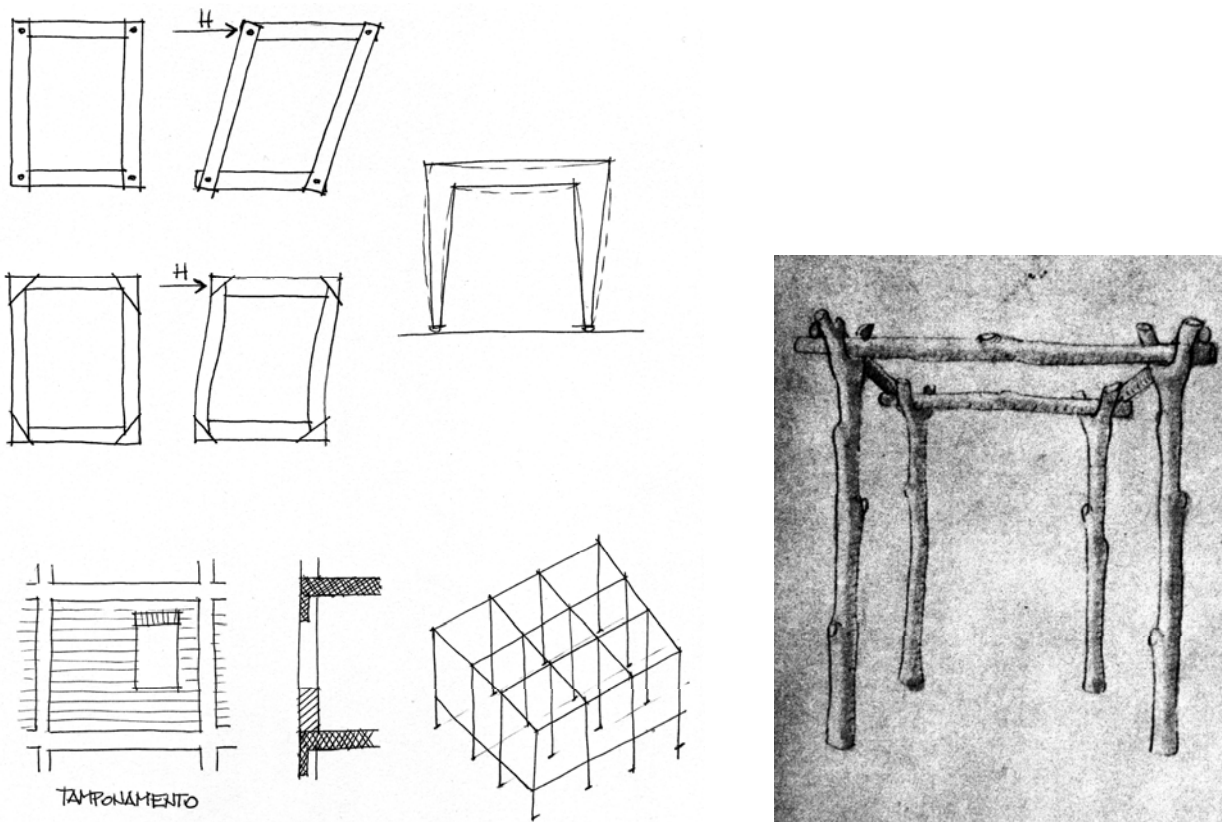
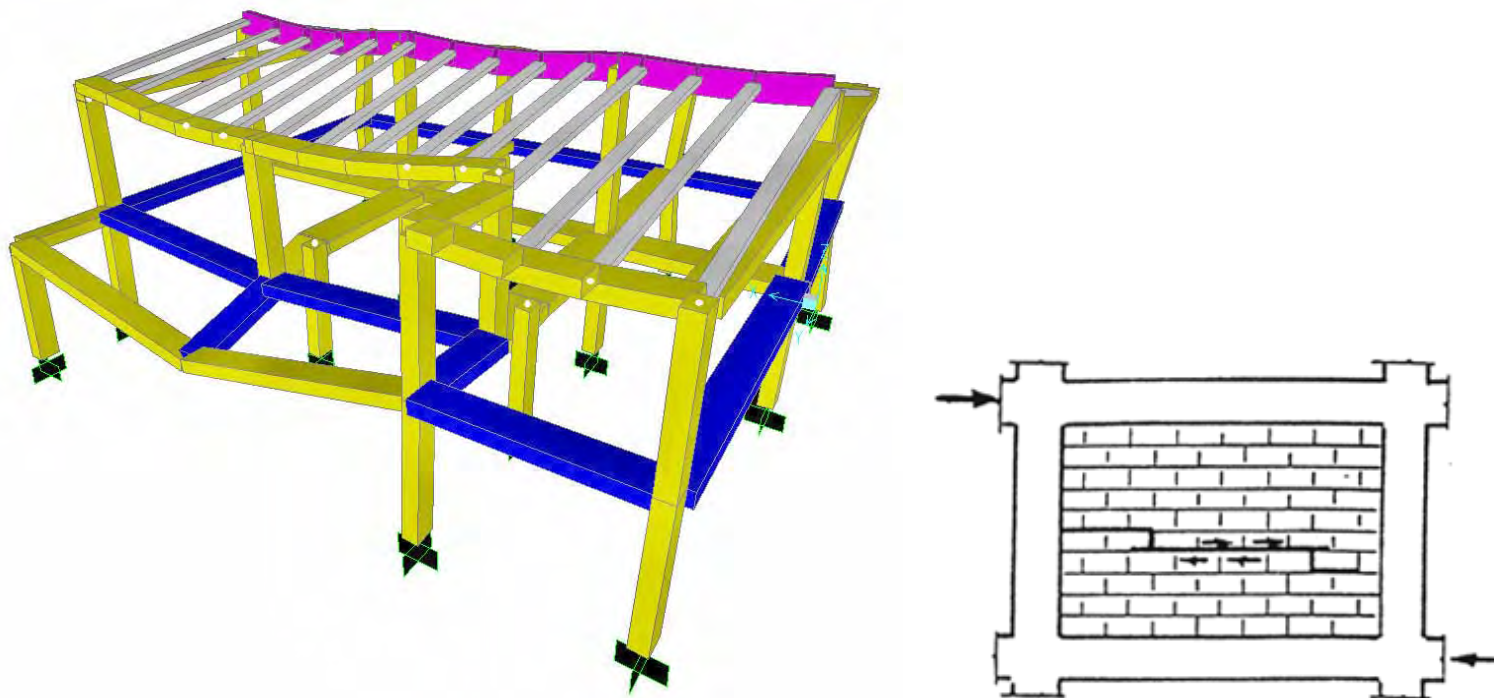


Concezione a telaio

Il principio del telaio si basa sul fatto che il piedritto e l'orizzontamento (elementi prevalentemente lineari) sono collegati tramite vincoli d'incastro (più o meno perfetti) oppure a cerniera e sfruttano le loro proprietà elastiche.

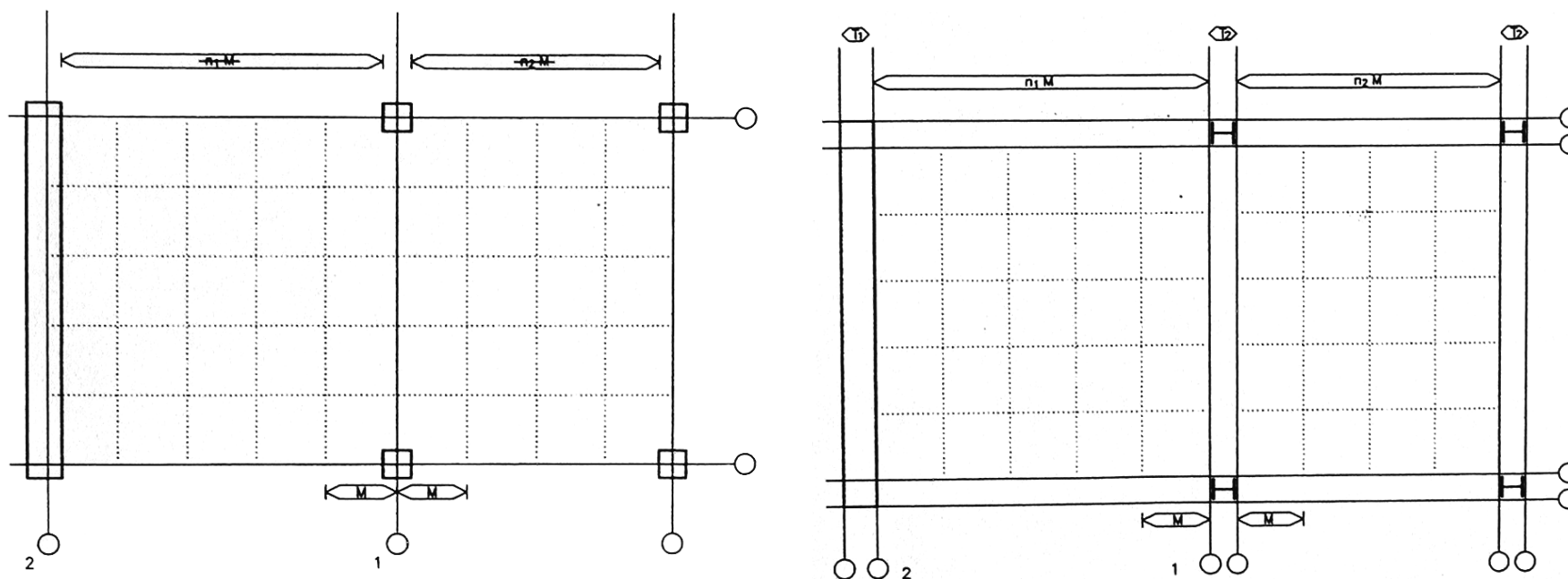


A sinistra, concetto di telaio con nodi a cerniera e di telaio con **nodi rigidi**; a destra, concezione primitiva di telaio con **nodi non rigidi**.
La ripetizione delle aste di piedritto in orizzontale o verticale dei telai genera schemi strutturali **a gabbia** o **scheletro** indipendente. I collegamenti tra piedritti e fondazioni possono essere pensati come incastri o cerniere.
Oggi i telai di c.a. hanno quasi sempre nodi rigidi; i telai di legno o acciaio hanno nodi progettati per essere rigidi o non rigidi.



Strutture a telaio; a sinistra, modello di una struttura portante mista attuale, con ossatura in c.c.a. e copertura con travi di legno (in grigio). Si notano le deformazioni elastiche delle travi e dei pilastri (esagerate per una migliore comprensione), in special modo quella della trave disposta a sbalzo (verosimilmente per la creazione di un balcone).

A destra, funzione di controventamento esplicitata da un tamponamento in muratura inserito in un telaio in c.c.a. Le forze orizzontali provocano sollecitazioni di taglio all'interno del pannello che si manifestano attraverso la rottura dei giunti di malta.



Modularità del telaio

Il passo degli elementi del telaio va studiato in rapporto alle esigenze dell'edificio e agli elementi di chiusura.

A sinistra griglia di riferimento progettuale per interassi (simmetrico -1 o asimmetrico -2), in base a moduli M. È possibile che si creino in corrispondenza dei pilastri delle interzone non modulari.

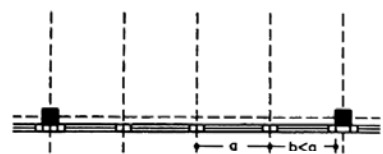
A destra griglia di riferimento progettuale per luci nette tra pilastri, con strutture monodimensionali -1- o a pareti portanti -2-. Le fasce strutturali non sono modulari ma costituiscono fasce tecniche, con interzone in genere volutamente modulari (**maglia scozzese**).

(da Man. Progettazione Ed.)

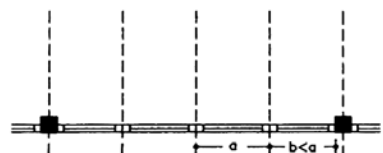
Non necessariamente i telai devono rispettare una maglia regolare e precisa.



a



b



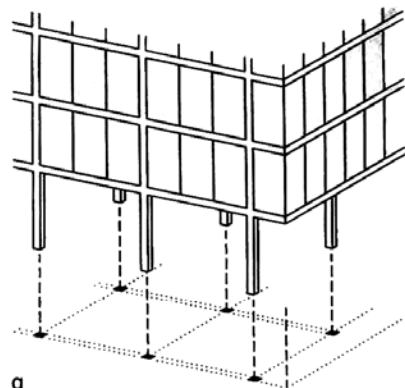
c



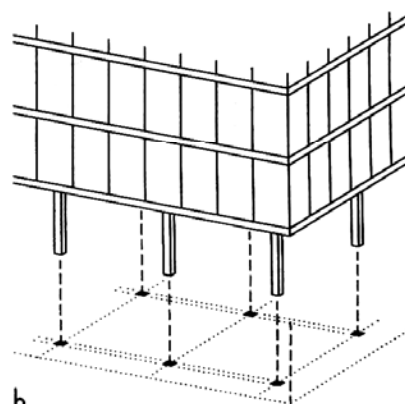
d



e



a



b

Problema della posizione dei pilastri di un telaio rispetto ad una parete esterna di chiusura verticale (**involucro esterno vetrato**).

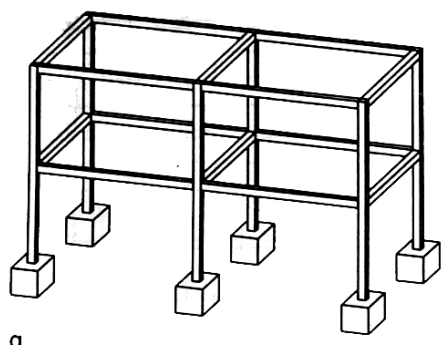
A sinistra:

- a. pilastri arretrati rispetto alla parete esterna,
- b. pilastri accostati alla parete esterna,
- c. pilastri integrati nella parete esterna,
- d. pilastri anteposti alla parete esterna,
- e. pilastri avanzati rispetto alla parete esterna.

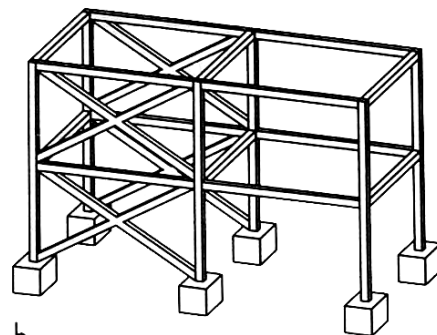
A destra: soluzione per i pilastri d'angolo nei telai a trama larga: aggetti laterali (a) o sbalzi (b), che consentono di avere uguali sezioni per tutti i pilastri dell'edificio.

(da Man. Progettazione Ed.)

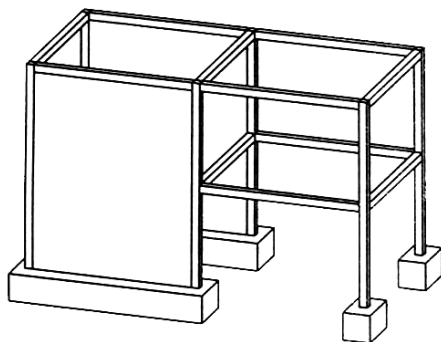
Il **telaio semplice** è un elemento strutturale costituito da due ritri e da un traverso rigidamente connesso a questi (**portale**). L'aggregazione di telai semplici porta alla struttura a telaio, costituita da una orditura di travi e pilastri disposta secondo più piani paralleli o pluridirezionata nello spazio.



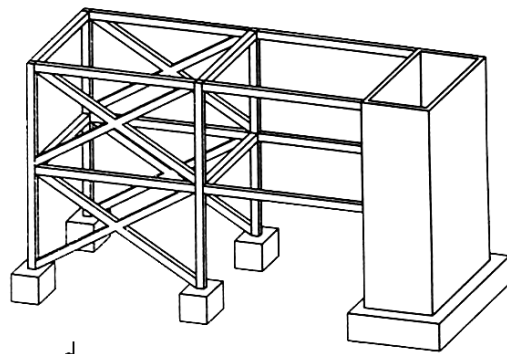
a



b



c



d

Tipi di telai (da Man. Progettazione Ed.):

- a) telaio a nodi rigidi,
- b) telaio **a nodi articolati e irrigidimenti** a maglia reticolare,
- c) telaio con pareti di taglio costituite da lastre rigide collegate all'ossatura,
- d) telaio con nuclei irrigidimenti realizzati con più pareti di taglio o con maglie reticolari.

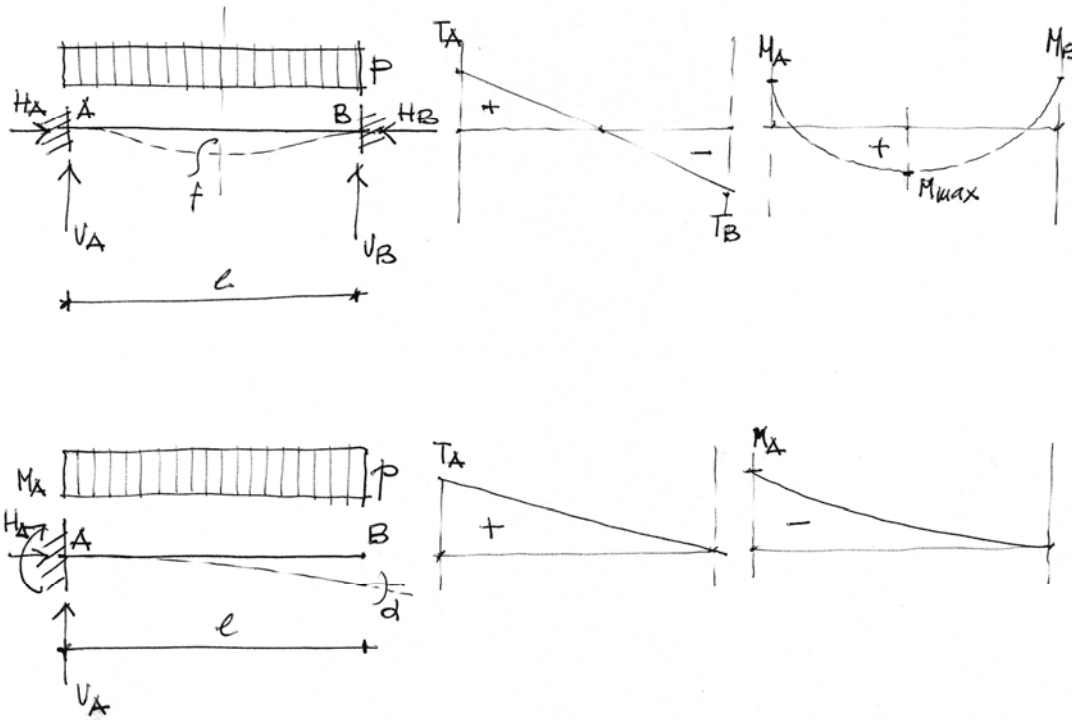
Il telaio schematizzato **a nodi rigidi** è in sostanza un telaio in c.a., dove per la conformazione degli elementi i nodi possono essere considerati come tali.

La rigidità globale del telaio è in questo caso un fattore importante: se gli elementi sono tozzi allora il telaio complessivamente è molto rigido e gli elementi hanno una rottura di tipo rigido (per taglio); nel caso gli elementi siano più snelli, allora la rottura del telaio è di tipo duttile (per momento flettente), sempre che i nodi siano ben saldi.

Per aumentare ulteriormente la rigidità nei telai in c.a. si associano pareti rigide (per esempio, nella zona delle scale).

Nel caso di telai a nodi articolati, che in sostanza sono rappresentati da telai metallici, il problema principale, data la duttilità complessiva, è quello della stabilità dell'intera struttura.

Teoria delle strutture –comportamento elastico di una trave con doppio incastro e di una trave a mensola



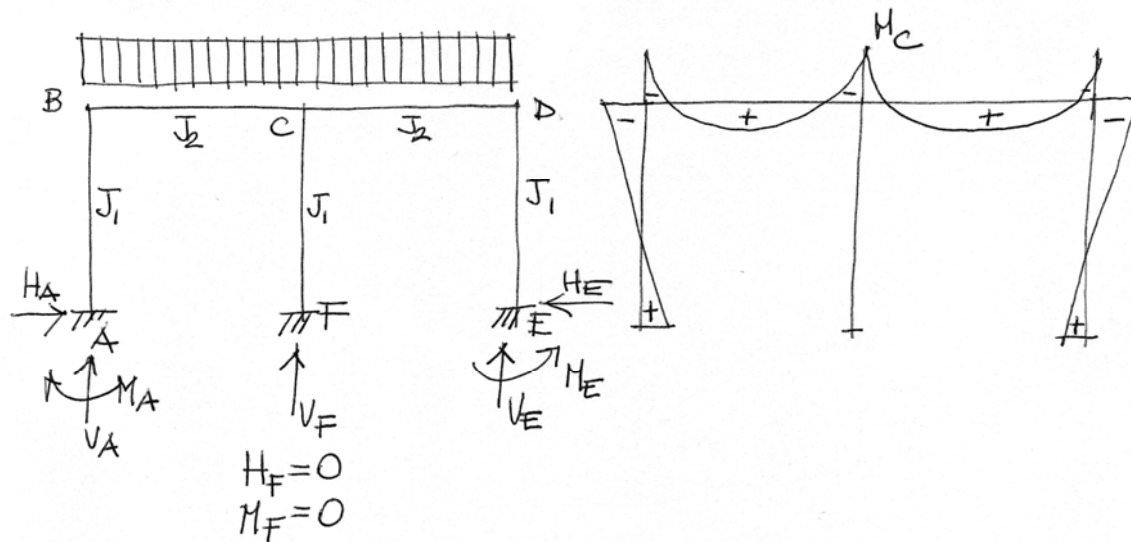
Schemi strutturali della **trave incastrata** con carico verticale uniformemente distribuito (tre gradi iperstaticità) e della **trave a mensola** (isostatica). Nel caso della trave incastrata le reazioni, le sollecitazioni interne e la freccia valgono:

$$\begin{aligned}
 V_A = V_B = \frac{pl}{2} & \quad T_{A_{des}} = V_A = \frac{pl}{2} & \quad M_A = M_B = -\frac{pl^2}{12} & \quad f_{\max} = \frac{1}{384} \frac{pl^4}{EJ} \\
 H_A = H_B = 0 & \quad T_B = -\frac{pl}{2} & \quad M_{\max}^+ = \frac{pl^2}{24} & \quad f_x = \frac{1}{24} \frac{pl^4}{EJ} \frac{x^2}{l^2} \frac{y^2}{l^2} \\
 & \quad T_x = +\frac{pl}{2} - px & &
 \end{aligned}$$

Nel caso della mensola le reazioni, le sollecitazioni interne, la freccia e la rotazione dello spigolo valgono:

$$\begin{array}{llll}
 V_A = pl & T_B = 0 & M_x = -\frac{px^2}{2} & f = \frac{pl^4}{8EJ} \\
 H_A = 0 & T_A = pl & & \\
 & T_x = px & M_A = M_{\max} = -\frac{pl^2}{2} & \alpha = \frac{pl^3}{6EJ}
 \end{array}$$

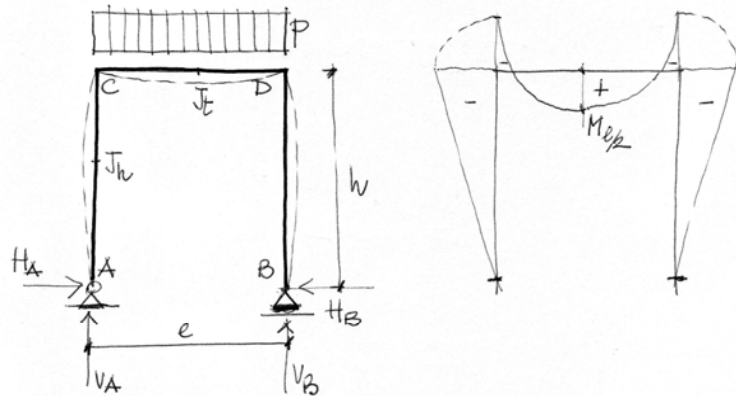
Portale con nodi rigidi



Doppio telaio sottoposto a carico verticale uniformemente distribuito.

