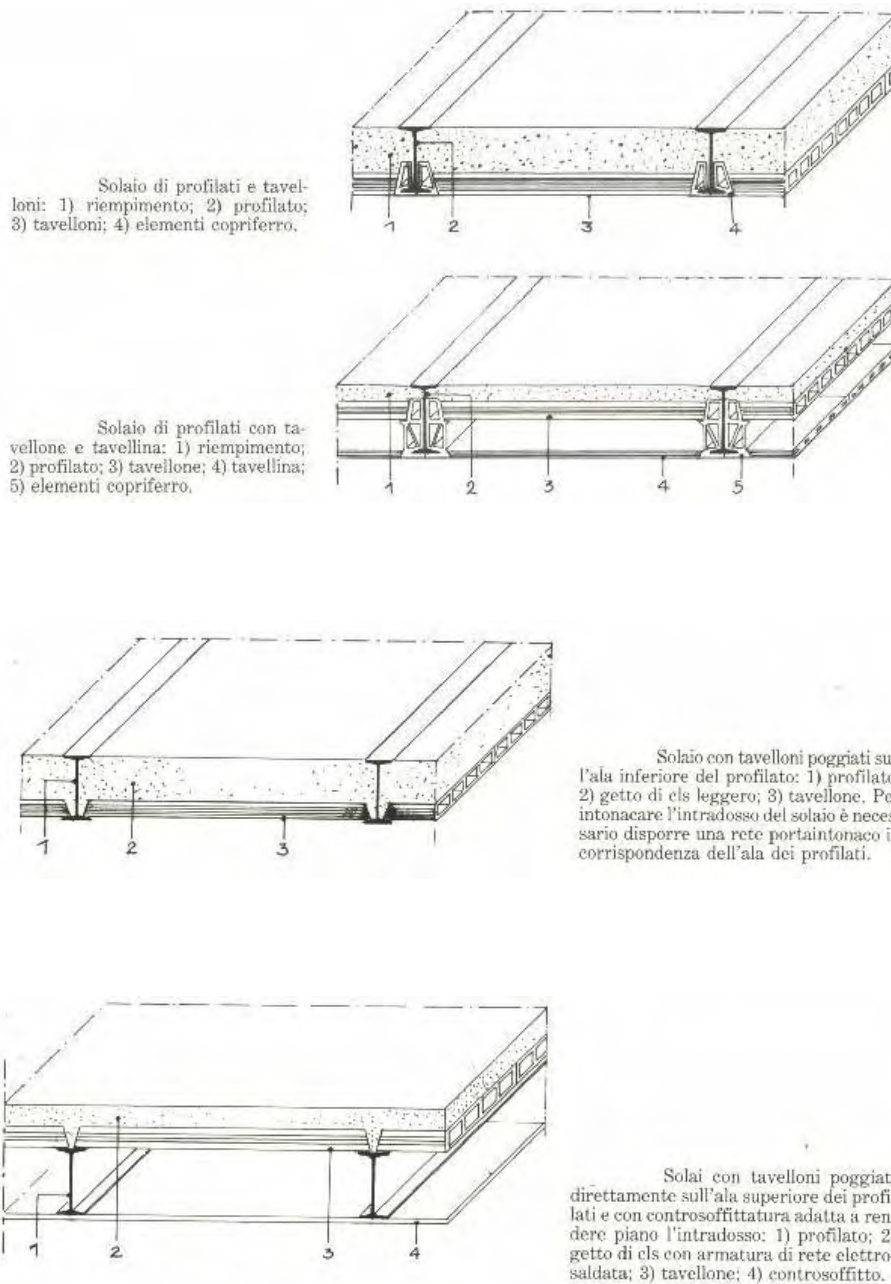


Figura 10.4 – Solai in ferro con tavelloni

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.