A destra, diagramma del momento flettente.

Teoria delle strutture – portali con cerniere



Telaio del tipo **portale con cerniere alla base**, sottoposto o a **carico uniforme verticale** sulla traversa o a **forza orizzontale sullo spigolo superiore**.

Nel primo caso si ha:

$$V_A = V_B = \frac{pl}{2}$$

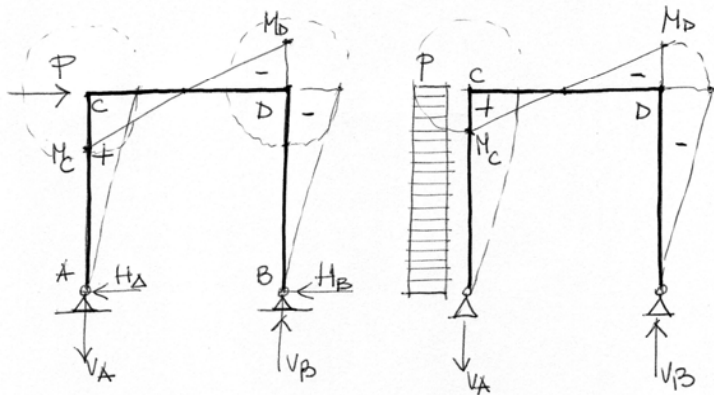
$$M_A = M_B = 0$$

$$-H_A = H_B = \frac{pl^2}{4h(2k+3)}$$

$$M_C = M_D = -H_A h$$

$$M_{l/2} = \frac{2k+1}{2k+3} \frac{pl^2}{8}$$

$$k = \frac{J_l h}{J_h l}$$



Nel secondo caso si ha:

$$-V_A = V_B = \frac{P}{2}$$

$$V_A = V_B = \frac{ph^2 k}{l(1+6k)}$$

$$H_A = H_B = \frac{P}{2}$$

$$H_B = \frac{ph}{8} \frac{3+2k}{2+k}$$

$$M_A = M_B = 0$$

$$H_A = ph - H_B$$

$$M_C = \frac{ph}{2}$$

$$k = \frac{J_l h}{J_h l}$$

$$M_D = -\frac{ph}{2}$$

$$M_C = M_A - H_A h + \frac{ph^2}{2}$$

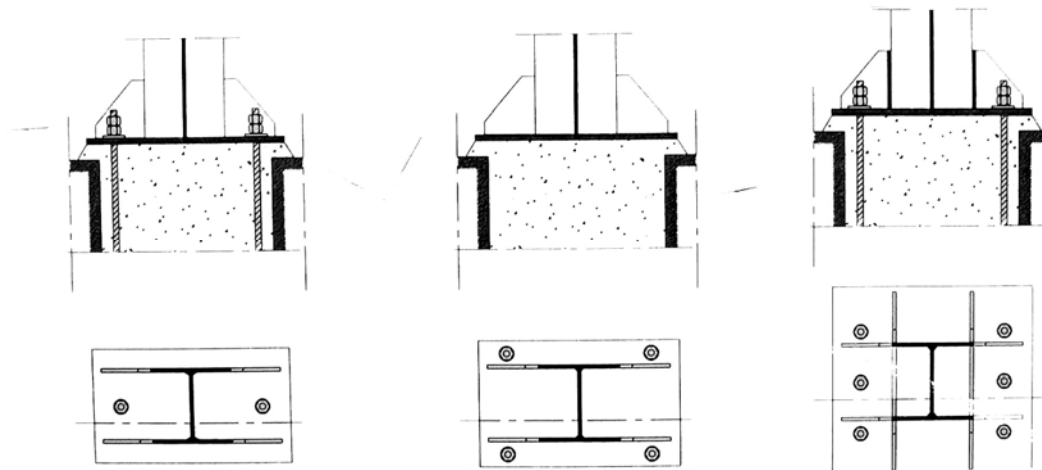
$$M_D = M_B - H_B h$$

$$M_A = -\frac{ph^2}{4} \left[\frac{3+k}{6(2+k)} + \frac{1+4k}{1+6k} \right]$$



Pilastro incastrato alla base su fondazione continua.

Le cerniere alla base del telaio possono essere costituite da collegamenti tra fondazione in c.a. e piedritti in acciaio, in cui vi è la possibilità da parte di questi ultimi di avere una piccola rotazione.



Tipi di nodo pilastro in acciaio e fondazione in c.a. realizzati con differenti tipi di vincolo: **cerniera**, **semincastro**, **incastrato perfetto**. (da MPE)

Caratteristiche dei telai e metodi di risoluzione

Per risolvere le strutture a telaio ci sono vari metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni. I più noti sono il metodo delle forze e il metodo degli spostamenti.

Nel **metodo delle forze** si sostituiscono i gradi di libertà della struttura con le reazioni vincolari corrispondenti, rendendo la struttura isostatica, e si pongono tali reazioni come incognite. Si trovano le incognite ponendo le **equazioni di congruenza** (è detto anche **metodo della congruenza**), ossia ponendo il rispetto delle reali condizioni di vincolo. Le equazioni sono tante quanti sono i vincoli sovrabbondanti rispetto alla condizione di isostaticità. Questo metodo diventa molto oneroso per telai complessi in quanto le equazioni e le relative incognite sono troppo numerose. Non va dimenticato che il comportamento dei telai è tridimensionale.

Il **metodo degli spostamenti** o **delle deformazioni** o **dell'equilibrio**, viene preferibilmente usato per la risoluzione dei telai complessi. Applicando questo metodo si procede in modo speculare rispetto al precedente: si vincolano i nodi con incastri e si pongono come incognite gli spostamenti o le rotazioni corrispondenti ai movimenti vincolati. Con questo metodo in genere si riduce anche il numero di equazioni. Una versione di questo approccio è chiamato metodo di Cross. Senza ricorrere al calcolatore, i telai si studiano con metodo degli spostamenti semplificandoli. Innanzitutto essi vengono suddivisi per parti e considerati sempre nel piano. Vengono quindi analizzati distinguendo le situazioni in cui i **nodi** possono ragionevolmente essere considerati **fissi**, cioè in grado di ruotare ma non di traslare, oppure **non fissi**, nel qual caso è prevalente, in seguito ad un'azione orizzontale, la componente di spostamento orizzontale.

Un aspetto fondamentale dei telai riguarda il loro grado di **rigidezza**. Esiste una rigidezza **alla traslazione** ed una rigidezza **alla rotazione**, intendendo rispettivamente come rigidezza la forza o il momento in grado di assicurare la rotazione o lo spostamento unitario in un nodo. La rigidezza è legata alla forma, alle dimensioni e all'elasticità delle aste, nonché al tipo di vincolo tra le aste stesse (incastro o cerniera).

Nel caso di strutture di legno o di acciaio i nodi possono essere considerati rigidi o meno. Nei telai complessi in conglomerato cementizio armato i nodi sono in genere progettati per essere **rigidi (incastri)**. Le strutture sono dunque fortemente iperstatiche. Nelle strutture elastiche a scheletro indipendente le murature di chiusura dello spazio interno dell'edificio sono di **tamponamento** e svolgono una funzione portante non principale (danno un contributo alla rigidezza al taglio).

Con il metodo degli spostamenti diventa fondamentale l'introduzione del concetto di rigidezza (il metodo è detto infatti anche delle rigidezze).

Rigidezza di un telaio

In rapporto al tipo di vincolo tra di loro (cerniera o incastro) ed al tipo di carico, le aste hanno una propria **rigidezza** alla **traslazione** e/o alla **rotazione**, che misurano l'attitudine di quell'asta di opporsi alla deformazione del telaio. Tale rigidezza dipende non solo dalle caratteristiche dell'asta, ma anche dal tipo di vincolo.

S'intende per rigidezza (o meglio coefficiente di rigidezza) U alla traslazione la forza P che induce uno spostamento unitario di un nodo, per rigidezza alla rotazione W il momento M che induce una rotazione ϕ unitaria di un nodo.

La rigidezza alla traslazione U si ricava dal rapporto tra forza e spostamento: $U = P/\delta$

Per $\delta = 1$ si ha $U = P$

La rigidezza alla rotazione W si ricava dal rapporto tra momento e rotazione: $W = M/\phi$

per $\phi = 1$ si ha $W = M$

Lo spostamento δ è dato dal rapporto tra forza e rigidezza (P/U). A parità di forza, o sollecitazione, maggiore è la rigidezza, minore è lo spostamento.

Così vale anche per la rotazione ($\phi = M/W$): a parità di sollecitazione, maggiore è la rigidezza alla rotazione, minore la rotazione.

Le forze ed i momenti si ripartiscono attraverso i nodi in rapporto a tale rigidezza delle aste ad essi adiacenti.

Per le rigidezze si possono memorizzare dei casi notevoli, che derivano dalla risoluzione di strutture iperstatiche col metodo della congruenza.

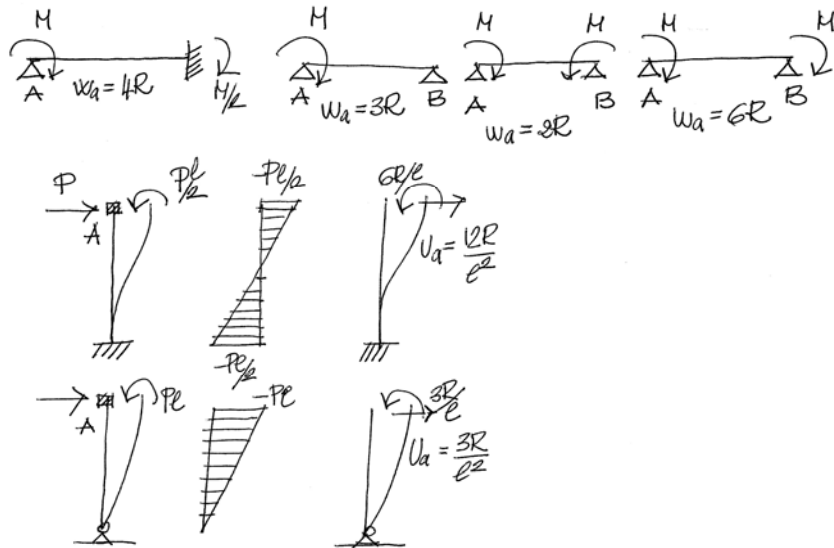
Per esempio, per una trave prismatica con nodi aventi nullo lo spostamento relativo, con un nodo incastrato ed uno con cerniera, la rotazione nella cerniera, ricavata dalla risoluzione della trave iperstatica col metodo della congruenza, è

$$\Phi_a = M_a L / 4EJ$$

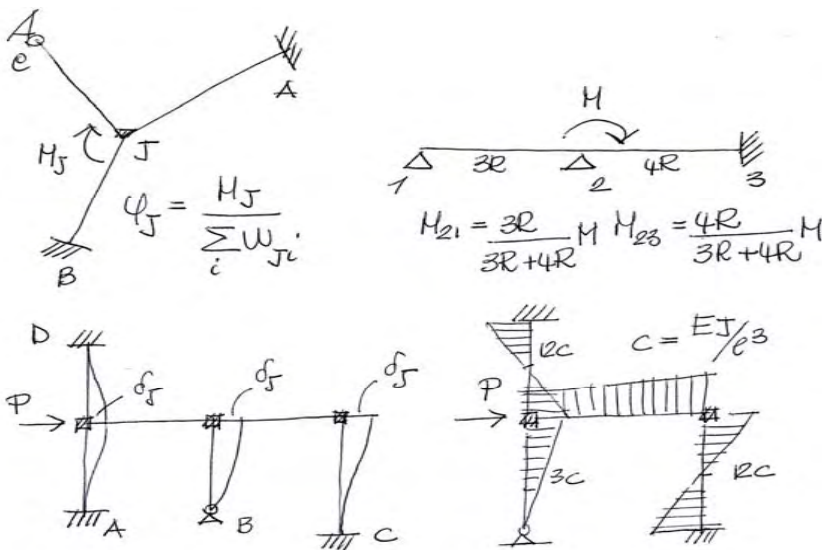
da cui la **rigidezza** di quella trave è: $W_a = M_a / \Phi_a = 4EJ/L = 4R$ con R (rigidità) = EJ/L

La rigidezza è tanto più grande quanto minore è la luce e maggiore è il modulo elastico e il momento d'inerzia.

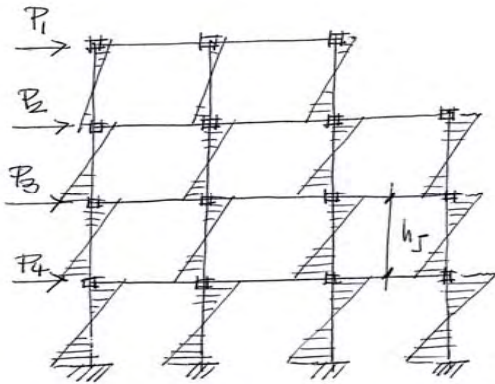
Lo stesso vale per la traslazione: la **rigidezza alla traslazione** dell'asta verticale, **incernierata alla base**, vale $3EJ/l^3$ (per semplicità si scrive $3R$, dove $R = EJ/l^3$). Se la stessa asta telaio è incastrata alla base, la rigidezza vale $12EJ/l^3$, cioè $12R$, 4 volte superiore al precedente.



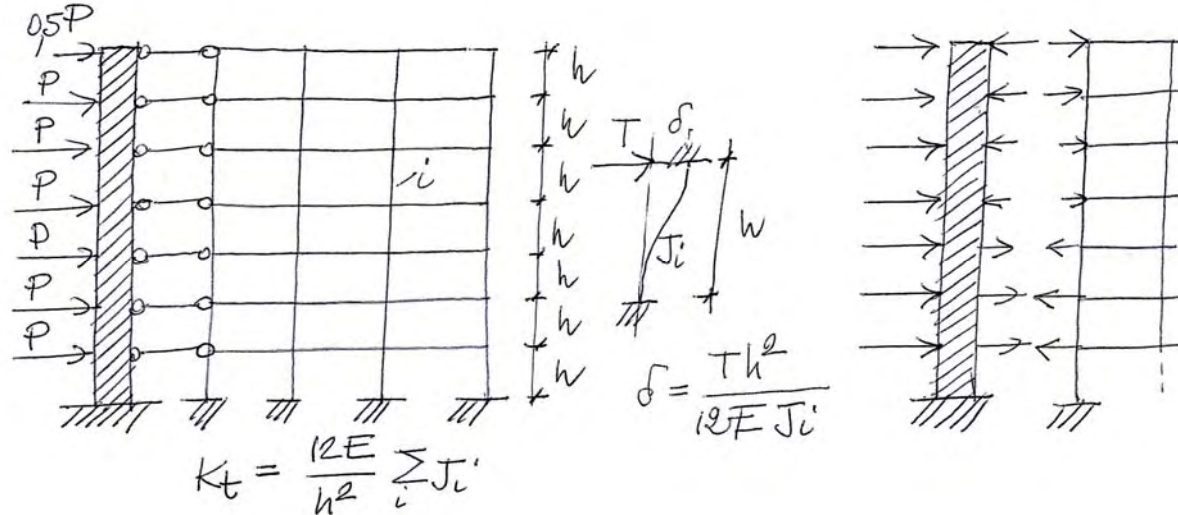
Valori delle rigidezze, casi notevoli sia per la rotazione che per la traslazione



Le forze si distribuiscono nelle aste in base alle rigidezze.



Distribuzione dei momenti flettenti nei piedritti secondo le rigidezze nello schema strutturale di un telaio piano con nodi che traslano soltanto. L'ipotesi è verosimile se le travate, aiutate dalla rigidezza dei solai, si possono considerare infinitamente rigide rispetto ai pilastri, oppure se ci sono elementi irrigidimenti come scale o controventi (immagine seguente). In questo caso i nodi traslano soltanto, non ruotano ed è più facile risolvere le equazioni risolutive.



Oggi sono i software di calcolo a velocizzare l'analisi dei telai complessi usando in forma matriciale equazioni da schemi strutturali del tipo di cui sopra.

Resistenza agli effetti sismici: nuovo approccio secondo la gerarchia delle resistenze (o *capacity design*)

La normativa sismica attuale distingue la regolarità in pianta da quella in elevazione, adottando provvedimenti diversi, sulla modellazione e sul fattore di struttura, atti a contrastare gli effetti negativi che i diversi tipi d'irregolarità producono sul comportamento sismico di una struttura. Infatti, un calcolo elastico convenzionale può garantire il corretto comportamento della struttura fino al limite elastico, ma non può fornire previsioni realistiche del comportamento non lineare, particolarmente qualora la struttura presenti situazioni di debolezza localizzata, ad esempio di un piano rispetto agli altri, o di concentrazione di tensioni, che possano determinare comportamenti locali fragili.

Occorre tener sempre ben presente che l'azione dinamica del sisma, quando la struttura viene impegnata in campo anelastico, tende a concentrare la domanda di spostamento (o duttilità) negli elementi di maggior debolezza, portandoli rapidamente al collasso, e con loro tutta la struttura.

È questo il caso del cosiddetto **piano debole**, situazione che si crea quando gli elementi strutturali verticali hanno brusche variazioni di rigidità, particolarmente ai piani bassi o, situazione ancor più frequente, quando tamponature e tramezzature sono presenti a tutti i piani tranne che ad uno (classico è il cosiddetto piano pilotis). In quest'ultimo caso la progettazione delle strutture interessate viene giustamente penalizzata con incrementi significativi delle sollecitazioni di progetto.



Collasso del piano terra di un edificio con irregolarità in elevazione, determinate dall'assenza di tamponature e tramezzature al piano terra.

Pur se appare difficile fornire criteri semplici e oggettivi per definire la regolarità in pianta e in elevazione, le nuove norme propongono criteri quantitativi di tipo geometrico e meccanico, che sicuramente servono a guidare il progettista nelle sue scelte progettuali. Sembra, però, più opportuno che il progettista stesso maturi una sensibilità rispetto al problema della regolarità strutturale, giudicando direttamente le situazioni in cui il comportamento anelastico della struttura possa discostarsi sensibilmente da quello elastico.

Procedure di progetto: *capacity design* e dettagli costruttivi

La **capacità di una struttura di sostenere grandi deformazioni anelastiche** è determinata dalla capacità duttile dei singoli elementi strutturali e dalla distribuzione delle deformazioni anelastiche tra i diversi elementi.

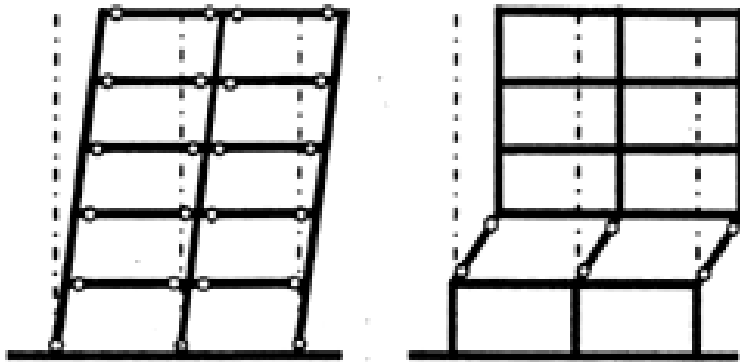
La **capacità duttile del singolo elemento strutturale** è ottenibile solo con un'attenta calibrazione delle resistenze rispetto ai diversi possibili meccanismi di rottura (a flessione, a taglio eccetera) che possono avvenire nell'elemento stesso. Infatti, le rotture a taglio di elementi monodimensionali, come travi, pilastri e pareti snelle, sono considerate fragili, mentre quelle a flessione sono duttili. Occorrerà dunque in generale che la crisi in tali elementi avvenga per flessione piuttosto che per taglio.

D'altra parte è noto che la compressione riduce la duttilità disponibile, così come la plasticizzazione di tutti i pilastri di un piano, a formare un meccanismo di piano sofficato, porta a richieste di duttilità concentrate e insostenibili da parte dei pilastri. Infine, la rottura di un nodo trave-pilastro presenta il duplice inconveniente di essere fragile ed indurre una rapida labilizzazione delle strutture intelaiate, determinando la cernierizzazione delle travi e dei pilastri che convergono in quel nodo.

È dunque regola unanimemente riconosciuta quella per cui occorre **favorire la formazione di cerniere plastiche nelle travi piuttosto che nei pilastri**, evitando la rottura dei nodi.

Per ottenere ciò si deve individuare una vera e propria **gerarchia delle resistenze** all'interno dello stesso elemento strutturale e tra i vari elementi strutturali, il rispetto della quale permette di conseguire capacità duttili nelle strutture in c.a..

In sostanza, il meccanismo ideale di plasticizzazione in una struttura intelaiata vede la formazione di cerniere plastiche solamente alle estremità delle travi e, eventualmente, alla base dei pilastri del piano terra, così da formare un meccanismo duttile con un solo grado di labilità, dal quale siano esclusi gli elementi e i meccanismi di rottura fragile.



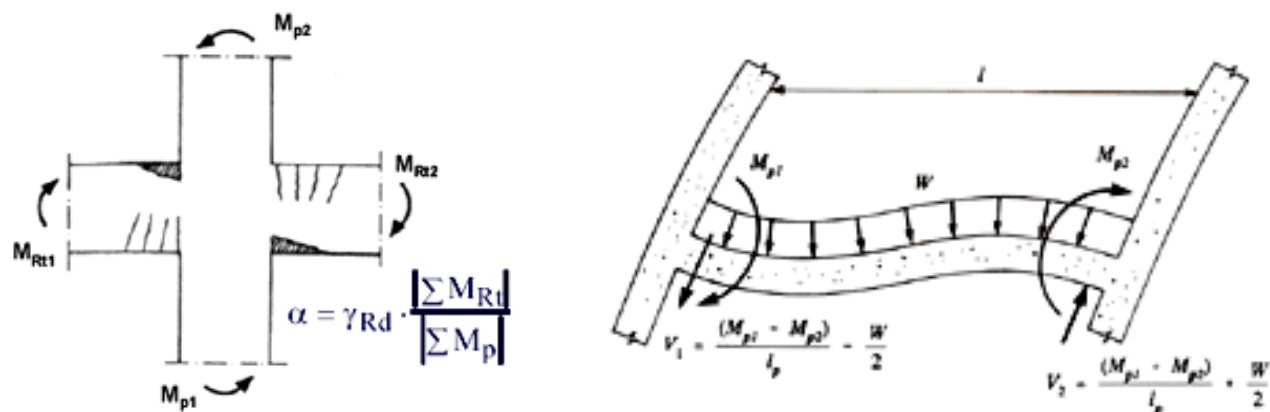
Meccanismi di rottura duttile (a sinistra) e fragile (a destra) di un telaio multipiano.

L'applicazione del metodo della **gerarchia delle resistenze** richiede un approccio totalmente diverso dal classico approccio finalizzato alla realizzazione di strutture a “**uniforme resistenza**”, la cui pratica attuazione avveniva progettando tutte le parti strutturali unicamente sulla base delle sollecitazioni ottenute dall'analisi elastica.

Da un lato, l'“uniforme resistenza” non garantisce di per sé un buon comportamento duttile, per la fragilità di alcuni meccanismi di rottura che si svilupperebbero contemporaneamente ad altri meccanismi duttili, dall'altro, le approssimazioni del modello e le differenze tra sollecitazioni resistenti e di calcolo (legate, nel c.a., alla discretizzazione dei diametri dei tondini di acciaio, ai requisiti minimi di armatura previsti, in quantità e disposizione, alle differenze tra resistenze effettive e di progetto dei materiali), determinano maggiorazioni incontrollate di resistenza, che portano all'anticipazione dei meccanismi fragili.

La **procedura di progetto** deve, perciò, partire dalla determinazione delle resistenze delle parti deputate alla dissipazione d'energia con meccanismi duttili (estremità delle travi nei telai), sulla base dei risultati dell'analisi elastica e delle effettive caratteristiche dell'elemento (geometria e armature nel c.a.).

Successivamente, attraverso semplici equazioni d'equilibrio locale (equilibrio alla rotazione intorno al nodo, equilibrio alla rotazione di travi e pilastri) riferite alle sollecitazioni resistenti opportunamente maggiorate dei meccanismi duttili, si arriva alla progettazione delle resistenze delle parti non deputate alla dissipazione di energia (pilastri e nodi) e dei relativi meccanismi fragili (taglio nelle travi, nei pilastri, nei nodi).



Applicazione della gerarchia delle resistenze nella progettazione dei pilastri a flessione (a destra) e delle travi a taglio (a sinistra).

Ovviamente, ad una progettazione attenta ai meccanismi di rottura a livello di struttura e di elemento occorre affiancare una **progettazione attenta dei dettagli strutturali**, che condizionano a livello locale l'effettivo sviluppo della duttilità richiesta, per garantire la corretta trasmissione delle sollecitazioni tra i diversi elementi (continuità e limiti geometrici), la prevenzione di modalità di crisi non messe in conto nel calcolo (ad esempio l'instabilità delle barre di armatura), il miglioramento delle caratteristiche di resistenza e duttilità del calcestruzzo (mediante armature di confinamento), una resistenza minima a parti strutturali cruciali e non facilmente progettabili (ad esempio i **nodi trave-pilastro**).

L'attenta considerazione di tutti questi aspetti relativi sia al comportamento globale che a quello locale vengono premiati con una cospicua riduzione delle azioni (ovvero da valori maggiori del **fattore di struttura q**).

In ogni caso la norma permette di progettare senza applicare il metodo della gerarchia delle resistenze, adottando, però, azioni sismiche più gravose, così da bilanciare la minore duttilità con una maggiore resistenza.

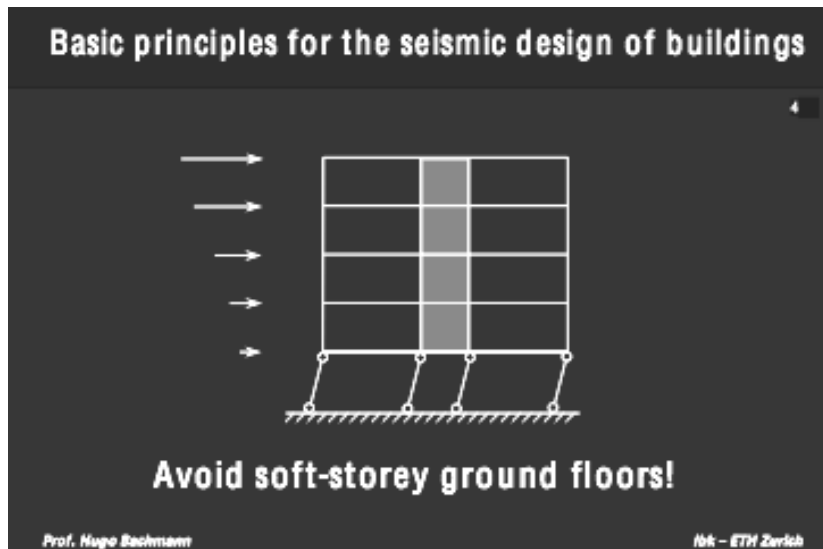
In sostanza, si ammettono due diverse modalità progettuali alternative, per realizzare strutture a “**bassa duttilità**” o ad “**alta duttilità**”.

Hugo Bachmann, “Seismic Conceptual Design of Buildings”: indicazioni progettuali in merito al principio di gerarchia delle resistenze.

Errori e difetti di progettazione di massima non possono essere compensati dai calcoli e dalla progettazione dettagliata.

Una corretta progettazione antisismica dal punto di vista concettuale è necessaria per ottenere una buona resistenza al terremoto senza dover sostenere significativi costi aggiuntivi in fase esecutiva e di esercizio.

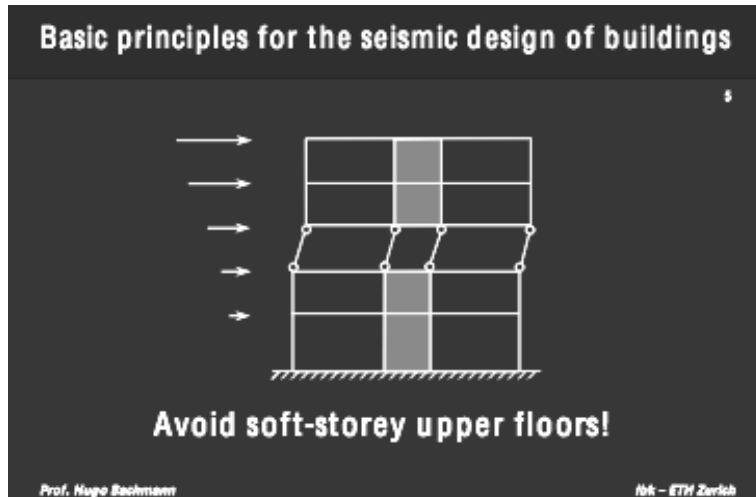
1



Evitare piani deformabili al piano terra: molti crolli durante i terremoti possono essere attribuiti al fatto che gli elementi di contenimento, ad esempio pareti in c.a., collocate nei piani superiori, sono state tralasciate al piano terra e sostituite da colonne; si sviluppa quindi in questo modo, un piano terra che è cedevole in direzione orizzontale (*soft storey*).

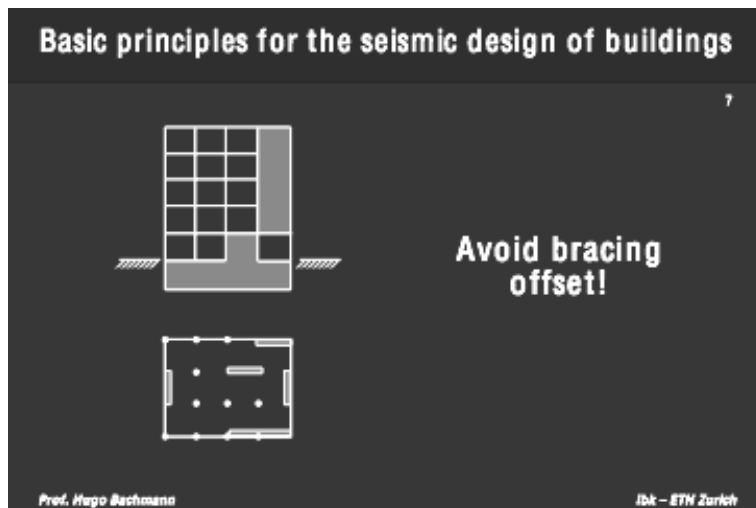
Spesso le colonne sono danneggiate da spostamenti ciclici tra il movimento del suolo e della parte superiore dell'edificio; le deformazioni plastiche (cerniere plastiche) in alto e in basso nei pilastri possono condurre a un pericoloso meccanismo oscillatorio (*sway*), con una grande concentrazione di deformazioni plastiche nelle colonne.

2



Evitare piani deformabili ai piani superiori: un piano superiore può anche essere meno rigido in confronto agli altri se i rinforzi laterali sono deboli o trascurati, o se la resistenza orizzontale è fortemente ridotta sopra un certo piano. La conseguenza può essere, nuovamente, un pericoloso meccanismo oscillatorio.

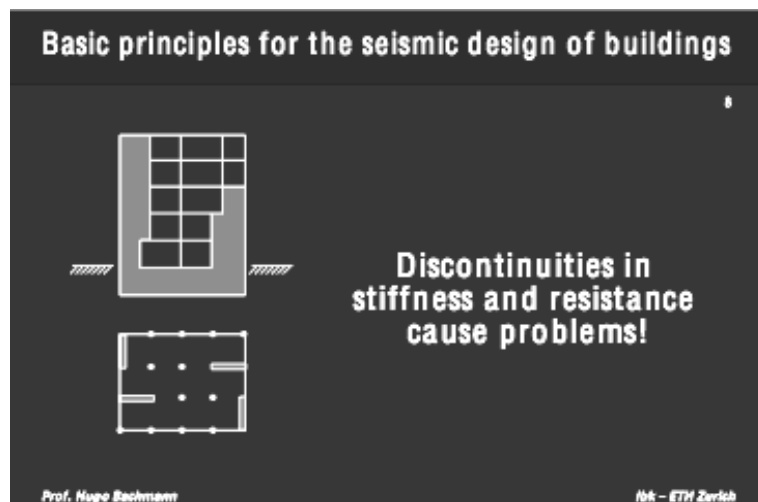
3



Evitare controventi di rinforzo asimmetrici o sfalsati: i rinforzi laterali spezzati devono essere assolutamente evitati. La resistenza alla flessione assicurata con gli irrigidimenti non può essere completamente compensata, nonostante i notevoli costi supplementari dovuti ai sovradimensionamenti.

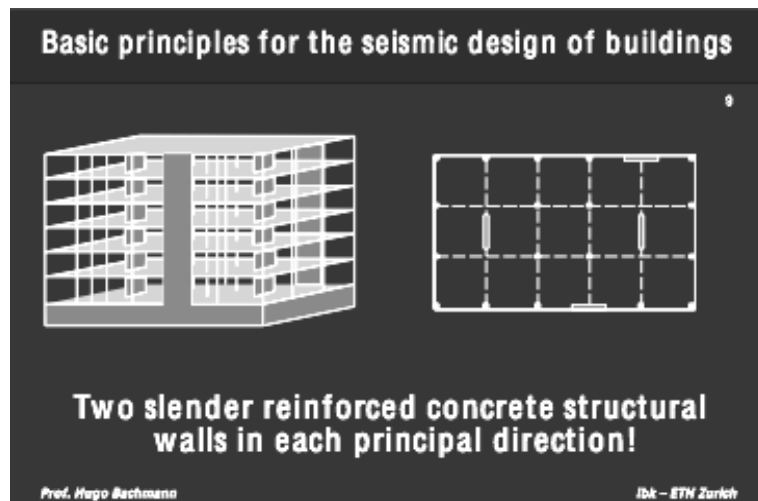
Le compensazioni, per il flusso diretto di forze, possono indebolire la resistenza e ridurre la duttilità del controvento. Con uno scostamento molto evidente della costruzione la vulnerabilità e la sua resistenza sismica sono notevolmente ridotte. Rinforzi sfalsati devono pertanto essere assolutamente evitati.

4



Discontinuità nella rigidezza e nella resistenza causano problemi: discontinuità ed irregolarità nei sistemi di controventamento possono causare problemi. Questo può causare irregolarità nel comportamento dinamico e perturbare il locale flusso di forze. Un aumento della rigidezza e della resistenza dal basso verso l'alto è generalmente meno favorevole del contrario. Di fronte al calcolo della struttura in fase di progetto nonché in dettaglio la discontinuità deve essere progettata molto attentamente.

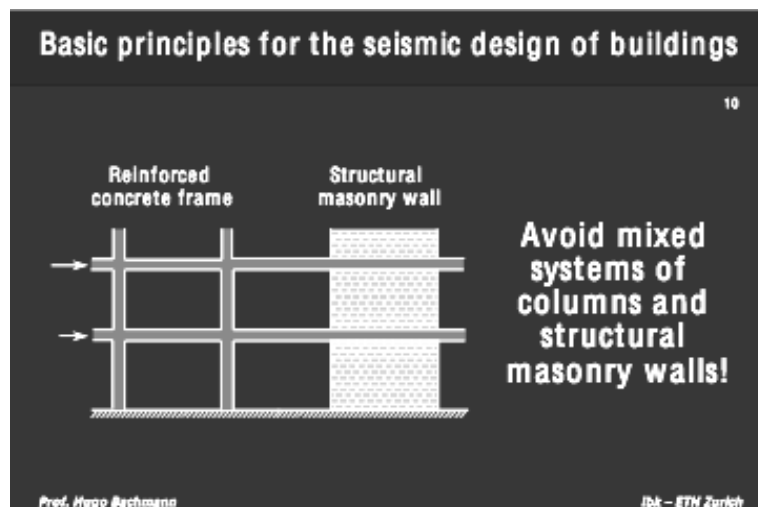
5



Disporre due muri snelli di calcestruzzo armato in ogni direzione principale: le pareti strutturali in cemento armato di sezione rettangolare, costituiscono il più adatto sistema di rinforzo contro le azioni sismiche per le strutture a telaio. Le pareti possono essere relativamente corte in orizzontale, ma devono, tuttavia, continuare lungo l'intera altezza dell'edificio. In una zona moderatamente sismica, nella maggior parte dei casi due pareti slanciate, progettate con capacità deformativa in ciascuna delle principali direzioni, sono sufficienti all'assorbimento di forze orizzontali.

Gli elementi di tipo non portante possono anche influenzare la scelta delle dimensioni (rigidità), del sistema di rinforzo. Quando i muri hanno sezioni ad L (pareti d'angolo) o ad U, la mancanza di simmetria può rendere difficile un comportamento duttile. Pareti in cemento armato con sezione trasversale rettangolare (spessore standard 30 cm), possono essere effettuate con poca capacità duttile, garantendo così un'elevata sicurezza sismica.

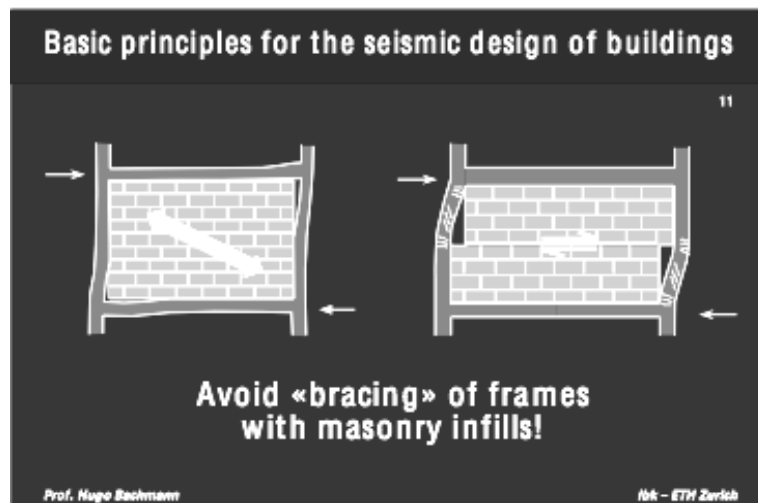
6



Evitare i sistemi misti di colonne e pareti in muratura: strutture miste di acciaio e calcestruzzo, in pilastri e pareti portanti possono avere un comportamento sfavorevole alle sollecitazioni sismiche. Le colonne in combinazione con le pareti in muratura forata hanno ridotta capacità di resistenza orizzontale rispetto alle pareti in sola muratura piena; le azioni del terremoto sono quindi assorbite in buona quantità dalle pareti in muratura.

In aggiunta alle forze inerziali nella loro zona di influenza, le pareti in muratura devono resistere anche per la parte di struttura fatta a telaio. Il risultato è una resistenza sismica da considerare inferiore a quella di una struttura in sola muratura. Quando pareti in laterizio sono soggette ad azioni sismiche, esse non possono più portare i carichi verticali, quindi generalmente provocano una totale collaso dell'edificio. Costruzioni miste di colonne e pareti strutturali di muratura devono pertanto essere assolutamente evitate.

7




Evitare i controventi con elementi in muratura: È ancora un'opinione comune che le tamponature con pareti di muratura migliorino il comportamento sotto carichi orizzontali, comprese le azioni sismiche. Questo è vero solo per piccoli carichi, e finché la muratura resta in gran parte intatta. La combinazione di due diversi e incompatibili tipi di elementi costruttivi si comporta in modo anomalo durante i terremoti. Il telaio è relativamente flessibile e leggermente duttile, mentre la muratura è molto rigida e fragile e può « esplodere » sotto l'effetto di sole piccole deformazioni.

All'inizio di un terremoto la muratura assicura la maggior parte della resistenza sismica, ma quando l'azione si intensifica la muratura collassa a causa delle forze di taglio e dello scorrimento (l'attrito è generalmente piccolo a causa della mancanza di carichi verticali). La comparsa di fessure diagonali è caratteristica di un danneggiamento. Con colonne più forti la muratura si distrugge, mentre con colonne più deboli la muratura si può danneggiare e tagliare le colonne, portando al crollo.

8

Basic principles for the seismic design of buildings

14



Governing size:
Inter-storey
displacement δ/h

**Match structural and
non-structural elements!**

Prof. Hugo Bachmann IBK - ETH Zurich

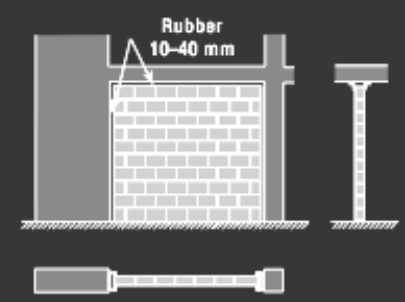
Combinare elementi strutturali e non strutturali: se si verificano sensibili deformazioni di pareti non portanti ed elementi di facciata (ad esempio di muratura), o situati all'interno di una struttura orizzontalmente debole (ad esempio un telaio), collegati senza usare opportuni accorgimenti, possono verificarsi danni sostanziali anche per piccoli terremoti.

Una moderna progettazione antisismica deve quindi corrispondere alla rigidità della struttura e alla capacità di deformarsi delle pareti divisorie come degli elementi di facciata. L'abile selezione e combinazione di elementi strutturali e non può prevenire danni, anche per terremoti di relativa intensità.

9

Basic principles for the seismic design of buildings

15



Rubber
10-40 mm

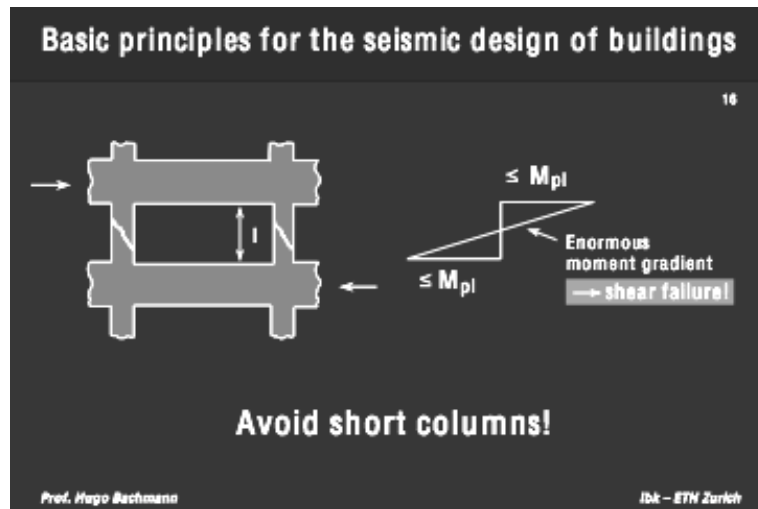
**In skeleton
structures,
separate
non-structural
masonry walls
by joints!**

Prof. Hugo Bachmann IBK - ETH Zurich

In strutture a scheletro, separare con giunti i muri in di tamponamento: uno scheletro strutturale flessibile, può essere vantaggioso per separare pareti divisorie non portanti, con giunti non rigidi. In questo modo, i danni verificatesi anche per deboli terremoti, possono essere impediti. I giunti corrono lungo colonne, pareti in muratura, e lastre, o travi, e devono essere riempiti con materiale molto flessibile ed insonorizzato, come ad es. pannelli in gomma morbida.

Lo spessore, tipicamente da 20 a 40 mm, dipende dalla rigidità della struttura e dalla sensibilità alla deformazione del muro divisorio, come pure dal livello di protezione che si vuole ottenere. Generalmente le pareti divisorie devono anche essere garantite contro azioni fuori dal piano, ad esempio da un sostegno d'angolo.

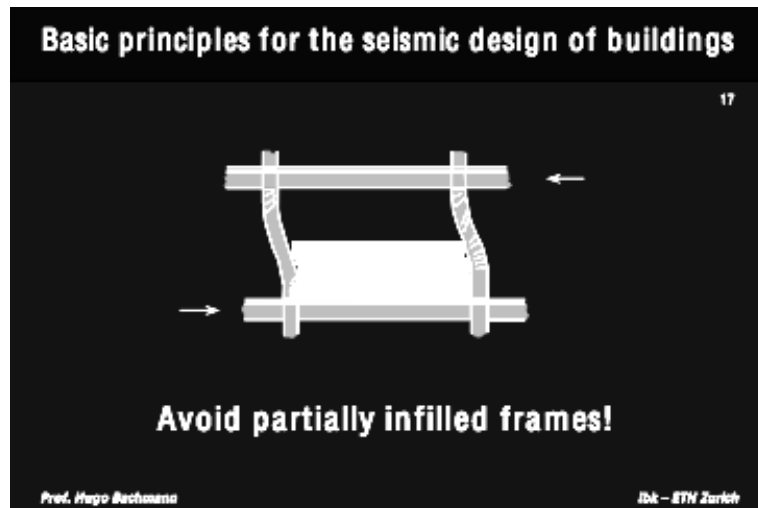
10



Evitare colonne corte: il collasso per taglio della cosiddetta *short column* è una frequente causa del crollo durante i terremoti. Essa riguarda colonne tozze, vale a dire colonne che sono relativamente spesse rispetto alla loro altezza, e sono spesso incastrate in travi o pareti molto resistenti. Le colonne sotto azioni orizzontali, in strutture a telaio, possono essere sollecitate con forze superiori a quella del momento plastico.

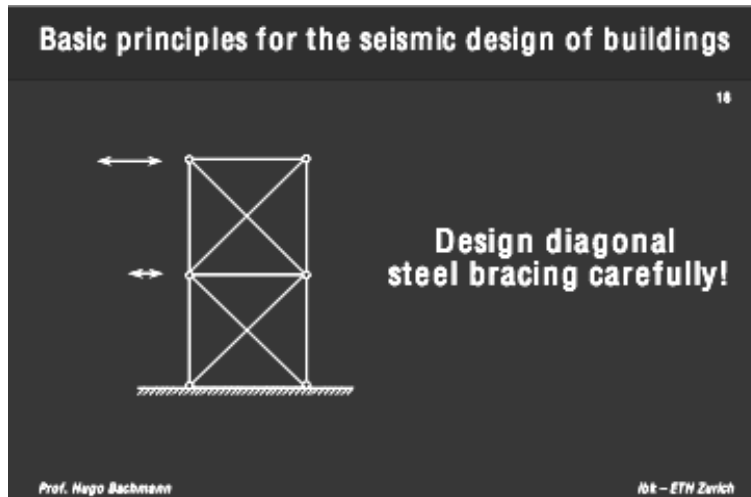
In caso di colonne corte con notevole capacità di curvatura si può avere una grande sollecitazione flessionale, con un grande taglio risultante; ciò porta ad crollo per taglio prima di raggiungere il momento plastico ultimo. Un'alternativa è di progettare le colonne in dettaglio seguendo i principi del *capacity design*, in cui occorre rafforzare la capacità di resistenza al taglio in relazione al rafforzamento verticale.

11



Evitare i telai parzialmente riempiti: l'aggiunta di muri di tamponamento, a formare parapetti, senza l'aggiunta di nodi o giunzioni scorrevoli, può portare alla formazione di colonne più corte. Il collasso per taglio può causare meccanismi oscillatori, con la possibilità di avere importanti effetti del secondo ordine.