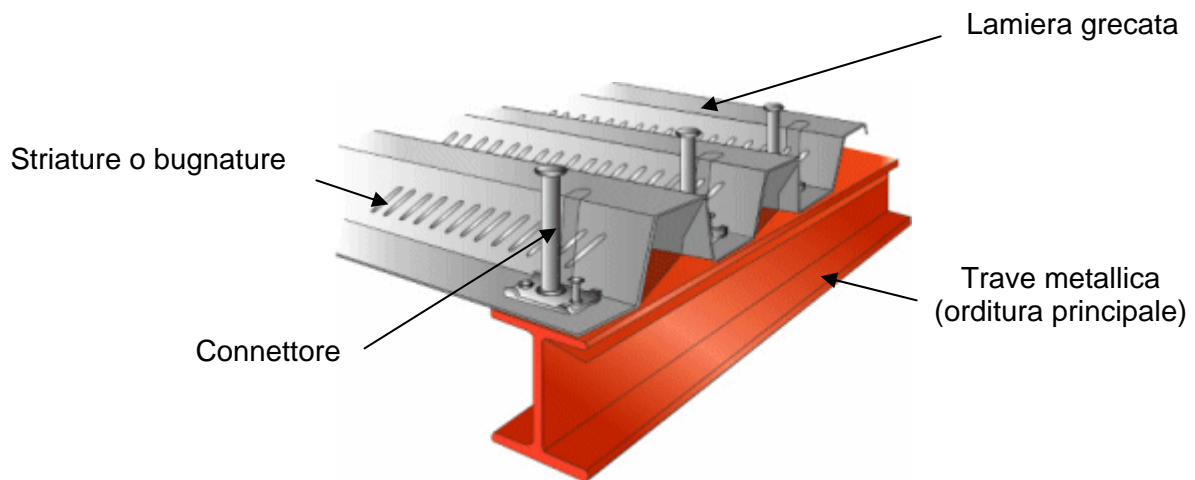


Figura 10.5 – Solai in lamiera grecata

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:

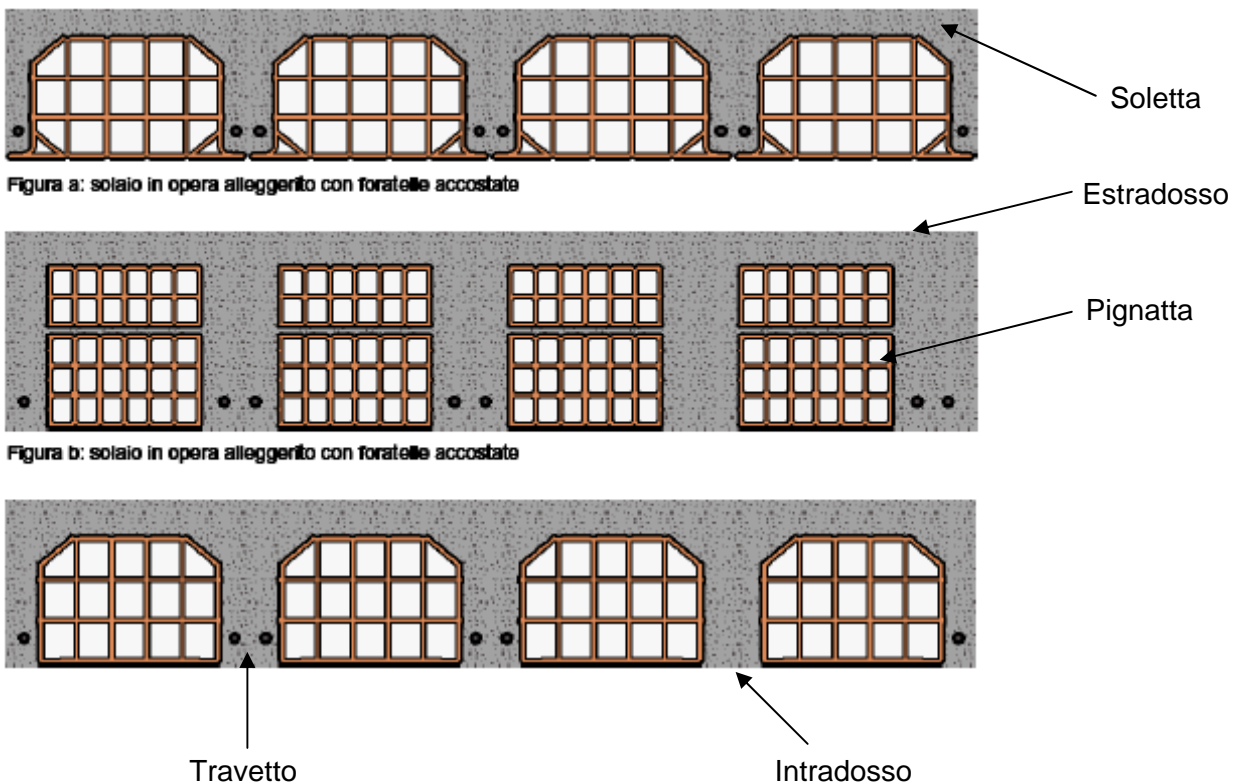


Figura 10.6 – Solai in laterocemento gettati in opera

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 intralacciato in c.a. o travetto precompresso.

Le seguenti figure esemplificano le varie tipologie appena descritte:

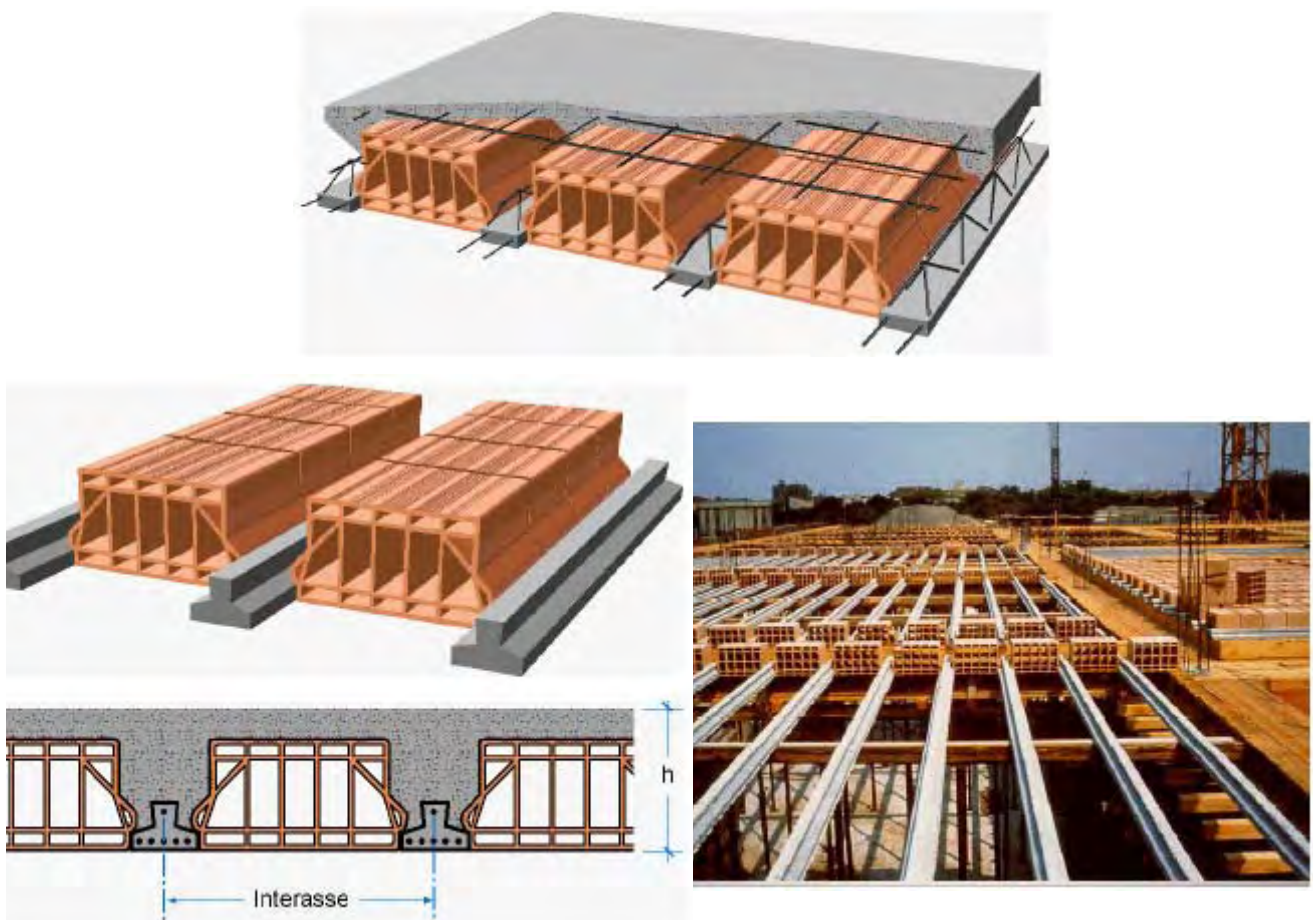


Figura 10.8 – Solai in c.a. con travetti prefabbricati



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.