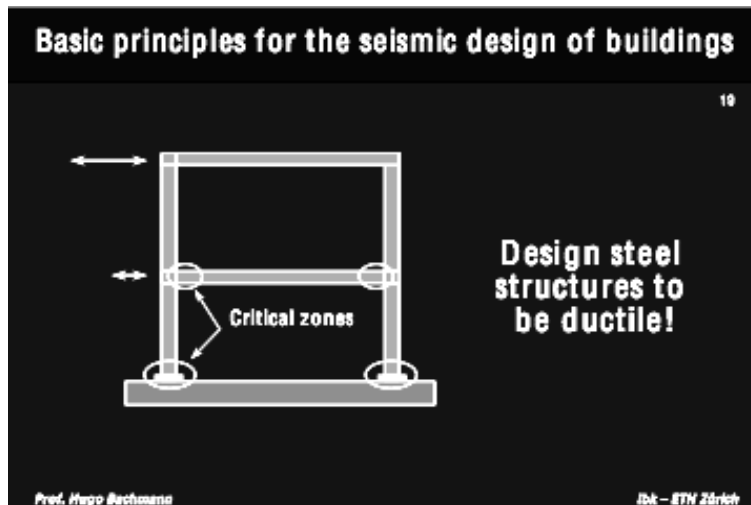
12



Progettare i controventi diagonali in acciaio con attenzione: per il controventamento di edifici, in particolare edifici industriali, possono essere utilizzati sistemi a traliccio in acciaio, che devono essere tuttavia accuratamente studiati e progettati. La comune travatura di controventamento con piastra di collegamento, ed elementi diagonali, possono mostrare uno sfavorevole comportamento sotto azioni cicliche. Nei ripetuti movimenti, la rigidità del traliccio diventa molto piccola mandando a zero la deformazione del nodo. Questo, insieme agli effetti dinamici, può contribuire al crollo della struttura.

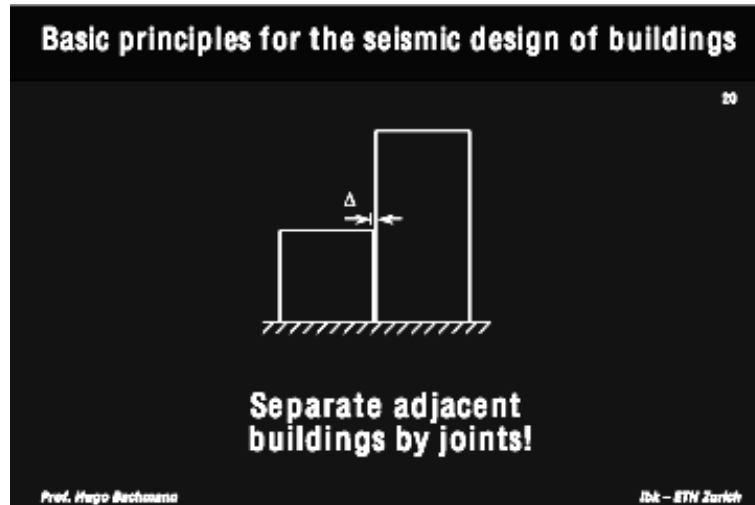
Tali rinforzi devono pertanto essere progettati per avere un comportamento elastico, o, se necessario, una duttilità molto bassa. È opportuno inoltre verificare la compatibilità tra le deformazioni dei controventi e quelle degli altri elementi, strutturali e non strutturali. Questo può indicare la necessità di un rinforzo più rigido o altri sistemi di rinforzo, quali pareti di tamponamento. I sistemi a traliccio in acciaio, con sistemi di connessione eccentrici ed elementi compatti, si comportano molto meglio di travature con elementi snelli e connessioni al centro.

13



Progettare strutture in acciaio conferendo comportamento duttile: l'acciaio generalmente possiede una buona capacità di deformarsi plasticamente. Tuttavia elementi in acciaio e strutture in acciaio, possono mostrare scarsa duttilità o addirittura un comportamento fragile sotto azioni cicliche, in particolare a causa di locali instabilità e rotture. Pertanto, devono essere prese misure aggiuntive durante la progettazione di massima della struttura.

14

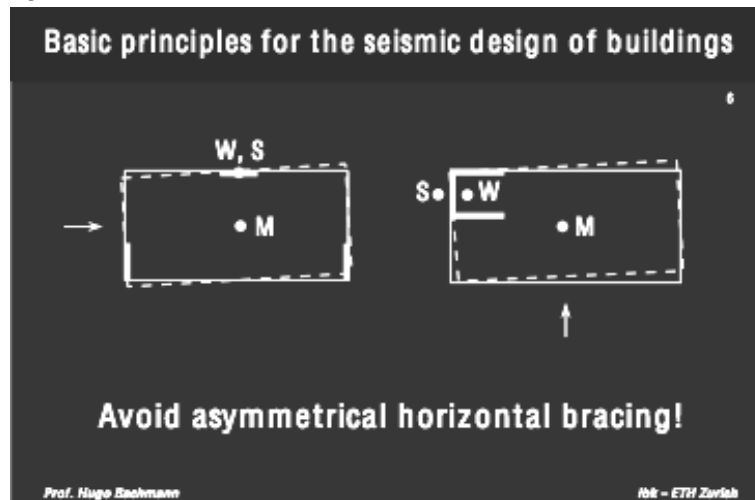


Costruzioni adiacenti devono essere separate da giunti: edifici adiacenti colpendosi possono causare danni rilevanti, se non il crollo. La minaccia di crollo è maggiore quando i solai di edifici adiacenti sono a livelli diversi, e premono contro i pilastri dell'edificio in appoggio. In tali casi, le unioni devono essere conformi alle norme di progettazione. Ciò comporta le seguenti prescrizioni:

1. i giunti devono avere una certa larghezza minima;
2. i giunti devono essere vuoti.

Al fine di consentire la libera oscillazione ed evitare l'impatto tra edifici adiacenti, è spesso necessario avere una sostanziale larghezza. Affinché gli elementi strutturali non perdano la loro capacità portante urtandosi, sono possibili anche altre soluzioni (vedi Eurocodice 8).

15

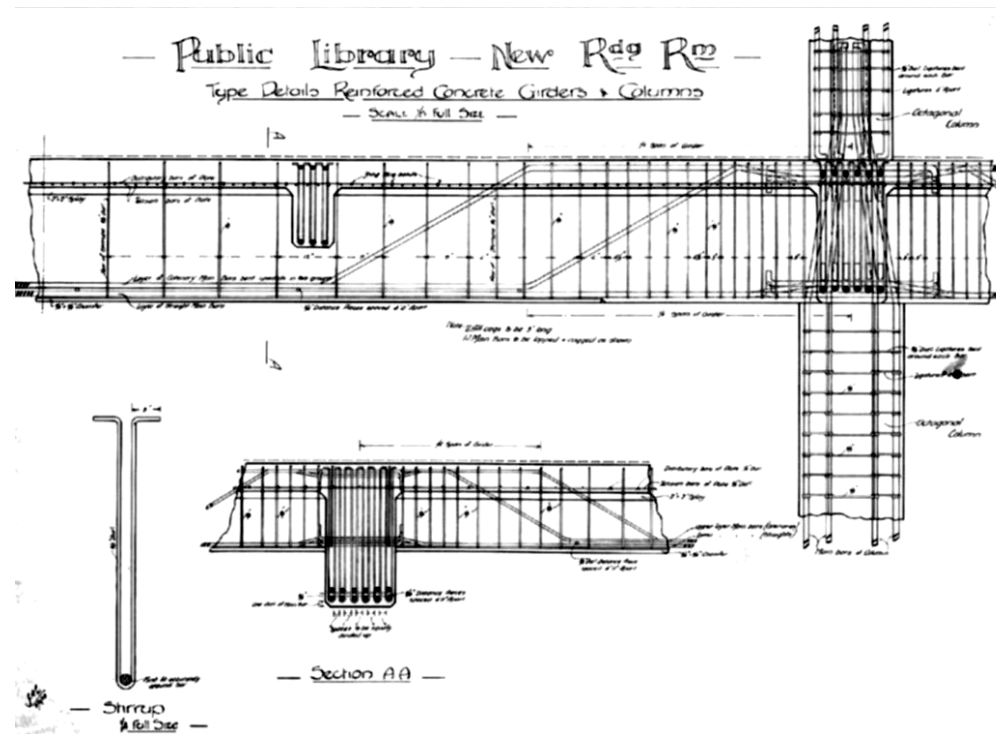


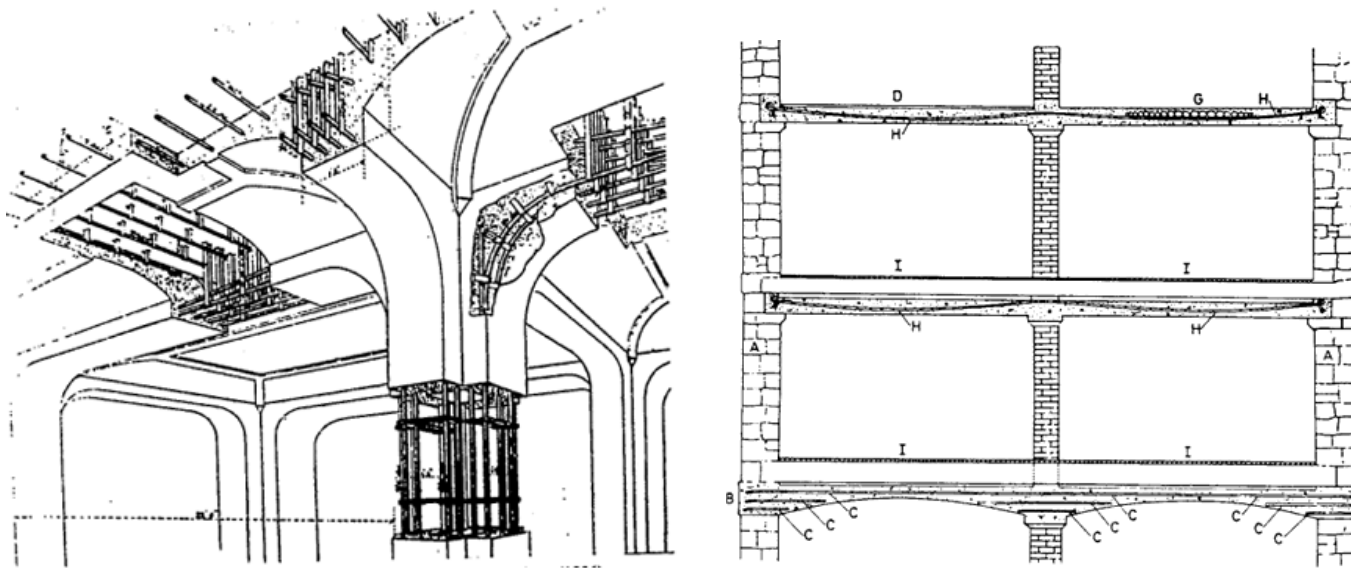
Evitare controventamenti orizzontali asimmetrici: i rinforzi asimmetrici sono una frequente causa di crolli delle costruzioni durante i terremoti. I pilastri, che sopportano i carichi verticali, dovrebbero essere in grado di seguire gli spostamenti orizzontali della struttura senza perdere le loro capacità portanti. Ogni edificio ha un centro di massa M , attraverso il quale le forze d'inerzia sono costrette ad agire, ed un centro di resistenza W per le forze orizzontali, e di un centro di rigidità S (centro di taglio). Il punto W è il «centro di massa» di flessione e resistenza degli elementi strutturali lungo gli assi principali. Se il centro della resistenza e il centro di massa non coincidono, si può verificare torsione.

L'edificio ruota nel piano orizzontale intorno al centro delle rigidità. In particolare, questa torsione genera spostamenti significativi tra il fondo e la sommità delle colonne più lontane dal centro di rigidità. Ciò può essere ottenuto con un accordo simmetrico di elementi di rinforzo laterale. Questi dovrebbero essere posti, se possibile, lungo i bordi dell'edificio, o in ogni caso abbastanza lontano dal centro di massa.

Sviluppo storico dei telai di cemento armato (conglomerato cementizio armato)

Nei telai l'impiego del cemento armato si è molto diffuso a partire dagli inizi del Novecento in quanto questa tecnologia sfrutta l'unione di un materiale da costruzione relativamente poco costoso come il **calcestruzzo**, dotato di una notevole resistenza alla compressione ma con il difetto di una scarsa resistenza alla trazione, con l'**acciaio**, dotato di un'ottima resistenza a trazione. Quest'ultimo è utilizzato in barre (che possono essere lisce o ad aderenza migliorata con opportuni risalti) e viene annegato nel calcestruzzo nelle zone ove è necessario far fronte agli sforzi di trazione. Questa disposizione permette di disporre le barre in modo opportuno per resistere alle sollecitazioni flessionali tipiche dei telai.





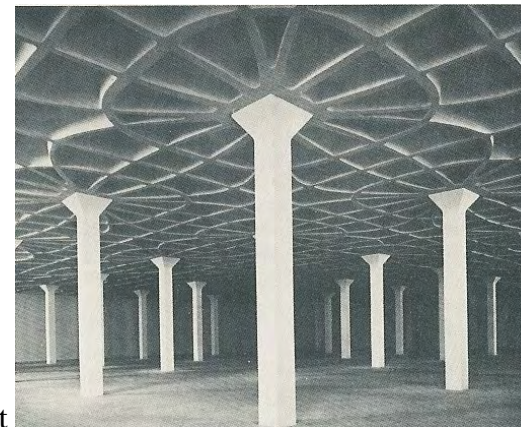
Primi impieghi del cemento armato tra Ottocento e Novecento con identificazione dell'andamento delle barre all'interno della sezione delle travi e dei pilastri a seconda dei sistemi proposti. I primi sistemi in cemento armato erano protetti da brevetti (Monier, Perret).



Primi solai



A. Perret

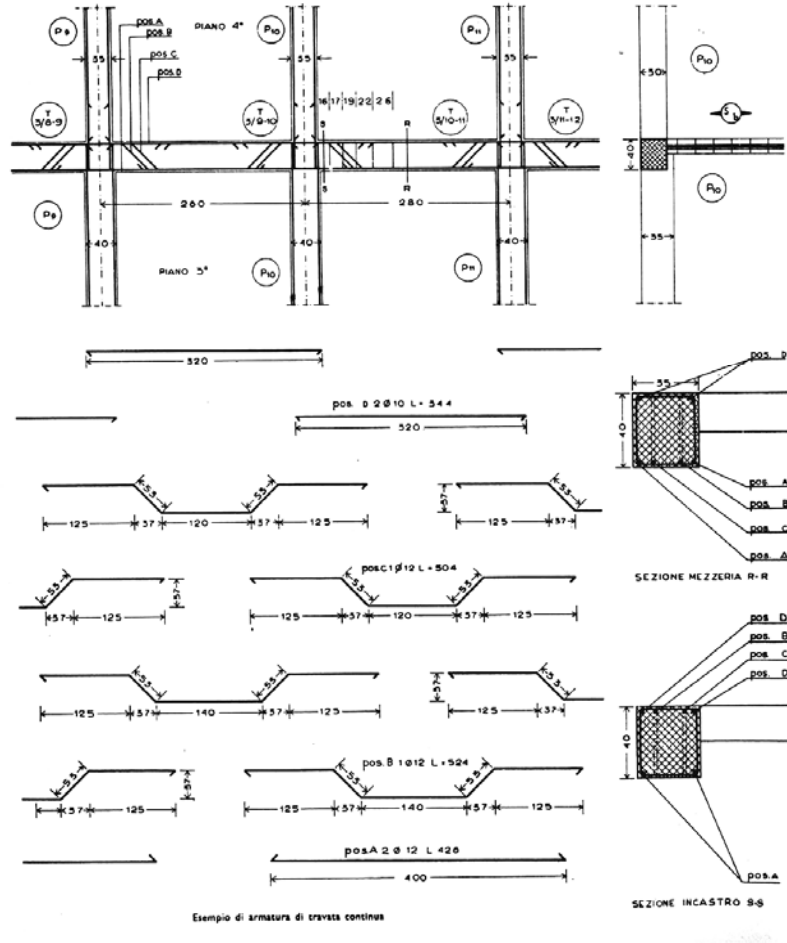
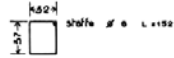


P.L. Nervi

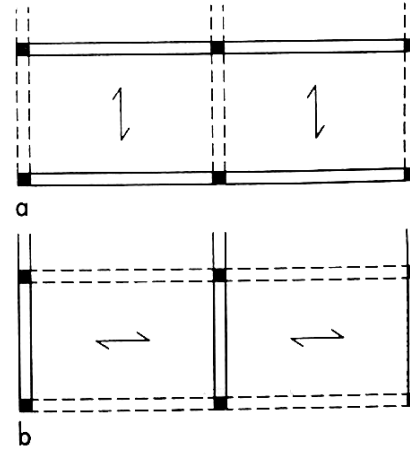
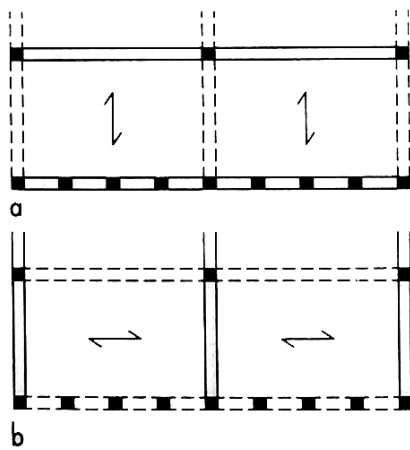
SOMMARIO DI NORME E DATI
SISTEMI DI QUOTAZIONE DI STRUTTURE IN C. A. - ARMATURA TRAVI

mentone esterna che dovrà avere il getto dell'elemento senza l'indicazione dell'armatura interna (questa disegnata a parte). Lo scopo di questa rappresentazione è quello di indicare chiaramente il modo di esecuzione delle cassature provvisorie di contenimento del getto. In questa tavola troverà pure posto la tabella dei pilastri che indichi per ogni pilastro, disegnato già come getto, le dimensioni esterne del getto. Questa tabella servirà pure e soltanto alla predisposizione dell'opportuna cas-

seratura mentre non avrà indicazioni per l'armatura in ferro da introdursi all'interno di ogni pilastro. Quest'ultima, come per le travi, sarà oggetto di una tabella a parte chiamata « Tabella armatura dei pilastri », di cui all'esempio, in linea generale quindi nella predisposizione dei disegni del c. a. è bene seguire il criterio della separazione in due parti principali degli elaborati corrispondenti alle due fasi distinte di lavorazione: una fase che si concreta con la formazione delle



Rappresentazione strutturale di un telaio in cemento armato, con distinta dei ferri di armatura (da Manuale CNR, anni '50)



Telaio tradizionale in c.a., anni '80.

Non c'è una regola per la disposizione dei telai piani in un edificio con dimensione prevalente rispetto alla seconda.

Nei telai a **trama stretta** la soluzione ricorrente è con impalcato a orditura trasversale (a, sopra) più che longitudinale (b, sotto) rispetto al lato lungo.

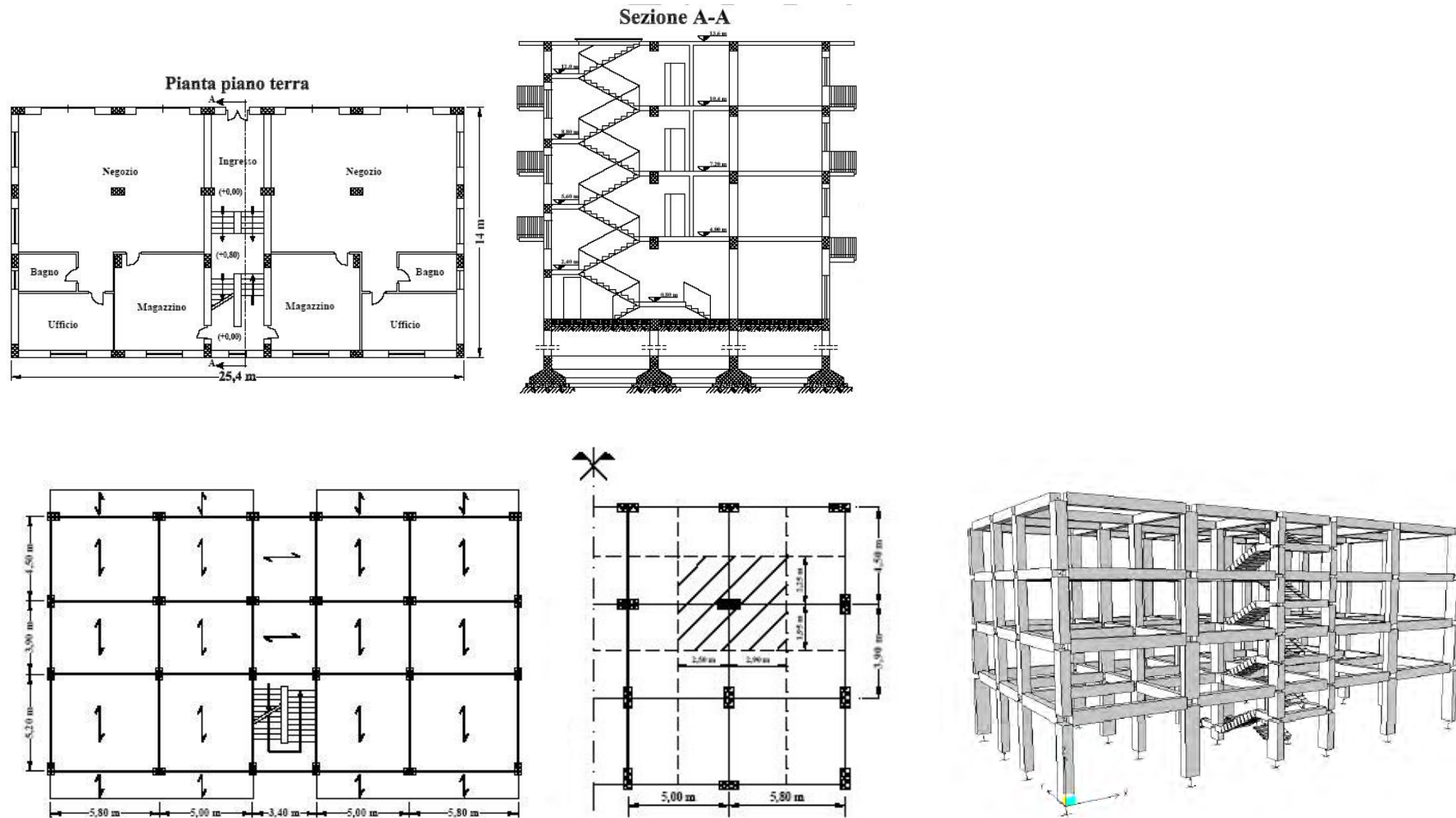
Nei telai a trama larga l'orditura dei solai è di norma ortogonale alle travi perimetrali (a), a meno che queste ultime non presentino luci superiori a 5m, per cui può risultare opportuno invertire l'orditura (b) per non avere travi in facciata di una certa dimensione e altezza.

(da Man. Prog. Edilizia)

Rispetto al disegno sopra, oggi si tende a ridurre la trama dei telai e ad impiegare pilastri di forma rettangolare e più grandi per aumentare la rigidezza alle azioni orizzontali e anche per far fronte all'aumentato peso della costruzione.



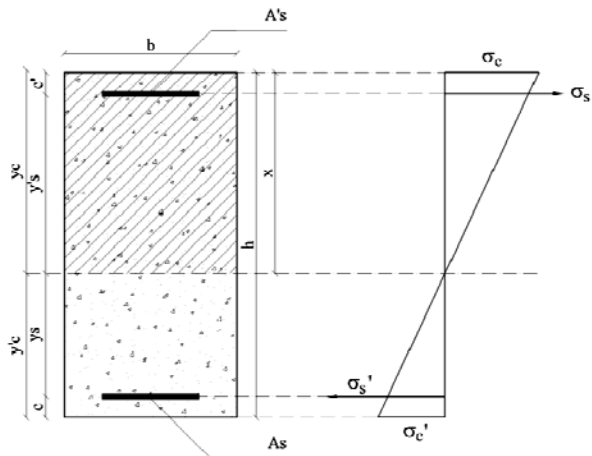
Telai in **c.c.a. in opera**, anni '90. I tamponamenti, vengono messi in opera successivamente. Oltre a chiudere gli spazi, offrono rigidezza aggiuntiva agli spostamenti orizzontali. E' meglio tuttavia non fare affidamento su questi setti, soprattutto per forti azioni sismiche.



Schemi strutturali e modellazione 3D di un telaio in conglomerato cementizio armato per un edificio di civile abitazione. Si notano in pianta le direzioni di orditura dei solai e le forme rettangolari dei pilastri, allungate in entrambe le direzioni, per nascondersi entro le pareti perimetrali.