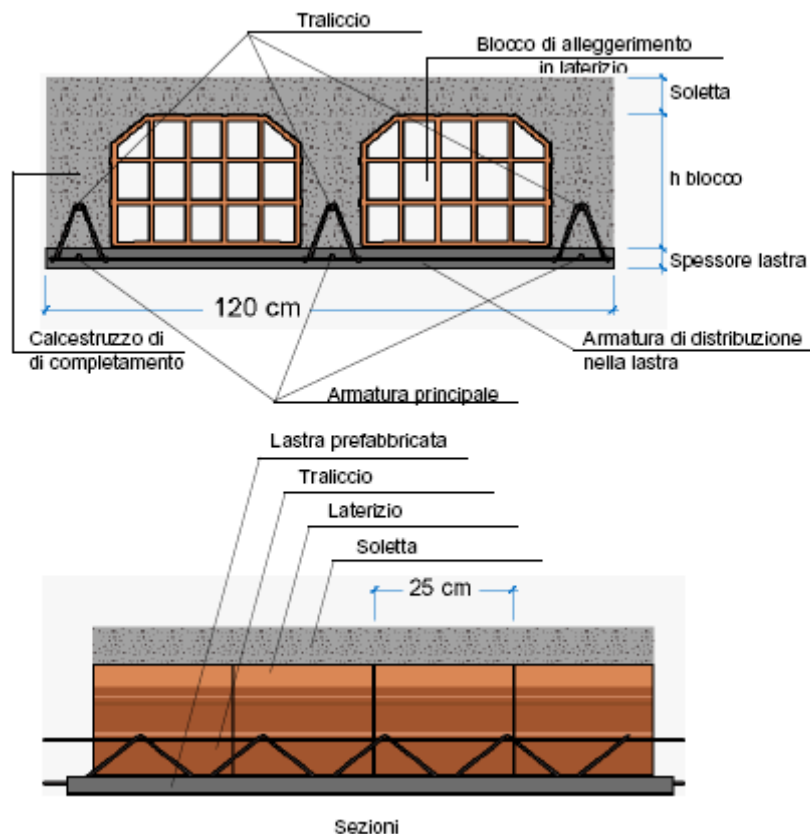


Figura 10.10 – Solai a predalles

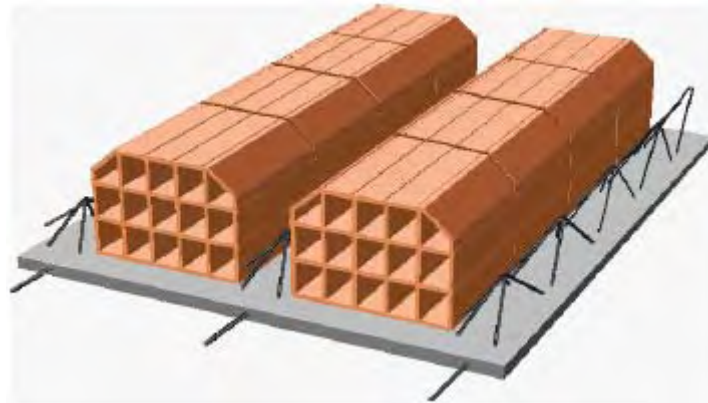


Figura 10.11 – Solaio a predalles

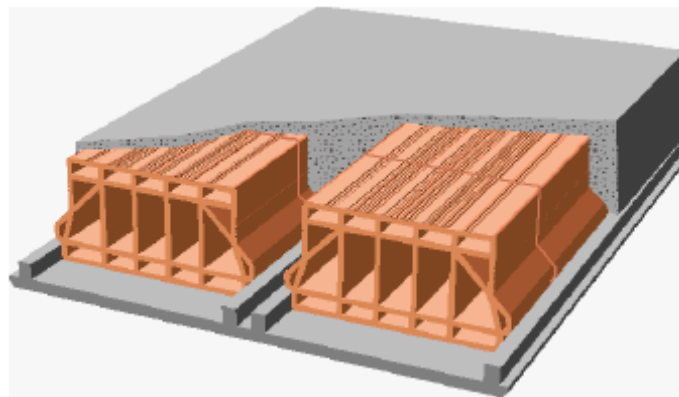


Figura 10.12 – Solaio a pannelli prefabbricati e soletta gettata in opera

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

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.

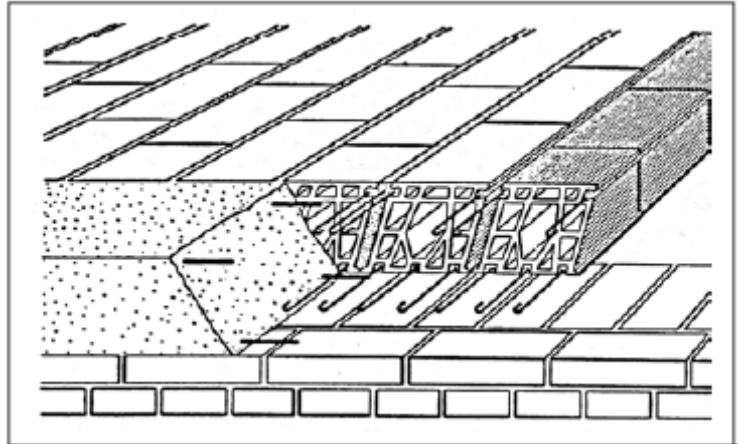


Figura 10.15 – Solaio tipo S.A.P.

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.