Trave di cemento armato odierna: schema strutturale

Schema di sezione di trave in cemento armato ed andamento delle tensioni di trazione e compressione. L'asse in cui si annullano le tensioni viene definito **asse neutro**.



Le formule per la risoluzione delle travi in c.a. legano le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio, di cui sopra, alle sollecitazioni della trave in quel punto.

La collaborazione tra due materiali così eterogenei è spiegata tenendo presenti due punti fondamentali:

- tra l'acciaio ed il calcestruzzo si manifesta un'**aderenza** che trasmette le tensioni dal calcestruzzo all'acciaio in esso annegato. Quest'ultimo, convenientemente disposto nella massa, collabora assorbendo essenzialmente gli sforzi di trazione, mentre il calcestruzzo assorbe quelli di compressione.
- i coefficienti di dilatazione termica dei due materiali sono sostanzialmente uguali.

Un tempo, a causa dell'elevato costo del materiale e grazie alla disponibilità di manodopera a basso costo, si cercava di utilizzare meno barre possibili, facendo svolgere a quelle utilizzate diverse funzioni strutturali. Di solito si sagomavano le barre longitudinali a 45° per fornire alla trave in calcestruzzo armato anche resistenza al taglio, oltre che a flessione. Oggi invece la situazione è opposta, pertanto si cercano di snellire maggiormente le operazioni in cantiere utilizzando direttamente staffe ed armature longitudinali.

Per aumentare l'aderenza tra i due materiali da qualche decennio al posto delle barre lisce di acciaio vengono utilizzate barre ad aderenza migliorata, cioè barre sulle quali sono presenti dei risalti.

Calcestruzzo: caratteristiche odierne fini del calcolo strutturale

RESISTENZA A COMPRESSIONE SEMPLICE

Le norme sono basate sulla resistenza a compressione misurata su cubi di spigolo 15, 16 o 20 cm.

RESISTENZA A TRAZIONE SEMPLICE

Il **valore medio** della **resistenza a trazione semplice** (assiale) in mancanza di diretta sperimentazione può essere assunto pari a:

$$f_{ctm} = 0,27 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2} \text{ N / mm}^2$$

MODULO ELASTICO

Per **modulo elastico istantaneo**, tangente all'origine, in mancanza di diretta sperimentazione da eseguirsi secondo la norma UNI 6556 (marzo 1976), si assume in sede di progetto il valore:

$$E_c = 5700 \cdot \sqrt{R_{ck}} \text{ N / mm}^2$$

COEFFICIENTE DI POISSON

Per il coefficiente di Poisson si può adottare, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra **0 e 0,2**.

COEFFICIENTE DI DILATAZIONE TERMICA

In mancanza di determinazione sperimentale diretta il coefficiente di dilatazione termica del conglomerato può assumersi pari a $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Acciaio da cemento armato normale: caratteristiche odierne ai fini del calcolo strutturale

ACCIAI IN BARRE TONDE LISCE

Le **barre di acciaio tonde lisce** devono possedere le proprietà indicate sotto.

TIPO DI ACCIAIO		Fe B 22 k	Fe B 32 k
Tensione caratt. di snervamento	f_{yk} N/mm ²	≥ 215	≥ 315
Tensione caratt. di rottura	f_{tk} N/mm ²	≥ 335	≥ 490
Allungamento A5	%	≥ 24	≥ 23
Piegamento a 180° su mandrino avente diametro D		2 Ø	3 Ø

Si devono usare barre di diametro compreso tra 5 e 30 mm. L'uso di acciai forniti in rotoli è ammesso per diametri $\varnothing \leq 14$ mm.

ACCIAI IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA

Le **barre di acciaio ad aderenza migliorata** si differenziano dalle barre lisce per la particolarità di forma atta ad aumentare l'aderenza al conglomerato cementizio e sono caratterizzate dal diametro \varnothing della barra tonda **equipesante**, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a **7,85 kg/dm³**.

Le barre ad aderenza migliorata devono avere diametro:

$5 \leq \varnothing \leq 30$ mm per acciaio Fe B 38 k;

$5 \leq \varnothing \leq 26$ mm per acciaio Fe B 44 k.

Caratteristiche meccaniche e tecnologiche

Gli acciai in barre ad aderenza migliorata devono possedere le caratteristiche indicate nel prospetto, valutando le tensioni di snervamento e di rottura come grandezze caratteristiche.

TIPO DI ACCIAIO		Fe B 38 k	Fe B 44 k
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} N/mm ²	≥ 375	≥ 430
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk} N/mm ²	≥ 450	≥ 540
Allungamento A5	%	≥ 14	≥ 12
Piegamento a 180° su mandrino avente diametro D:			

Per barre ad aderenza migliorata aventi \varnothing

(della barra tonda liscia equipesante):

fino a 12 mm

3 Ø

4 Ø

Piegamento e raddrizzamento

mandrino avente diametro D:

Per barre ad aderenza migliorata aventi \varnothing

(della barra tonda liscia equipesante):

oltre 12 mm fino a 18 mm

6 Ø

8 Ø

oltre 18 mm fino a 25 mm

8 Ø

10 Ø

oltre 25 mm fino a 30 mm

10 Ø

12

Resistenze di calcolo nel caso di verifica agli stati limite

Le resistenze di calcolo f_d si valutano mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

assumendo per il coefficiente γ_s i valori indicati sotto:

STATI LIMITE	ACCIAIO γ_s	CALCESTRUZZO γ_c
ultimi	1,15	1,5 per c.a.p
		1,6 per c.a. e c.a. con precompressione parziale
di esercizio	1,0	1,0

In particolare la **resistenza di calcolo del calcestruzzo** f_{cd} risulta pari a:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{R_{ck} \cdot 0,83}{\gamma_c}$$

Per spessori minori di 5 cm il coefficiente γ_c va maggiorato del 25%.

Nel caso del metodo di **verifica delle tensioni ammissibili** si avrebbe la seguente formula per la tensione ammissibile del calcestruzzo :

$$\sigma_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} N / mm^2$$

La formula vale per le strutture inflesse e pressoinflesse. Per le strutture semplicemente compresse si applica a σ_c una riduzione del 30%; per travi con soletta collaborante di spessore non inferiore a 5 cm, una riduzione del 10%; nelle solette aventi spessore inferiore ai 5cm, comunque sollecitate, σ_c deve essere ridotta del 30%.

Cemento

Il cemento è un **legante idraulico** che si presenta sotto forma di polvere finissima. Il componente fondamentale del cemento è il **clinker**, un prodotto della cottura di materiali naturali e artificiali che, combinato con altri componenti, dà luogo a vari tipi di cemento. Il clinker è costituito da composti semplici: calce, silice, allumina, ossidi di ferro e di magnesio, ed altri componenti minori. La calce proviene per lo più dalle rocce calcaree ed ha carattere basico. Interviene per il 65%. La silice proviene dalle sabbie, argille e scisti e presenta carattere acido; interviene per il 25%. L'allumina è contenuta in quantità che vanno dal 4 al 10%.

Si usa distinguere i clinker in **naturali** ed **artificiali**; i primi sono ottenuti dalle marne, che contengono già in proporzione i componenti fondamentali; per i secondi si usano miscele preparate artificialmente di calcari marne e argille. La cottura (clinkerizzazione) porta alla formazione di composti chimici con proprietà idrauliche grazie a reazioni chimiche che avvengono a temperatura di 1.000-1.500°C.

Dal clinker Portland si ottengono i cementi in commercio:

- **cemento Portland**: prodotto ottenuto per macinazione di clinker con opportuna aggiunta di **gesso** o **anidride**, dosato nella quantità necessaria per regolarizzare il processo di idratazione iniziale;
- **cemento pozzolanico**, ottenuto dalla macinazione, senza aggiunta di inerti, di una mescolanza di clinker puro e pozzolana (più gesso); la pozzolana è un materiale siliceo molto reattivo;
- **cemento d'alto forno**: miscela omogenea ottenuta con la macinazione di clinker e di loppa basica granulata d'alto forno (più il gesso); la granulazione delle loppe si ottiene raffreddandola bruscamente in acqua, quando si trovano ancora allo stato fuso all'uscita dall'alto forno.

Vengono posti in commercio alcuni tipi di cemento speciali: **cementi bianchi** (colorati con calcare puro o caolino o altre materie prime esenti da ossido di ferro), **cementi ferrici** (caratterizzati da un'elevata resistenza chimica alle acque aggressive, da basso calore di idratazione e basso ritiro), **cementi ferrici pozzolanici**. C'è anche un **cemento alluminoso** (il prodotto ottenuto con la macinazione di clinker costituito essenzialmente da alluminati idraulici di calcio –utilizzati calcari e bauxite invece di marna argillosa), caratterizzato da rapida presa.

La normativa italiana sul c.a. si fonda sulla legge 1086/71 ed è stata aggiornata ripetutamente nel corso degli anni: essa comunque distingue:

a) rispetto alla composizione:

- cemento Portland
- cemento pozzolanico
- cemento d'altoforno
- cemento alluminoso

b) rispetto alla resistenza a 28gg:

- 325** normale
- 425** ad alta resistenza
- 525** ad alta resistenza e rapido indurimento

Tabella: caratteristiche e impieghi di una gamma di cementi e leganti, con vecchia denominazione (da Italcementi)

Prodotto	Caratteristiche	Impieghi	Cementi ad alta resistenza e rapido indurimento:	Cementi ad alta resistenza e rapido indurimento; resistenza minima garantita a compressione in malta normale di 175 kg a 24 h e 525 kg/cm ² a 28 gg (secondo normativa DM del 3.6.1968)
Cementi 325 normali:	Cementi normali con resistenza minima garantita a compressione in malta normale di 325 kg/cm ² a 28 gg (secondo la normativa DM del 3.6.1968)		<ul style="list-style-type: none"> - Ultracem 525 - supercemento 525 - Savignano 	Cementi ottenuti per macinazione di clinker e gesso; caratterizzati da elevata finezza
- 325 Portland	Cemento ottenuto per macinazione di clinker e gesso	Impiego generale nei tradizionali lavori edili	Cementi speciali:	Idonei per la prefabbricazione e per i lavori strutturalmente gravosi; getti con basse temperature e iniezioni su microfessurazioni
- 325 pozzolanico	Cemento ottenuto per macinazione di clinker, pozzolana e gesso	Impiego generale, anche dove si richiede una miglior resistenza all'aggressione chimica	- 225 B.C. pozzolanico	Cemento a basso calore di idratazione con resistenza minima garantita a compressione in malta normale di 350 kg/cm ² a 90 gg (secondo normativa DM del 3.6.1968); cemento ottenuto per macinazione di clinker, pozzolana e gesso
- 325 Duracem	Cemento ottenuto per macinazione di clinker, ceneri volanti (materiale a comportamento pozzolanico) e gesso	Cemento con caratteristiche pozzolaniche per impieghi generali; idoneo anche per lavori specifici (iniezioni, gunitaggi ecc.)	- 400 Portland ferrico	Cemento ottenuto per macinazione di clinker ferrico a basso tenore di alluminato tricalcico (C ₃ A) e quindi altamente resistente ai solfati
- 325 altoforno	Cemento ottenuto per macinazione di clinker, loppa basica granulata e gesso	In lavori dove viene richiesta discreta resistenza all'aggressione solfatica e marina	- 400 ferrico pozzolanico	Cemento ottenuto per macinazione di pozzolana, clinker ferrico a basso tenore di alluminato tricalcico (C ₃ A) e quindi altamente resistente a solfati e acque pure
Cementi ad alta resistenza:	Cementi ad alta resistenza minima garantita a compressione in malta normale di 425 kg/cm ² a 28 gg (secondo la normativa DM del 3.6.1968)		- Italbianco 575 Portland	Cemento bianco ad altissima resistenza (minima garantita a compressione in malta normale di 575 kg/cm ² a 28 gg); costanza di colore garantita
- 425 Portland	Cemento ottenuto per macinazione di clinker e gesso	In lavori impegnativi, dove viene richiesta alta resistenza meccanica, compresa la prefabbricazione	Leganti speciali:	Idoneo per cls. a vista strutturali ad alto pregio estetico: bianchi e colorati sia per getti in opera che per prefabbricazione leggera e pesante; rispondente alle norme ASTM e BS 12
- 425 Portland M	Cemento ottenuto per macinazione, a bassa finezza, di clinker e gesso	Idoneo per cls. fibrosi con buona resistenza meccanica	- Aquila bianca 325	Agglomerante cementizio bianco, costanza di colore garantita, elevata finezza di macinazione, idoneo ai trattamenti di stagionatura accelerata
- 425 pozzolanico	Cemento ottenuto per macinazione di clinker, pozzolana e gesso	In lavori impegnativi ad alta resistenza meccanica; buona resistenza all'aggressione chimica	- Fibrocem	Agglomeranti cementizi con finezza di macinazione idonei per cls. fibrosi
- 425 Duracem	Cemento ottenuto per macinazione di clinker, ceneri volanti (materiale a comportamento pozzolanico) e gesso	Cemento con caratteristiche pozzolaniche per impieghi impegnativi; idoneo anche per lavori specifici (iniezioni, gunitaggi ecc.)	- legante Sacelit	Agglomerante cementizio caratterizzato da una elevata finezza di macinazione
- 425 altoforno	Cemento ottenuto per macinazione di clinker, loppa basica granulata e gesso	In lavori dove viene richiesta alta resistenza meccanica e buona resistenza all'aggressione solfatica e marina	- legante speciale 400 M	Agglomerante cementizio caratterizzato da una elevata finezza di macinazione

I tradizionali 325kg/cm^2 equivalgono a $32,5\text{N/mm}^2$; oggi si usa la seconda unità di misura, classificando il cemento come, per esempio, 32,5R

Definizioni:

CEM ... Tipo di cemento in conformità alla serie EN 197

tipo di cemento comune: uno dei 27 prodotti nella famiglia dei cementi comuni.

classe di resistenza del cemento: classe di resistenza alla compressione.

resistenza caratteristica: valore della resistenza al disotto del quale si attende che cada il 5% della popolazione di tutte le misure possibili di resistenza sul volume di calcestruzzo considerato.

Per la norma europea per definire la classe di resistenza a compressione si può usare:

- a 28 giorni di cilindri di altezza 300 mm e diametro 150 mm, ($f_{ck, cyl}$)
- a 28 giorni di cubi di 150 mm di lato ($f_{ck, cube}$).

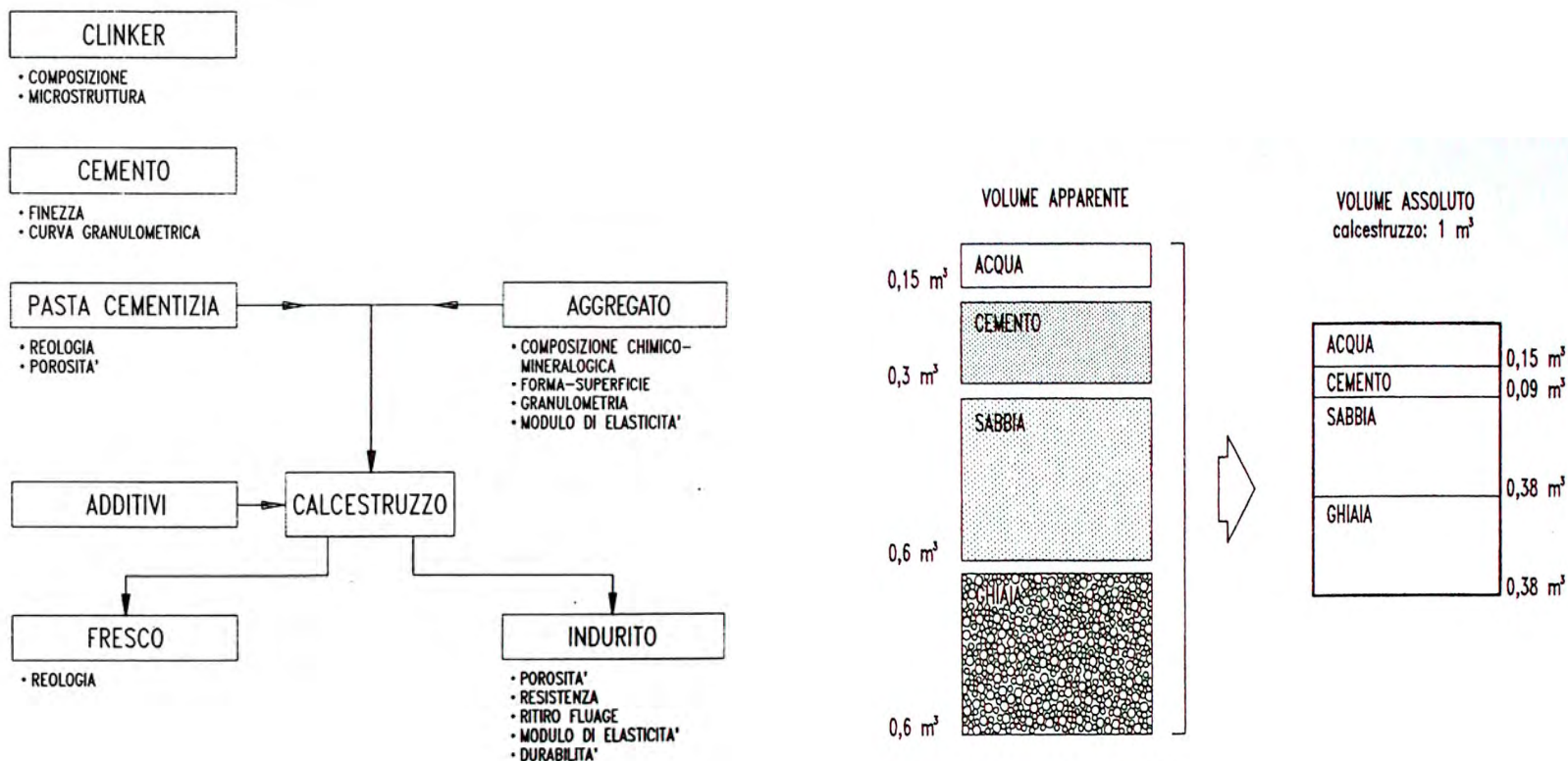
DENOMINAZIONE NORMALIZZATA

I cementi CEM devono essere identificati almeno con la denominazione del tipo di cemento con i numeri 32,5, 42,5 o 52,5 indicanti la classe di resistenza. Per indicare la classe di resistenza iniziale si deve aggiungere, secondo il caso, la lettera N o la lettera R.

Per esempio, il cemento Portland conforme alla EN 197-1, classe di resistenza 42,5 con elevata resistenza iniziale è identificato come:

cemento portland EN 197-1 - CEM I 42,5 R

Calcestruzzo



Processo tradizionale di produzione del calcestruzzo e proprietà.

I **conglomerati** sono composti ottenuti dalla miscelazione di **acqua**, **leganti**, **aggregati** (quindi più grossi) e, se necessario, **additivi**. Gli **aggregati**, che formano l'ossatura dei conglomerati sono generalmente costituiti da ghiaie e sabbie alluvionali estratte da letti di fiumi o da cave oppure sabbie e pietrischi provenienti dalla frantumazione di rocce. La scelta degli aggregati deve essere fatta con cura: devono essere puliti, avere ridotto contenuto di solfati, essere di natura non geliva, non presentare reattività agli alcali del cemento. Le forme degli aggregati possono essere rotonde (ghiaia di fiume), irregolari (vari tipi di ghiaia), spigolose (rocce frantumate), allungate, appiattite. Possono avere tessitura vetrosa, granulare, ruvida, cristallina, porosa. Il conglomerato principale è quello cementizio.

Calcestruzzo è sinonimo di conglomerato cementizio. In gergo cemento.

Terminologia attuale per il calcestruzzo - Definizioni dalla UNI EN 206-1:2001 (Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità). La norma europea è stata approvata dal CEN (COMITATO EUROPEO DI NORMAZIONE) il 12 maggio 2000.

calcestruzzo: Materiale formato miscelando cemento, aggregato grosso e fino ed acqua, con o senza l'aggiunta di additivi o aggiunte, il quale sviluppa le sue proprietà a seguito dell'idratazione del cemento.

calcestruzzo fresco: Calcestruzzo che è completamente miscelato ed ancora in una condizione che lo rende in grado di essere compattato mediante il metodo previsto.

calcestruzzo indurito: Calcestruzzo allo stato solido e che ha sviluppato una certa resistenza.

calcestruzzo miscelato in cantiere: Calcestruzzo prodotto nel luogo di costruzione dall'utilizzatore del calcestruzzo per il suo proprio impiego.

calcestruzzo premiscelato: Calcestruzzo consegnato come calcestruzzo fresco da persona o organizzazione che non è l'utilizzatore. Il calcestruzzo premiscelato ai fini della presente norma è anche:

- calcestruzzo prodotto fuori del cantiere dall'utilizzatore;
- calcestruzzo prodotto nel cantiere, ma non dall'utilizzatore.

elemento di calcestruzzo prefabbricato: Prodotto a base di calcestruzzo gettato e stagionato (maturato) in un luogo diverso da quello finale di impiego.

calcestruzzo normale: Calcestruzzo avente massa volumica, dopo essiccamento in stufa, maggiore di **2000 kg/m³** ma non maggiore di **2600 kg/m³**.

calcestruzzo leggero: Calcestruzzo avente massa volumica dopo essiccamento in stufa non minore di **800 kg/m³** e non maggiore di **2000 kg/m³**. È prodotto interamente o parzialmente utilizzando aggregati leggeri rispetto alla totalità degli aggregati.

calcestruzzo pesante: Calcestruzzo avente massa volumica dopo essiccamento in stufa maggiore di **2600 kg / m³**.

calcestruzzo ad alta resistenza: Calcestruzzo con classe di resistenza a compressione maggiore di **C50/60** nel caso di calcestruzzo normale o di calcestruzzo pesante oppure **LC50/55** nel caso di calcestruzzo leggero.

calcestruzzo a prestazione garantita: Calcestruzzo le cui proprietà richieste e caratteristiche aggiuntive sono specificate al produttore il quale è responsabile della fornitura di un calcestruzzo conforme alle proprietà richieste e alle caratteristiche aggiuntive.

calcestruzzo a composizione (richiesta): Calcestruzzo la cui composizione e i materiali componenti da utilizzare sono specificati al produttore il quale ha la responsabilità di produrre un calcestruzzo con la composizione specificata.

metro cubo di calcestruzzo: Quantità di calcestruzzo fresco che, se compattata secondo il procedimento indicato nella EN 12350-6, occupa un volume di 1 m^3 .

autobetoniera: Dispositivo per miscelare il calcestruzzo, montato su un telaio di un automezzo, capace di miscelare e consegnare un calcestruzzo omogeneo.

aggitatore: Attrezzatura generalmente montata sul telaio di un automezzo e capace di mantenere il calcestruzzo fresco in uno stato omogeneo durante il trasporto.

impasto: Quantità di calcestruzzo fresco prodotta in un ciclo di operazioni di un miscelatore oppure scaricata durante 1 min da un miscelatore continuo.

additivo: Materiale aggiunto in piccole quantità rispetto alla massa del cemento, durante il processo di miscelazione del calcestruzzo allo scopo di modificare le proprietà del calcestruzzo fresco o indurito.

aggiunta: Materiale finemente suddiviso usato nel calcestruzzo allo scopo di migliorare certe proprietà o di ottenere proprietà speciali. La presente norma considera due tipi di aggiunte inorganiche: aggiunte praticamente inerti (tipo I); aggiunte pozzolaniche o ad attività idraulica latente (tipo II).

aggregato: Materiale minerale granulare adatto per l'impiego nel calcestruzzo. Gli aggregati possono essere naturali, artificiali o riciclati da materiali precedentemente usati nella costruzione.

aggregato normale: Aggregato avente massa volumica delle particelle essiccate in stufa, determinato secondo la EN 1097-6, $>2\ 000 \text{ kg/m}^3$ e $< 3\ 000 \text{ kg/m}^3$.

aggregato leggero: Aggregato di origine minerale avente massa volumica delle particelle granulari essiccate in stufa $\leq 2\ 000 \text{ kg/m}^3$.