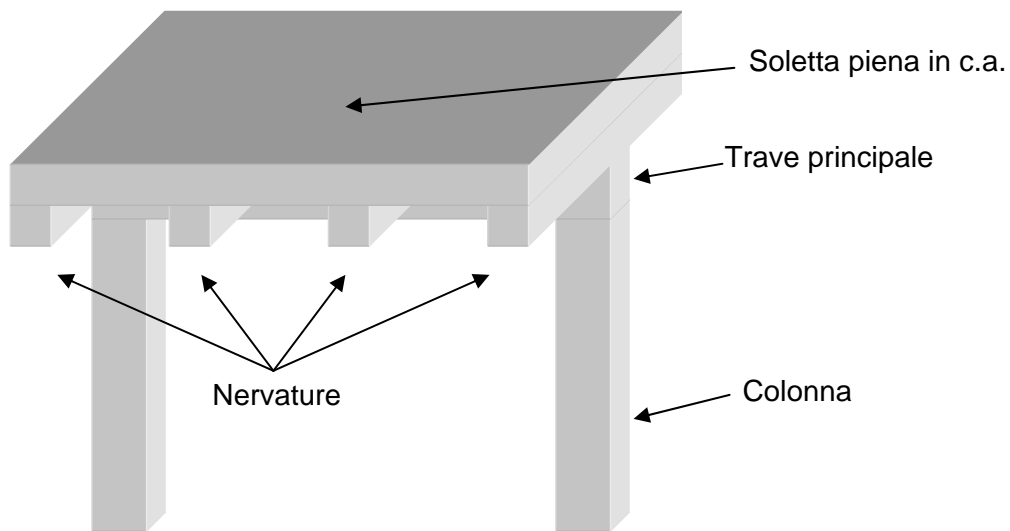


Figura 10.16 – Solaio a soletta piena in c.a.

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:

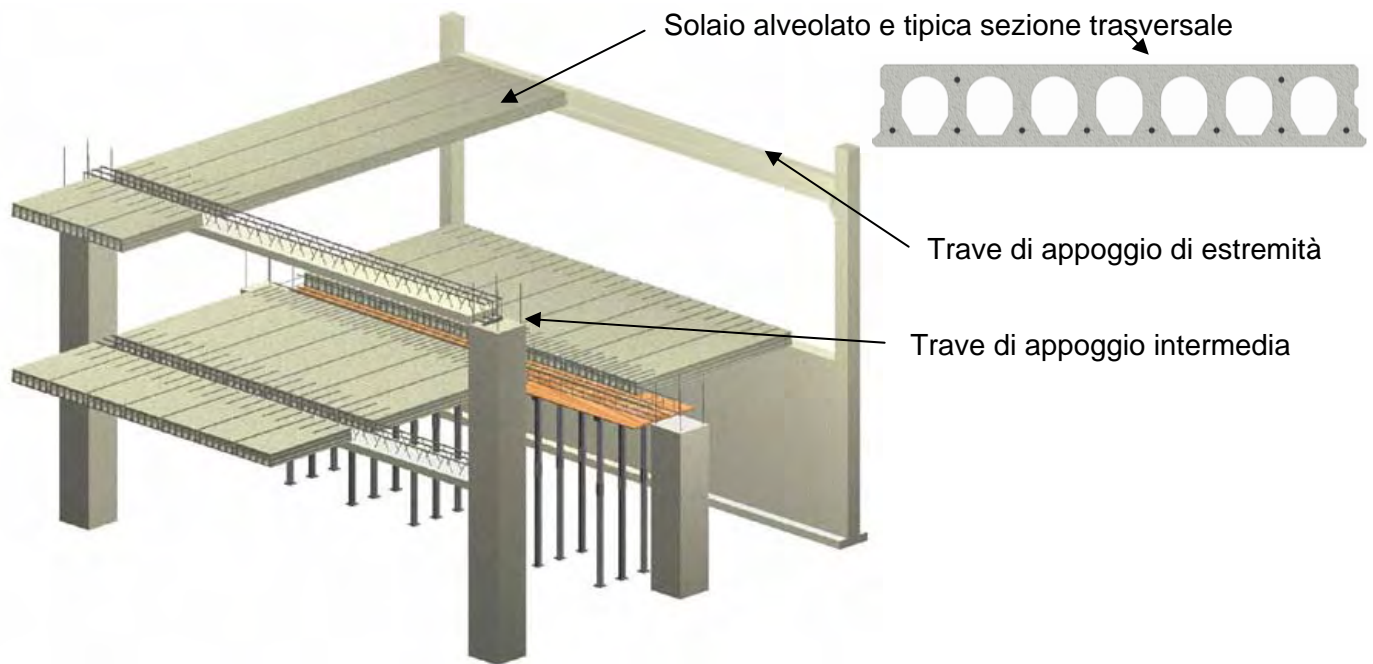


Figura 10.17 – Solaio prefabbricato alveolare