Classe di resistenza del calcestruzzo

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene titolato ed identificato mediante la **classe di resistenza** contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici (o prismatici) e cubici, espressa in MPa. Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206-1:2006 e nella UNI 11104:2004.

Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza:

CLASSE DI RESISTENZA

C8/10

C12/15

C16/20

C20/25

C25/30

C28/35

C 32/40

C35/45

C40/50

C45/55

C50/60

C55/67

C60/75

C70/85

C80/95

C90/105

Impiego delle diverse classi di resistenza

STRUTTURE DI DESTINAZIONE

Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura

Per strutture semplicemente armate

Per strutture precomprese

CLASSE DI RESIST. MINIMA

C8/10

C16/20

C28/35

Requisiti per il calcestruzzo indurito – Resistenza – Dalla UNI EN 206-1:2001

Se si deve determinare la resistenza, essa deve essere ottenuta in conformità alla EN 12390-1 mediante prove su **cubi di 150 mm di lato o su cilindri di 150/300 mm confezionati e stagionati** in conformità alla EN 12350-1 e EN 12390-2.

Se si deve determinare la resistenza a compressione, essa deve essere espressa come $f_{c,cube}$ se ottenuta da provini cubici, e come $f_{c,cyl}$ se ottenuta da provini cilindrici, in conformità al prEN 12390-3:1999. Il produttore deve dichiarare prima della consegna se la resistenza a compressione verrà valutata su provini cubici o cilindrici.

Il controllo di qualità del conglomerato ha lo scopo di accertare che il conglomerato realizzato abbia la resistenza caratteristica non inferiore a quella richiesta dal progetto.

Il controllo si articola nelle seguenti fasi:

Studio preliminare di qualificazione: serve a determinare, prima dell'inizio delle opere, la resistenza del conglomerato. Deve essere verificato che il conglomerato abbia resistenza caratteristica non inferiore a quella richiesta dal progetto.

Controllo di accettazione: riguarda il controllo del conglomerato durante l'esecuzione delle opere.

Prove complementari: sono prove da eseguire, ove necessario, a completamento di quelle precedenti.

Prelievo dei campioni (dalla L. 1086/71)

Un prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera (getto) nei casseri, il calcestruzzo necessario per la confezione di un **gruppo di due provini**. La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la **resistenza di prelievo**, che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del conglomerato.

È obbligo del Direttore dei lavori prescrivere ulteriori prelievi rispetto al numero minimo, tutte le volte che variazioni di qualità dei costituenti dell'impasto possano far presumere una variazione di qualità del calcestruzzo stesso. Per la preparazione e la stagionatura dei provini di conglomerato vale quanto indicato nella UNI 6127 (sett 1980). Per la forma e le dimensioni dei provini di calcestruzzo e le relative casseforme, vale quanto indicato nelle norme UNI 6130/1^a (sett 1980) e UNI 6130/2^a (sett 1980) limitatamente ai provini per le prove di resistenza a compressione. Circa il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nella UNI 6132 (febb 1972).

Valutazione preliminare della resistenza

Prima dell'inizio di una produzione di serie o della costruzione di un'opera, il costruttore deve valutare la resistenza caratteristica per ciascuna miscela omogenea di conglomerato. Tale valutazione può essere effettuata sulla base delle esperienze acquisite o di valutazioni statistiche, o

dell'uno e dell'altro criterio. Il costruttore resta comunque responsabile della valutazione effettuata, che è controllata con il controllo di accettazione.

Controllo di accettazione CONTROLLO TIPO A

Ogni controllo di accettazione è rappresentato da **tre prelievi**, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni **300 m³** massimo di getto.

Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo. Siano R_1 , R_2 , R_3 le tre resistenze di prelievo, con $R_1 \leq R_2 \leq R_3$

Il controllo è positivo ed il quantitativo di conglomerato accettato se risultano verificate entrambe le disequazioni.

$$R_m \geq R_{ck} + 3,5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$R_1 \geq R_{ck} - 3,5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

in cui:

$$R_m = \frac{R_1 + R_2 + R_3}{3}$$

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.



Cubetti di calcestruzzo prelevati e barre, pronti per essere testati in laboratorio.

Se il calcestruzzo è conforme ai valori limite, si deve presumere che il calcestruzzo nella struttura soddisfi i requisiti di **durabilità** per l'uso previsto nelle specifiche condizioni ambientali, a condizione che:

- il calcestruzzo sia **correttamente gettato, compattato e stagionato** per esempio in conformità con la ENV 13607-1 oppure con altre norme pertinenti; il calcestruzzo rispetti il **copriferro** minimo richiesto per le specifiche condizioni ambientali, in accordo con la norma di progetto pertinente, per esempio la ENV 1992-1;
- sia scelta la classe di esposizione appropriata (al clima);
- sia attuata la manutenzione preventivata.

Requisiti per il calcestruzzo fresco - Consistenza

La consistenza del calcestruzzo qualora debba essere determinata, dovrà essere misurata con vari metodi di prova tra cui **abbassamento al cono** in conformità alla EN 12350-2. La consistenza del calcestruzzo, se richiesta, deve essere determinata al momento dell'impiego del calcestruzzo ovvero, nel caso di calcestruzzo confezionato, al momento della consegna. Se il calcestruzzo viene consegnato con autobetoniera o con un mezzo agitatore, la consistenza può essere misurata su un campione unico prelevato all'inizio dello scarico.

Il **cono di Abrams** è uno stampo a forma di tronco di cono che serve a determinare la consistenza del calcestruzzo fresco. La prova che viene eseguita utilizzando il cono di Abrams prende il nome di **slump test** ed è una valutazione della deformazione che un impasto subisce per effetto del proprio peso, quando viene privato del recipiente che lo sostiene. Il recipiente tronco-conico viene riempito con tre strati successivi, costipando ogni strato con un pestello. Si livella la superficie e si estrae il cono con molta delicatezza. Il calcestruzzo comincia così ad abbassarsi.

In base al risultato dello slump test, si individuano 5 classi di consistenza:

- S1 (umida, minima lavorabilità);
- S2 (plastica);
- S3 (semifluida)
- S4 (fluida);
- S5 (superfluida, massima lavorabilità).

La consistenza è una caratteristica che viene indicata in progetto: generalmente per getti verticali (pilastri e plinti) è possibile utilizzare malte di classe S3-S4, mentre per getti orizzontali o molto armati può essere necessaria la classe S5. Là dove siano necessari impasti ancora più fluidi, si utilizza il calcestruzzo autolivellante. Calcestruzzi di categorie S1 o S2 possono essere usati solo per getti di grandi dimensioni (pavimentazioni stradali, dighe...) e con accurati trattamenti di vibrazione dell'impasto.

La **vita di servizio** di un calcestruzzo dipende da:

- azioni meccaniche ed ambientali esterne
- proprietà intrinseche
- copriferro
- protezioni aggiuntive
- fattori di progetto
- Ispezioni e manutenzioni programmate

La vita di servizio è dunque legata alla **durabilità** del calcestruzzo. Per la scelta di un calcestruzzo per elementi costruttivi si procede dunque con la definizione di una serie di parametri:

- CLASSE/I DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE (UNI 11104)
- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA – C(X/Y) oppure Rck
- RAPPORTO A/C max
- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO
- SE NECESSARIO TIPO E CLASSE DI CEMENTO
- ARIA AGGIUNTA
- COPRIFERRO

L'analisi delle **classi di esposizione ambientale** del calcestruzzo si basa sulla norma europea UNI EN 206-1. Si ha inoltre la norma UNI 11104, Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, istruzioni complementari per l'applicazione in Italia della EN 206-1

CLASSI D'ESPOSIZIONE AMBIENTALE - UNI 11104

- vengono considerate 6 classi di esposizione ambientale
- le relative sottoclassi permettono di differenziare l'intensità delle azioni di degrado

classe	ambiente/agenti di degrado
X0	assenza di rischio di corrosione delle armature o di attacco del cls
XC	corrosione delle armature indotta da carbonatazione
XD	corrosione delle armature indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare
XS	corrosione da cloruri presenti nell'acqua di mare
XF	degrado del cls provocato da cicli di gelo/disgelo con o senza sali disgelanti
XA	attacco chimico del calcestruzzo

ELEMENTI NON ARMATI O CON ARMATURA NON STRUTTURALE

La norma non prevede l'adozione di alcun provvedimento relativo alla durabilità per la pratica assenza di degrado cui una struttura non armata è caratterizzata (in assenza di sostanze chimiche o di cicli di gelo-disgelo) in qualsiasi ambiente. Il calcestruzzo da utilizzare per queste strutture viene scelto in base ai soli requisiti strutturali con l'obbligo che la classe di resistenza sia non inferiore alla C12/15.

CLASSE XC – CORROSIONE DA CARBONATAZIONE Sono previste quattro sottoclassi:

- XC1: Ambienti caratterizzati da bassa U.R. ovvero permanentemente bagnati. (es. interni di edifici o strutture TOTALMENTE immerse)
- XC2: Ambienti bagnati, raramente asciutti come strutture idrauliche, muri contro terra, fondazioni e strutture interrate;
- XC3: Ambienti moderatamente umidi. Ad es. calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia o interni con percentuali di U.R. da moderate ad alte.
- XC4: Ambienti ciclicamente bagnati ed asciutti. (es. pavimentazioni esterne, balconi e terrazze non coperti, superfici faccia a vista in ambienti urbani ed extraurbani).

Riguardo ai **valori limite**, per la classe XC3, si ha A/C massimo 0,55; resistenza minima C (28/35), dosaggio minimo di cemento 320 kg/m³.

EFFETTI MACROSCOPICI DELLA CARBONATAZIONE:

- Aumento di volume (mediamente 4 volte il volume iniziale) – espulsione copriferro
- Microfessure esistenti
- Macrofessure
- Diminuzione sezione barra
- Riduzione aderenza acciaio-cla

CLASSI XD e XS – CORROSIONE DA CLORURI

XD Ambienti soggetti a corrosione delle armature per contaminazione da cloruri non provenienti dall'acqua di mare (es. sali antigelo).

Sono previste tre sottoclassi:

- XD1: Ambienti caratterizzati da umidità moderata (es. pavimentazioni esterne soggette occasionalmente a spruzzi di salamoia o a nebbie saline);
- XD2: Ambienti bagnati, raramente asciutti come piscine, vasche di trattamento acque contenenti cloruri;
- XD3: Ambienti ciclicamente asciutti e bagnati (es. parti di ponti esposte direttamente a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggi, imbocchi di gallerie).

XS Ambienti soggetti a corrosione delle armature per contaminazione da cloruri provenienti dall'acqua di mare.

Sono previste tre sottoclassi:

- XS1: Ambienti esposti alla salsedine marina, con trasporto di cloruri per via eolica (es. strutture sulla costa o comunque site a distanze di 2-3 km dal mare);
- XS2: Strutture permanentemente immerse in acqua marina;
- XS3: Strutture esposte alla battigia o agli spruzzi di acqua marina e all'azione meccanica del moto ondoso, quindi ciclicamente asciutti e bagnati (es. banchine e piazzali portuali di movimentazione merci, moli, bacini di carenaggio, etc.).

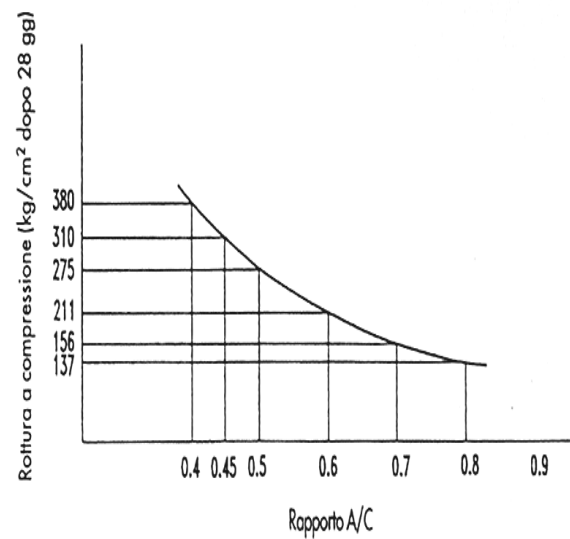


Rottura della barra per corrosione.

Il **copri ferro NOMINALE** è la distanza fra la superficie esterna dell'armatura più vicina alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo.

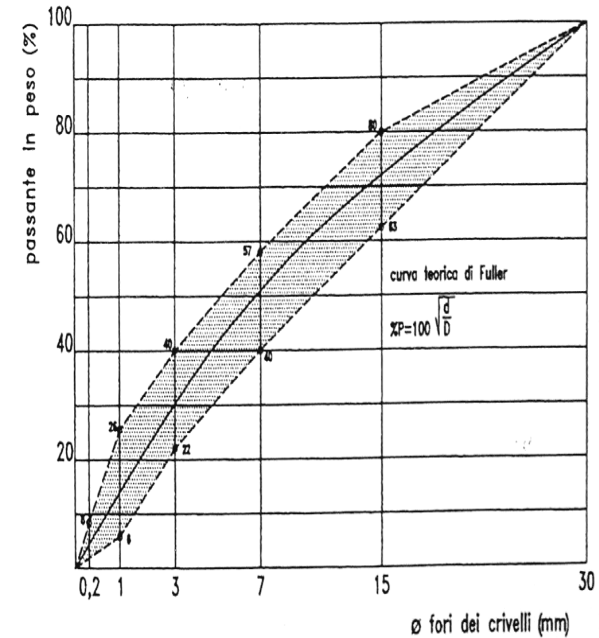
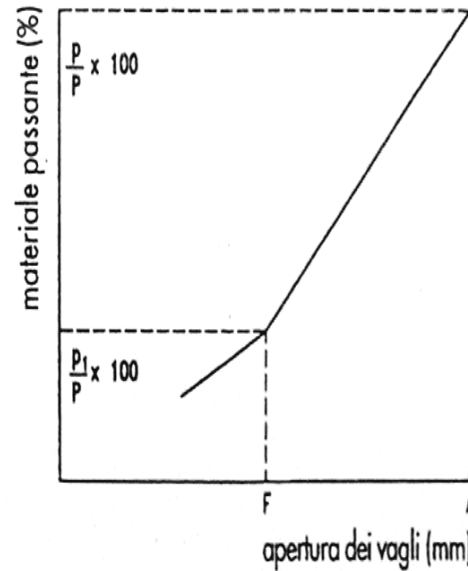
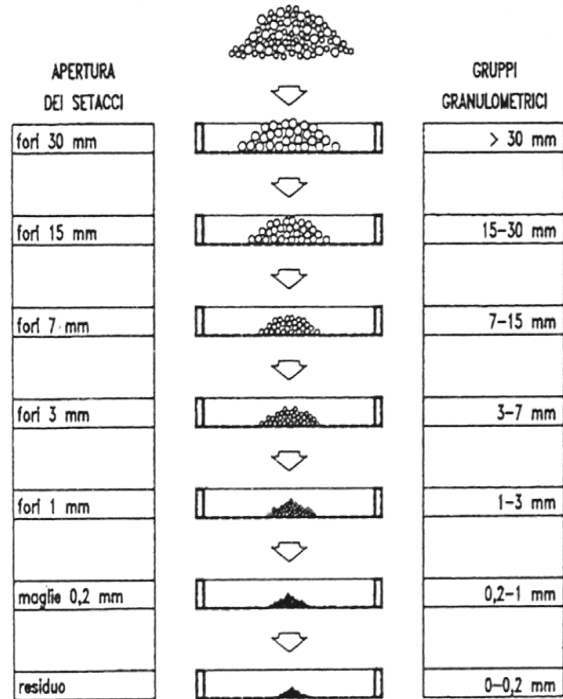
Tabella: spessori del copri ferro definitivi previsti dall'Eurocodice 2 per la classe strutturale 4 (vita utile di progetto 50 anni)

Classe di esposizione		Copri ferro min (mm)	
		c.a.	c.a.p.
Nessun rischio	XO	10	10
Corrosione da carbonatazione	XC1	15	25
	XC2, XC3	25	35
	XC4	30	40
Corrosione da cloruri	XS1, XD1	35	45
	XS2, XD2	40	50
	XS3, XD3	45	55



Resistenza a compressione del calcestruzzo con diversi rapporti A/C da 1 a 28 giorni.

Diagramma di Fuller



A sinistra: setacciatura degli aggregati. A destra: per costruire la curva granulometrica si segnano sull'asse delle ascisse le aperture dei vagli che sono stati impiegati. Sulle ordinate si indicano, per ciascuna apertura, le percentuali del materiale passante. A ciascun vaglio corrisponde un punto del diagramma; la curva nasce come spezzata passante per tanti punti quanti sono i vagli.

Per la precisione la curva di Fuller è una parabola con equazione $p = 100 \cdot \sqrt{d/D}$ ove d è il foro del setaccio e D il diametro massimo dell'inerte.

Secondo la letteratura gli aggregati possono essere suddivisi in:

finissimi <0,063mm

fini (sabbia/graniglia): 0,063-4 mm

grossi >4 mm

ghiaietto/pietrischetto: 4-15 mm; ghiaia/pietrisco: 15-40 mm.

Prescrizione del calcestruzzo

Il prescrittore del calcestruzzo deve assicurare che tutti i requisiti significativi per le proprietà del calcestruzzo siano inclusi nella specifica fornita al produttore. Il prescrittore deve inoltre specificare quei requisiti per le proprietà del calcestruzzo che sono necessarie per il trasporto dopo la consegna, la posa in opera, la compattazione, la maturazione o per ulteriori trattamenti. La specifica deve includere, se necessario, requisiti speciali (per esempio per ottenere una finitura architettonica).

Il prescrittore deve tenere conto:

- dell'applicazione del calcestruzzo fresco e indurito;
- delle condizioni di maturazione;
- delle dimensioni della struttura (sviluppo di calore);
- delle azioni ambientali a cui il calcestruzzo sarà esposto;
- dei requisiti per l'aggregato esposto o per le finiture lavorate del calcestruzzo;
- dei requisiti relativi al copriferro o alla minima larghezza delle sezioni, per esempio la dimensione massima nominale dell'aggregato;
- delle restrizioni all'uso di materiali componenti di idoneità stabilita, per esempio in conseguenza delle classi di esposizione.

Specifica del calcestruzzo a prestazione garantita – Dalla UNI EN 206-1:2001

Il calcestruzzo **a prestazione garantita** deve essere specificato per mezzo dei **requisiti di base** che devono essere indicati in ogni caso, e dei requisiti aggiuntivi che devono essere indicati se richiesti.

Requisiti di base

La specifica deve contenere:

- a) una richiesta di conformità alla EN 206-1;
- b) la classe di resistenza a compressione;
- c) le classi di esposizione;
- d) la dimensione massima nominale dell'aggregato;
- e) la classe di contenuto in cloruri.

In aggiunta, per il calcestruzzo leggero: la classe di massa volumica, o il valore di riferimento per la massa volumica. In aggiunta, per il calcestruzzo pesante: il valore di riferimento per la massa volumica. In aggiunta, per il calcestruzzo preconfezionato e per il calcestruzzo miscelato in cantiere: la classe di consistenza oppure, in casi speciali, un valore di riferimento per la consistenza.

Requisiti aggiuntivi

Qualora siano ritenute idonee, possono essere specificati utilizzando requisiti prestazionali e metodi di prova:

- tipi o classi speciali di cemento (per esempio cemento a basso calore di idratazione);
- tipi o classi speciali di aggregato; caratteristiche richieste per la resistenza al gelo-disgelo, per esempio il contenuto d'aria;
- requisiti per la temperatura del calcestruzzo fresco, se diversi da quelli riportati;
- sviluppo della resistenza; sviluppo di calore durante l'idratazione;
- presa ritardata;
- resistenza alla penetrazione d'acqua;
- resistenza all'abrasione;
- resistenza alla trazione indiretta;

Specifica del calcestruzzo a composizione – Dalla UNI EN 206-1:2001

Il calcestruzzo **a composizione** deve essere specificato per mezzo dei **requisiti di base**, che devono essere indicati in ogni caso, e dei requisiti aggiuntivi, che devono essere indicati se richiesti.

Requisiti di base

La specifica deve contenere:

- a) una richiesta di conformità alla EN 206-1;
- b) il dosaggio di cemento;
- c) il tipo e la classe di resistenza del cemento;
- d) il **rapporto acqua/cemento** o la consistenza espressa come classe o, in casi speciali, come valore di riferimento;
- e) il **tipo**, le **categorie** e il **contenuto massimo di cloruri nell'aggregato**; nel caso di calcestruzzo leggero oppure pesante, anche la massa volumica massima o rispettivamente minima dell'aggregato;
- f) la **dimensione massima nominale dell'aggregato** ed eventuali limitazioni granulometriche;
- g) il tipo e la quantità di additivo o di aggiunta, se impiegati;
- h) se vengono impiegati additivi, o aggiunte, la provenienza di tali componenti e del cemento, in sostituzione delle caratteristiche non altrimenti definibili.

L'**utilizzatore** deve concordare con il **produttore** la data, l'ora e la frequenza di consegna e, ove appropriato, deve informare il produttore in merito a- sistemi di movimentazioni particolari presenti sul cantiere; metodi particolari di posa in opera; limitazioni per il veicolo di consegna, per esempio tipo (mescolatore/non mescolatore), dimensione, altezza o massa totale.

L'utilizzatore può richiedere informazioni in merito alla composizione di calcestruzzo rilevanti per la corretta posa in opera e stagionatura del calcestruzzo fresco e per la stima dello sviluppo della sua resistenza. Tali informazioni devono essere fornite, a richiesta dal produttore prima della consegna secondo necessità.

Nel caso di calcestruzzo preconfezionato, l'informazione può anche essere fornita, quando richiesta, facendo riferimento a un **catalogo di composizioni di calcestruzzo**, predisposto dal produttore. Alla consegna del calcestruzzo, il produttore dovrà fornire all'utilizzatore un documento di consegna su cui siano riportati nome dell'impianto di preconfezionamento; giorno e ora del carico, ovvero ora del primo contatto tra acqua e cemento; numero dell'autobetoniera o identificativo del veicolo di trasporto; dettagli o riferimenti alle specifiche d'ordine, quantità di calcestruzzo in metro cubo; dichiarazione di conformità alle specifiche e alla EN 206-1; nome o marchio dell'ente di certificazione, se previsto; ora di arrivo del calcestruzzo in cantiere; ora di inizio scarico; ora di fine scarico.

Esecuzione delle opere in cemento armato

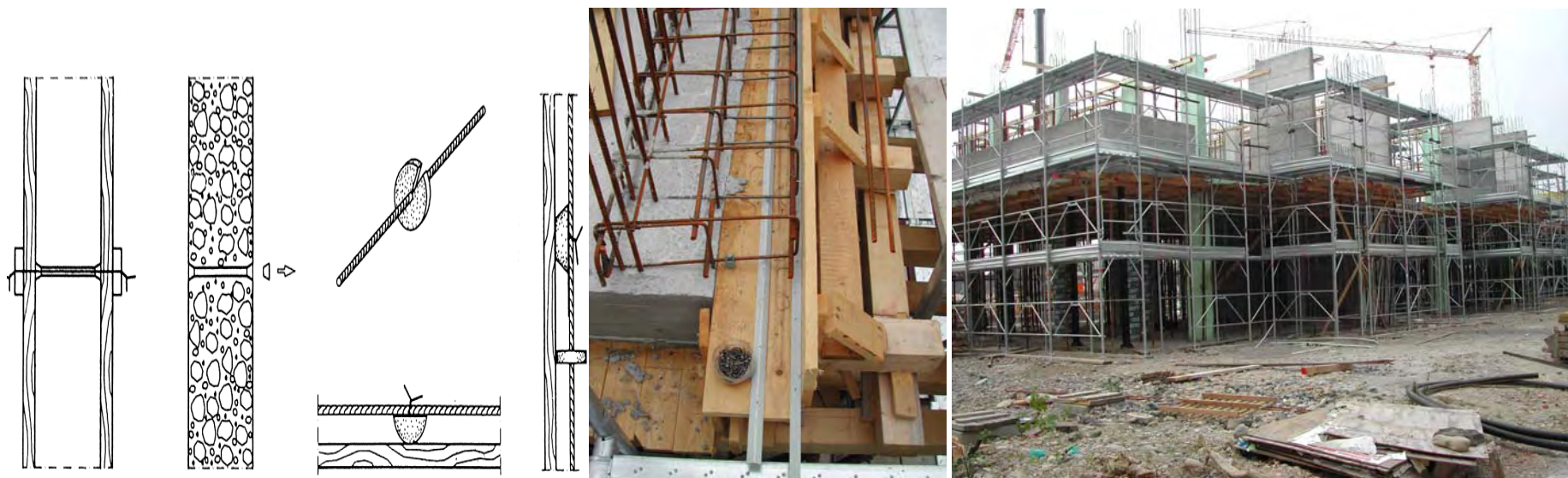


Figure: cassature di legno tenute assieme e legati con cravatte per il getto del conglomerato: le parti rimanenti vengono poi rimosse. Spessori per il distanziamento dei ferri (creazione del copriferro).



Telaio in conglomerato cementizio armato in opera, con setti di c.a. di irrigidimento. Dettagli sui pilastri con applicato l'isolamento già in fase di getto. Casseforme in cartone pressato per getti veloci di pilastri circolari.



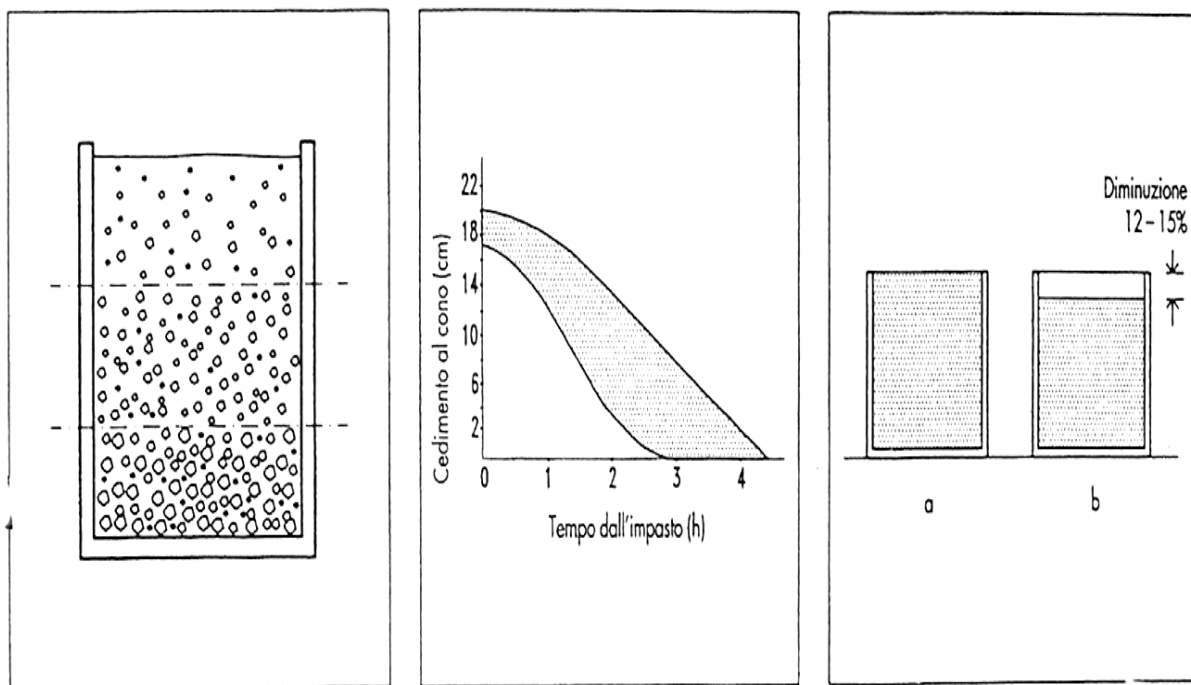
Casseforme per il getto di una scala. I gradini vengono sagomati durante il getto. Foro lasciato nella trave per il passaggio degli impianti e difetti dei getti (riprese, zone disomogenee, fessurazioni nei giunti tra tavole).

Lavorazione del calcestruzzo in cantiere

Con il progredire della reazione chimica acqua/cemento si manifestano due variazioni di tipo fisico-meccanico:

- la prima consiste in una graduale perdita della lavorabilità iniziale del calcestruzzo fresco fino al tempo in cui l'impasto non è più modellabile (**presa**);
- la seconda riguarda il successivo e progressivo aumento della resistenza meccanica (**indurimento**).

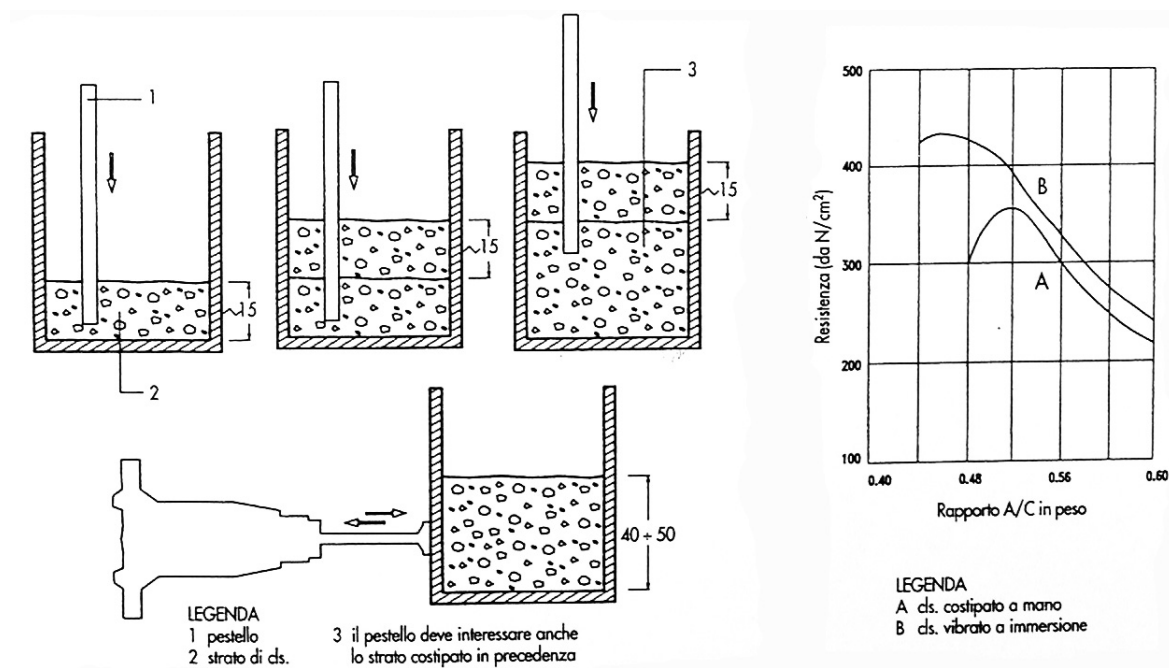
Tra i due processi non esiste soluzione di continuità.



A sinistra: impasto di cls. non omogeneo risultante da un getto scorretto. Al centro: diminuzione della lavorabilità degli impasti di cls.
A destra: diminuzione del volume di cls in seguito al costipamento.

Tabella: tempi di presa dall'inizio dell'impasto secondo le indicazioni contenute nel DM 3-6-1968, art. 5 (da MPE)

Tipo di cemento	Caratteristiche	Tempo di presa	
		inizio presa non prima di	termine presa non dopo
Cemento Portland Cemento d'alto forno Cemento pozzolanico	Normali, ad alta resistenza, ad alta resistenza con rapido indurimento	45 min	12 h
Cemento alluminoso		30 min	10 h
Cemento Portland Cemento d'alto forno Cemento pozzolanico	Per sbarramenti di ritenuta	45 min	12 h



A sinistra: costipamento a mano e con vibratore. A destra: influenza della vibrazione sulla resistenza a compressione del cls. (da MPE)

Tabella

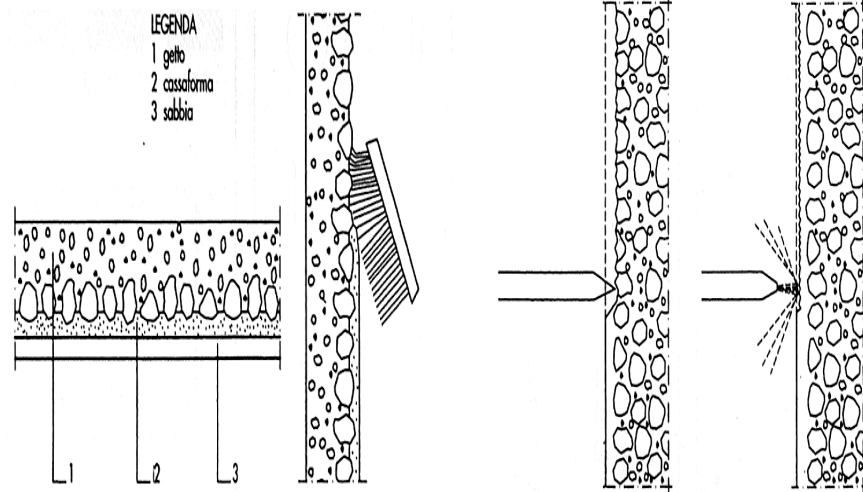
Misure precauzionali per getti di cls. in condizioni di gelo		
Precauzioni da adottare sempre con basse temperature	Aggiungere queste precauzioni quando vi è gelo notturno	Aggiungere queste precauzioni quando vi sono gelo e temperature rigide di giorno e di notte
Prolungare la stagionatura, disarmare dopo più tempo e isolare il cls dopo il getto per evitare perdite di calore o accelerare presa: usando un cemento a presa rapida o super cementato, oppure usando un additivo accelerante	Assicurarsi che gli inerti non siano gelati e che le superfici a contatto con il cls (casseforme e armature) non siano gelate	Riscaldare l'acqua e gli inerti o realizzare un ambiente chiuso attorno al getto e riscaldando continuamente

Tabella

Tempi minimi di disarmo in funzione della temperatura, suggeriti per strutture ordinarie che debbano sostenere solo il peso proprio				
	Cemento Portland 325 normale		Cemento Portland 425 rapido	
	2-4°C(gg)	15°C(gg)	2-4°C(gg)	15°C (gg)
Fiancata di travi muri e pilastri	6	1	4	1
Solette (lasciando puntellato)	10	3	8	2
Fondo della travi (lasciando puntellato)	14	7	9	4
Rimozione dei puntelli delle solette	21	7/10	11	4
Rimozione dei puntelli delle travi	28	16	21	8

Tabella: caratteristiche di impiego e vantaggi offerti dai diversi tipi di additivo di una gamma merceologica (fonte: Grace Italiana, 1990)

	Descrizione	Componenti di base	Cloruri	Dosaggio (per q cemento)	Aspetto	Densità a 20 °C (aggiunta)		
SUPERFLUIDIFICANTI	Superfluidificante accelerante	Polimeri sintetici polifunzionali	No	0,8 - 1,5 kg	liquido	1,22 (W)	Per elevate resistenze alle brevi stagionature, anche a basse temperature. Cls. autolivellanti, ad alta resistenza, opere marine, prefabbricati, precompressi.	Rapporto A/C ridotto del 30-40%. Cls. impermeabili, senza segregazione e bleeding, durabili, autolivellanti e ad altissime resistenze, con superiore aderenza ai ferri. Rapido indurimento e alte resistenze alle brevi stagionature.
	Superfluidificante tipo A	Polimeri sintetici polifunzionali	No	0,8 - 1,2 kg	liquido	1,17 (W)	Cls. autolivellanti, ad alta resistenza, opere marine, prefabbricati, precompressi.	Idem come sopra. Comportamento flessibile nei passaggi di stagione.
	Superfluidificante tipo B	Polimeri sintetici polifunzionali	No	0,8 - 1,2 kg	liquido	1,16 (W)	Per climi temperati. Cls. preconfezionati, autolivellanti, leggeri, pompati, ad alta resistenza, opere marine, prefabbricati, precompressi.	Idem come sopra.
	Superfluidificante ritardante tipo A	Polimeri sintetici polifunzionali	No	0,8 - 1,2 kg	liquido	1,16 (W)	Per mantenere la lavorabilità. Cls. autotrasportati su lunghe distanze, pompati, autolivellanti, leggeri, ad alta resistenza, opere marine.	Idem come sopra. Mantenimento della lavorabilità nel tempo.
	Superfluidificante ritardante tipo B	Polimeri sintetici polifunzionali	No	1,1 - 2,0 kg	liquido	1,15 (W)	Nei climi caldi per ritardare la presa e mantenere la lavorabilità. Cls. leggeri, pompati, autotrasportati su lunghe distanze, autolivellanti, opere marine.	Idem come sopra. Mantenimento della lavorabilità nel tempo in climi molto caldi.
FLUIDIFICANTI	Fluidificante e fluidificante ritardante	Complessi organici e lignosulfonati modificati	No	200-300 g 400-500 g	liquido	1,20 (W)	Per qualsiasi clima, cemento e cls. Versatile, per i più diversi valori di fluidità e ritardo richiesti.	Consente alta riduzione d'acqua con conseguenti maggiori resistenze del 30-60%. Ai dosaggi più alti fornisce cls. ritardati ad altissima fluidità; ai dosaggi inferiori fluidità medio-alte senza ritardo. Migliorata finitura.
	Fluidificante tipo A	Polimeri naturali e complessi organici	Si	200-300 g	liquido	1,20 (W)	Per cementi pozzolanici e cls. contenenti ceneri volanti a parziale sostituzione o integrazione del cemento.	Riconduce a tempi normali, anche in climi freddi, l'indurimento dei cls. pozzolanici e con ceneri volanti, altrimenti ritardati. Incrementa la lavorabilità e le resistenze.
	Fluidificante tipo B	Polisaccaridi e complessi organici	Si	250-350 g	liquido	1,20 (W)	Cls. preconfezionati, pompati leggeri, prefabbricati, precompressi.	Resistenze aumentate del 10-20% a pari rapporto A/C; del 20-40% a pari consistenza. Migliore lavorabilità. Riduzione della segregazione e della permeabilità del cls. indurito.
	Fluidificante ritardante	Lignosulfonati modificati e sali organici	No	350-450 g	liquido	1,20 (W)	Nei climi caldi per ritardare la presa e mantenere la lavorabilità. Cls. preconfezionati e pompati.	Idem come sopra. Mantenimento della lavorabilità nel tempo in climi molto caldi.
RITARDANTI	Ritardante fluidificante tipo A	Lignosulfonati modificati	No	300-800 g	liquido	1,16 (W)	Per ritardare l'inizio presa e lo sviluppo di calore nei getti. Per climi caldi, cls. autotrasportati su lunghe distanze, getti massivi.	Rapporto A/C ridotto. Migliori lavorabilità e resistenze finali. Prolungati i tempi utili di posa. Eliminati i giunti freddi.
	Ritardante fluidificante tipo B	Lignosulfonati modificati e polisaccaridi	No	200-400 g	liquido	1,19 (W)	Per programmare il ritardo di presa o controllare lo sviluppo di calore nei getti. Per climi molto caldi, cls. autotrasportati su lunghe distanze, getti massivi.	Idem come sopra. Mantenimento della lavorabilità in climi molto caldi.
	Ritardante fluidificante tipo C	Acidi carbossilici idrossilati	No	200-400 g	liquido	1,16 (W)	Per programmare il ritardo di presa o controllare lo sviluppo di calore nei getti. Per climi molto caldi, cls. autotrasportati su lunghe distanze, getti massivi.	Idem come sopra. Mantenimento della lavorabilità in climi caldi. Non causa alcun inglobamento d'aria.



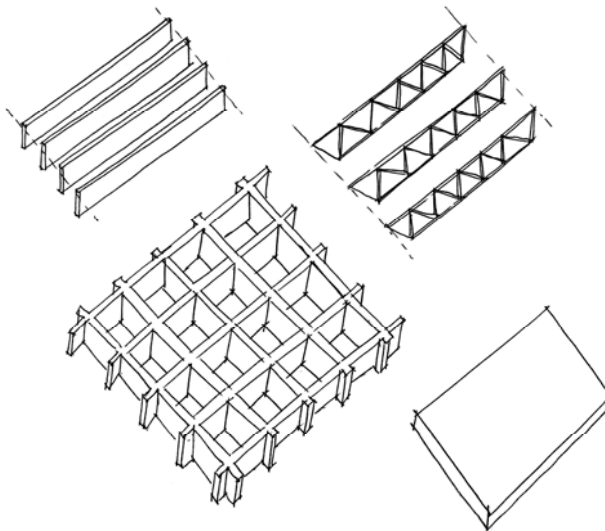
La quantità, il colore e la forma degli aggregati, del cemento, dei pigmenti e dell'acqua possono influenzare la **finitura superficiale del calcestruzzo**. La finitura può essere ottenuta meccanicamente o con spazzola (togliendo superficie prevalentemente di sabbia). (da MPE)

Solai per strutture a telaio di cemento armato

I telai si completano con solai o impalcati dello stesso materiale del la struttura a telai (pilastri e travi).

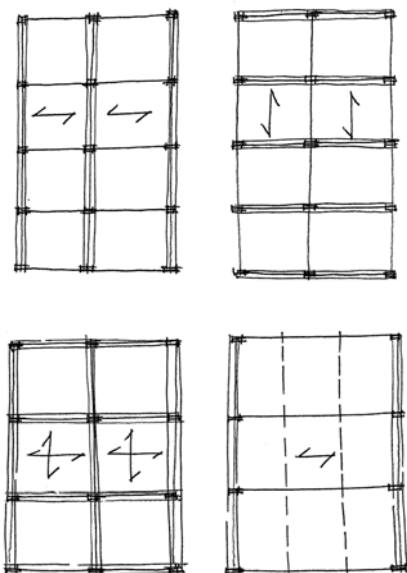
In funzione della direzione nella distribuzione dei carichi si hanno:

- impalcati **monodirezionali**, in cui la trasmissione dei carichi avviene secondo una sola direzione alla volta (direzione prevalente secondo cui lavora l'intero complesso), e possono essere distinti in impalcati a semplice orditura o a doppia orditura con travi principali e secondarie,
- impalcati **bidirezionali** (o multidirezionali), in cui la trasmissione dei carichi avviene secondo due (o più) direzioni, costituiti da griglie bidirezionate o multidirezionate di travi o da **piastre**.



Elementi principali negli impalcati.

- elementi monodimensionali a orditura monodirezionata,
- elementi reticolari,
- elementi monodimensionali a orditura bidirezionata,
- strato strutturale continuo bidimensionale (piastra).



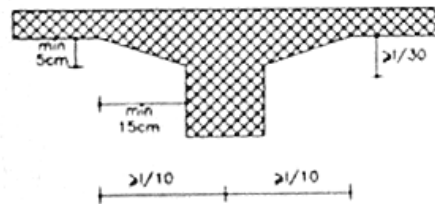
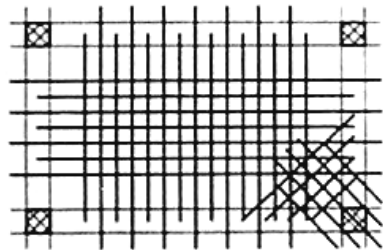
Tipologie degli impalcato piano per telai in c.a.:

- singolo ordine** di travi portanti, disposti secondo la luce minore;
- singolo ordine di travi portanti, disposte secondo la luce maggiore qualora quest'ultima risultasse troppo ampia per l'orditura del solaio;
- sistema di travi portanti disposte nelle **due direzioni ortogonali** con impalcato bidirezionato;
- sistema di travi principali e secondarie, adottato in caso di luci molto ampie.

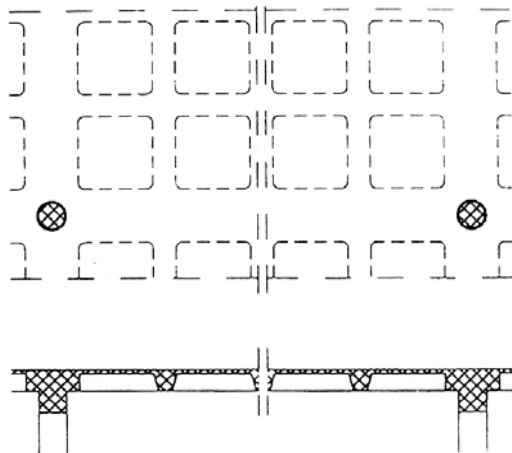
Negli impalcato di c.a. si distinguono impalcato con travi parzialmente o completamente gettate in opera, solai in getto pieno (solai a soletta piena, nervati bidirezionali, solai a fungo), **solai alleggeriti**. I solai alleggeriti sono costituiti da elementi di solito monodimensionali (travetti) o bidimensionali (lastre o pannelli) disposti a formare un impalcato monodirezionato insieme ad elementi di alleggerimento, di norma di laterizio od in calcestruzzo leggero di argilla espansa, calcestruzzo normale sagomato, materie plastiche od elementi organici mineralizzati.

Le tipologie strutturali sono le travi (elementi strutturali monodimensionali), i sistemi combinati di travi (griglie di travi che consentono la distribuzione dei carichi in modo bidirezionale), le **piastre** (strutture monolitiche di spessore generalmente limitato. Bisogna considerare sia gli elementi strutturali principali, sia quelli secondari. Gli impalcato devono essere concepiti secondo la doppia possibilità di sistemi monodirezionali o bidirezionali. È opportuno considerare le modalità di connessione (**nodi**) tra l'impalcato e le strutture verticali (appoggiato, semincastato, incastato), sia che si tratti di travi monodirezionate che disposte a griglia, che di piastra vera e propria.

Le sollecitazioni raggiungono il valore massimo in mezzera, ove la formula della flessione semplice è $W=ab^2/6$. Il regime tensionale indotto nelle piastre continue riduce in modo importante gli sforzi di torsione.

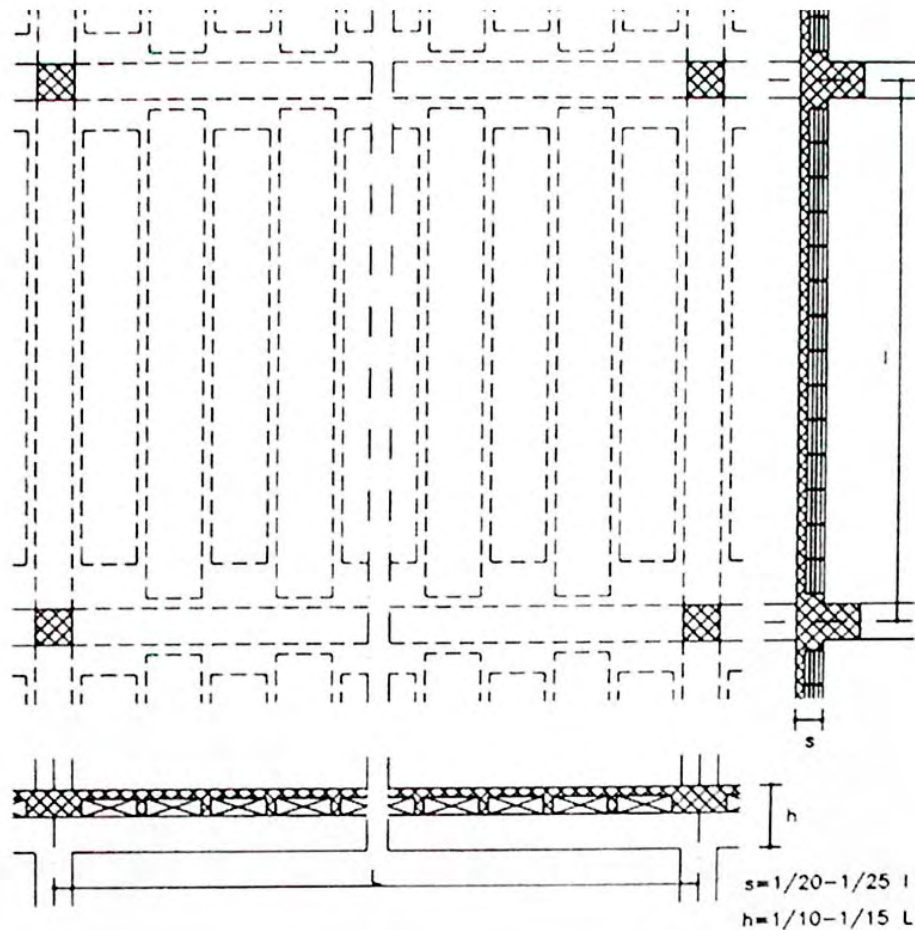


Soletta piena in c.a. gettata in opera con disposizione delle armature. (da MPE)



Soletta nervata in c.a. di tipo monolitico realizzata con **elementi-cassero** prefabbricati, che possono restare o meno inglobati nella struttura. Le solette nervate possono essere realizzate anche con un sistema misto in c.a. e laterizio. In entrambi i casi l'interasse delle nervature nelle due direzioni ortogonali è compreso in media tra 60 e 100cm (da MPE)

Strutture di orizzontamento: solaio tradizionale di tipo latero-cementizio



Il tipo di solaio, in uso dal 1920 fino ad oggi, è integralmente gettato in opera e sostenuto da travi con sezione a T di altezza compresa tra 1/10 e 1/15 dell'interasse tra le travi stesse. Si nota lo sfalsamento delle pignatte per aumentare la rigidità flessionale del solaio; nella pratica questa disposizione spesso non avviene attuata. (da Man. Progettazione Ed.)

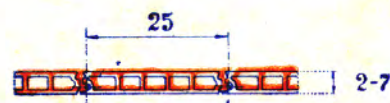
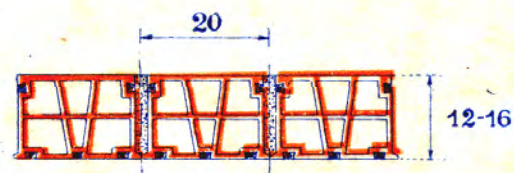
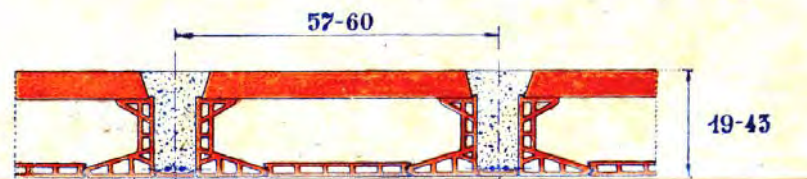
SOLAI STIMIP-S a nervature longitudinali e soletta in laterizio: portate normali fino a m. 15.

SOLAI STIMIP a nervature incrociate e soletta in laterizio: portate normali fino a m. 20.

SOLAI EXCELSIOR a nervature longitudinali e soletta in laterizio: portate normali fino a m. 7.

SOLAI SAP a travi di laterizio armato, per la cui posa non occorre alcuna impalcatura provvisoria: portate normali fino a m. 6,50.

INTAVELLATURE ARMATE ARCA portate fino a m. 4.

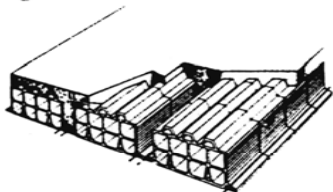


A

Solai latero-cementizi tradizionali con la soletta di calcestruzzo completamente gettata in opera, in uso dagli anni Trenta fino agli anni Sessanta. Da scheda tecnica della ditta Fornaci Rizzi, Piacenza (ora RDB).

Vari tipi di solai misti di c.a.: vantaggi e svantaggi nelle 2 colonne a destra)

Da gettarsi in opera

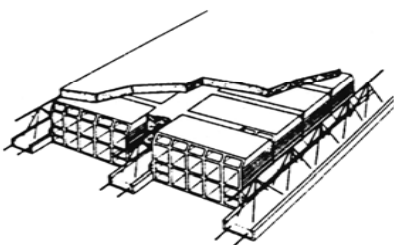


Edifici caratterizzati da notevoli irregolarità planimetriche

- Uniformità dell'intradosso
- Possibilità di armatura bidirezionale
- Buona rigidezza strutturale
- Possibilità di coprire luci notevoli

- Notevoli oneri di cassaforma, di carpenteria e di getto di completamento delle nervature
- Fasi costruttive tutte da eseguire in opera
- Costi finali maggiori

Con travetti a traliccio

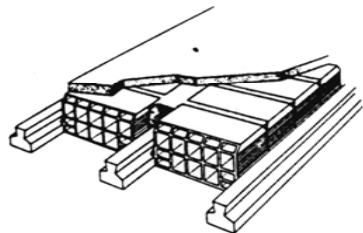


Edifici di modesta entità o in ristrutturazioni

- Intradosso completamente in laterizio
- Leggerezza e manovrabilità dei travetti
- Traliccio dei travetti che garantisce un efficace collegamento ai getti ed alle armature integrative

- Ridotte caratteristiche strutturali
- Impiego in edifici di modesta dimensione
- Scarsa rigidezza nelle fasi transitorie di posa-montaggio-getto
- Tempi di posa ancora notevoli
- Controlli di qualità ridotti

Con travetti precompressi



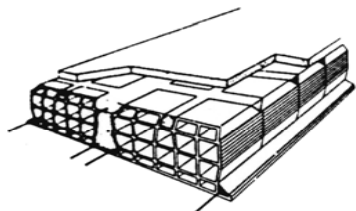
Adatto a qualsiasi intervento edilizio

- Limitata deformazione
- Possibilità di nervature trasversali
- Facilità di posa
- Buona resistenza al fuoco
- Peso ridotto
- Adattabilità a planimetrie irregolari
- Idoneità in opere di ristrutturazione

- Peso del travetto ancora elevato
- Scarsa coibentazione dell'intradosso
- Tempi di posa ancora notevoli

Vari tipi di solai misti di c.a.: vantaggi e svantaggi (2 colonne a destra)

A pannelli

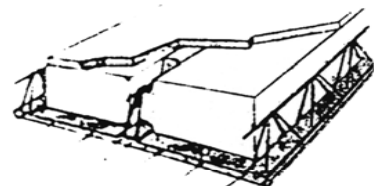


Edifici grandi e medi con pianta a geometria regolare

- Elevate caratteristiche statiche
- Equilibrata diffusione e posizionamento dell'armatura all'intradosso
- Sporgenza dell'armatura alle testate per ancoraggi
- Buon isolamento termico ed acustico
- Riduzione dei volumi di getto in opera
- Intradosso completamente in laterizio

- Collaborazione trasversale nei tipi rasati non sempre efficace
- Difficoltà nel prevedere forme e aperture nelle planimetrie più articolate

Lastre tralicciate

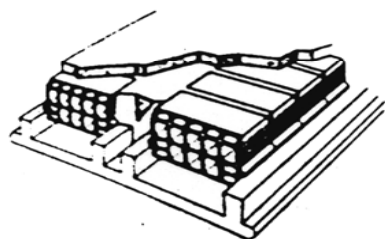


Primi orizzontamenti su cantinati e autorimesse di edifici residenziali e non

- Ridotto peso dell'elemento prefabbricato
- Prefinitura dell'intradosso
- Efficace ancoraggio dei getti alle strutture portanti
- Facilità di posa

- Scarso contenuto tecnico rispetto al cemento armato precompresso
- Limiti di autoportanza
- Controlli di qualità ridotti

Lastre precomprese



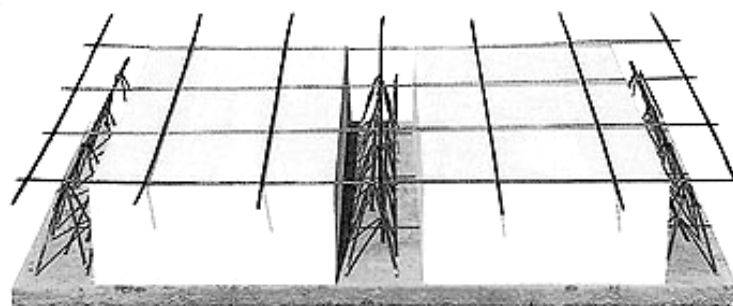
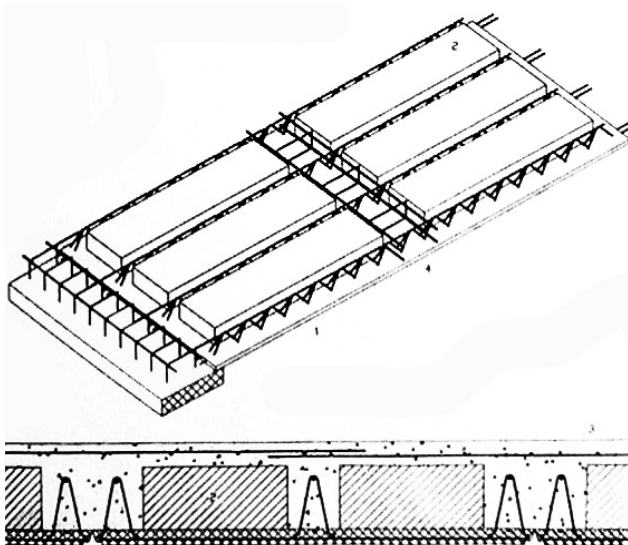
Edifici sociali e del terziario. Primi orizzontamenti su cantinati, autorimesse, centrali termiche di edifici residenziali e non

- Maggior sicurezza rispetto a strutture ad armatura lenta
- Distribuzione ottimale dell'armatura nella suola
- Rigidezza dei pannelli nelle fasi provvisorie di sollevamento, montaggio e getto
- Possibilità di treccie sporgenti
- Buon isolamento termico
- Rapidità di posa dei blocchi su camminamenti continui

- Difficoltà nel prevedere aperture in planimetrie articolate
- Difficoltà per ottenere amature sporgenti



Solaio misto in latero-cemento parzialmente gettato in opera con travetti a **traliccio elettrosaldato con fondello in laterizio**, visto da sopra e da sotto (puntelli per il sostegno, che hanno una minima freccia negativa prima del disarmo e della messa in carico del solaio), prima del getto integrativo. Le pignatte non sono state sfalsate.

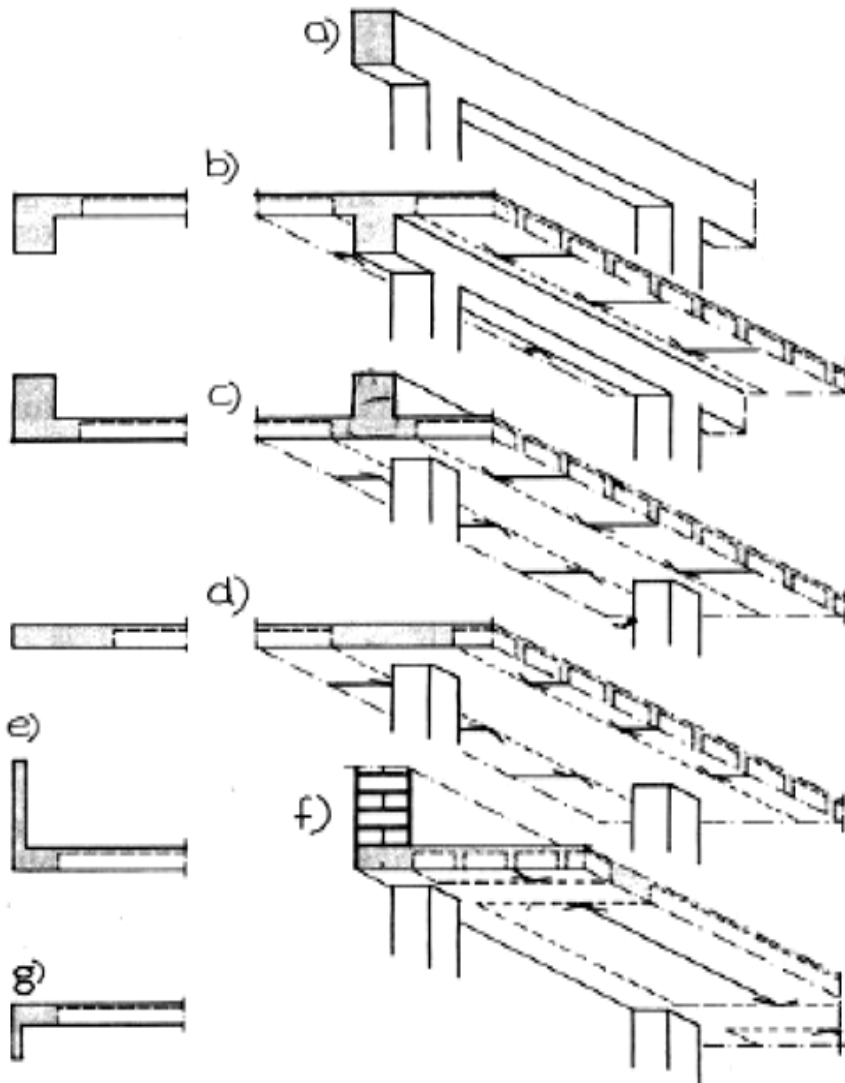


Lastre tralicciate (predalles)

Dimensioni lastra: larghezza 900, 1200, 2400 mm; altezza 160, 320mm.

Negli impalcati realizzati con lastre tralicciate con soletta inferiore in c.a. (1) i blocchi di alleggerimento possono essere in laterizio o polistirolo espanso (2); il solaio è completato con un getto integrativo in calcestruzzo (3) mentre, nel caso di luci ampie, è prevista la possibilità di armare un cordolo di ripartizione (4). (da MPE)

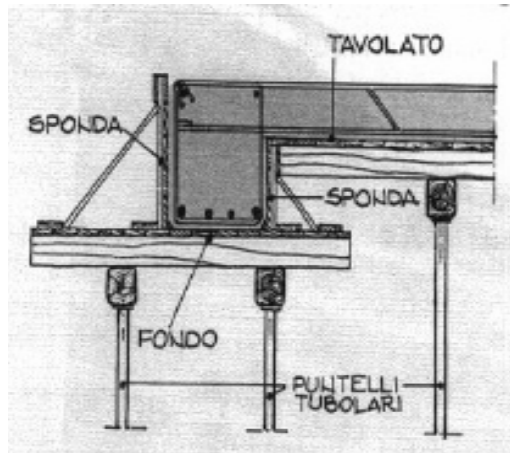
Travi e solai latero-cementizi



Denominazione dei tipi di trave in rapporto al solaio, all'interno di un telaio in c.a.:

Le travi possono essere per conformazione:

- a) **trave a sezione rettangolare**
- b) **trave a sezione ribassata**
- c) **trave a sezione rialzata**
- d) **trave in spessore di solaio**
- e) **trave parapetto**
- f) **trave portamuro** (oggi soluzione eliminata)
- g) **trave veletta**



Le travi con geometria ribassata o rialzata sono particolarmente efficaci in termini statici e consentono di contenere entro limiti relativamente bassi l'incidenza del peso proprio. Esse sono adottate oltre che per le costruzioni in zona sismica, nei solai degli edifici industriali, nei solai di copertura e in tutti i casi in cui sono previsti forti carichi su luci superiori ai 5 metri.

Vantaggi: possibilità di realizzare una struttura notevolmente rigida;
possibilità di realizzare reticoli strutturali a grandi luci libere- risparmio sulla sezione dell'armatura metallica necessaria.

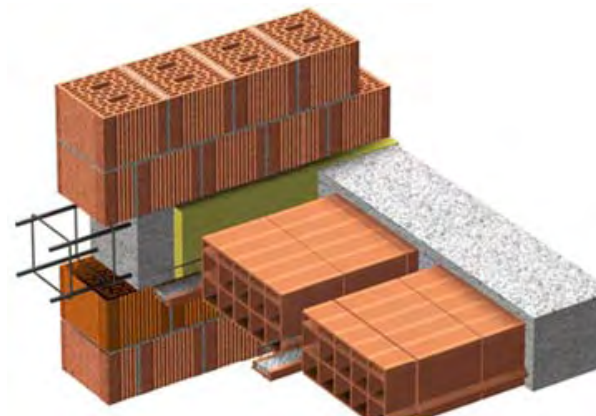
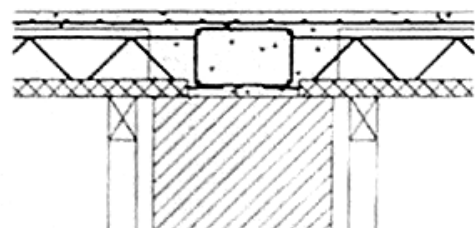
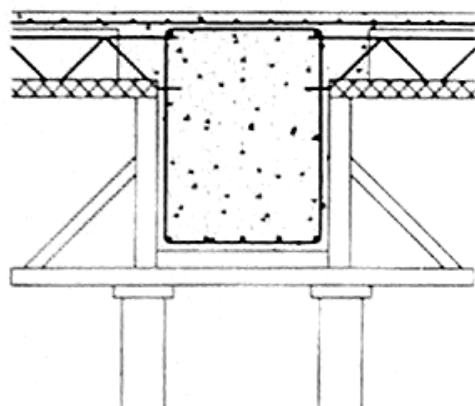
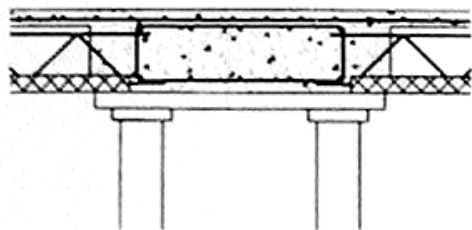
Svantaggi: creazione di vincoli al posizionamento delle pareti interne;
riduzione dell'altezza libera dei locali;
elevato costo della cassetta per il getto.



Le travi in spessore, caratterizzate da una sezione con la base molto maggiore dell'altezza, hanno una conformazione evidentemente in contrasto con i principi della statica, secondo i quali, a parità di area, una sezione è tanto più resistente a flessione quanto più è alta. Questa loro conformazione, si traduce in un peso proprio rilevante; nonostante ciò esse sono utilizzate nei solai dei normali edifici residenziali, con luci fino a 6 metri.

Vantaggi: riduzione dei costi della cassetta, poiché le travi vengono gettate sullo stesso tavolato piano del solai formano una superficie d'intradosso piana, che non impone vincoli alla distribuzione interna delle pareti;

Svantaggi: maggior peso proprio della trave a causa della notevole larghezza;
maggior consumo di acciaio per l'armatura metallica;



Solai in uso a partire dagli anni Sessanta fino ad oggi.

A sinistra, diversi tipi di cassetture e collegamento delle lastre tralicciate con travi gettate in opera del tipo “**calate**”, cioè ribassate rispetto allo spessore del solaio, sopra, o “**in spessore**”, sotto. Si fanno travi in spessore per evitare di farle vedere nel soffitto.

(da MPE)

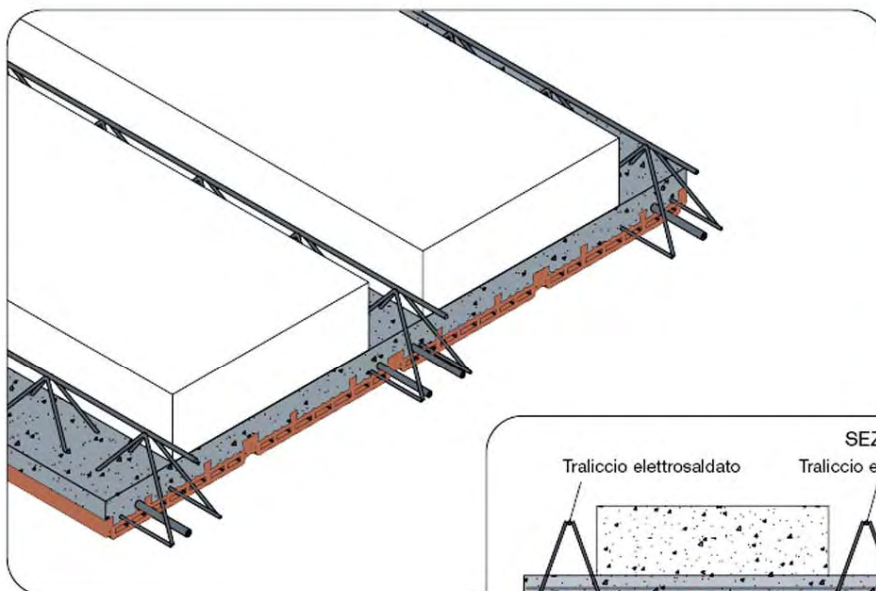
Al centro, appoggio dei travetti sulla cassetture per il getto della trave. La cassetture si estende ben oltre la larghezza della trave.

A destra, organizzazione di un solaio latero-cementizio in relazione al cordolo di bordo. Si nota l'isolamento termico tra il travetto ed il cordolo.



Solaio di produzione recente innovativo

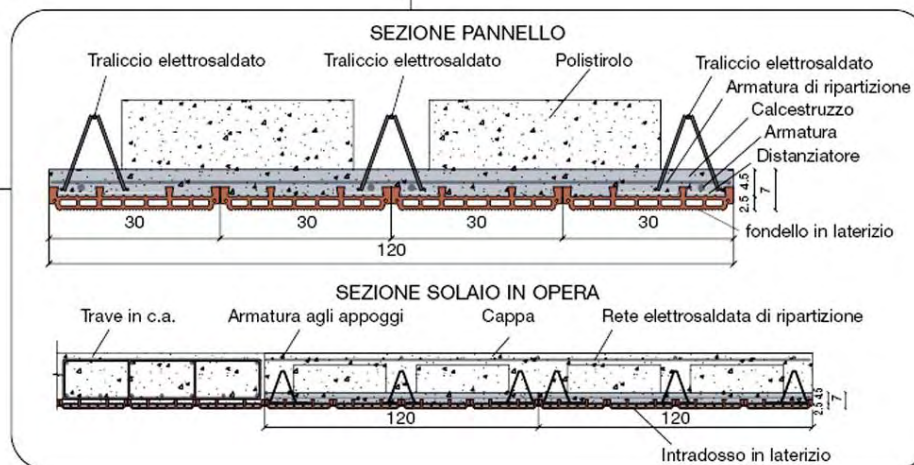
■ SOLAIO A PANNELLO IN LATERO-CEMENTO EDISOL



N.B.: È possibile posizionare il fondello in laterizio come cassero a perdere anche sotto alle travi in c.a. in modo da ottenere un solaio con intradosso completamente in laterizio

Vantaggi

- Rapidità e semplicità di posa
- Sicurezza nel montaggio e nella posa delle armature rispetto a solai di tipo tradizionale in quanto realizza un piano di lavoro continuo e sicuro
- Maggiore isolamento termico ed acustico rispetto a solai tradizionali
- Uniformità nei soffitti e assenza di ponti termici
- Possibilità di realizzare pannelli autoportanti (su ordinazione)
- Elevata resistenza al fuoco



Solai misti di cemento armato: estratto dalle norme tecniche (NTC 2008 e circ. relative)

Ai solai, oltre al compito di garantire la resistenza ai carichi verticali, è richiesta anche la rigidità nel loro piano al fine di distribuire correttamente le azioni orizzontali tra le strutture verticali.

Il progettista deve verificare che le caratteristiche dei materiali, delle sezioni resistenti nonché i rapporti dimensionali tra le varie parti siano coerenti con tali aspettative.

A tale scopo deve verificare che:

1. Le deformazioni risultino compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati;
2. Vi sia, in base alle resistenze meccaniche dei materiali, un rapporto adeguato tra la sezione delle armature di acciaio, la larghezza delle nervature in conglomerato cementizio, il loro interasse e lo spessore della soletta di completamento in modo che sia assicurata la *rigidità nel piano* e che sia evitato il pericolo di effetti secondari indesiderati.

Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio

Per i solai misti in cemento armato normale e precompresso e blocchi forati in laterizio si possono distinguere le seguenti categorie di blocchi:

- a) **Blocchi non collaboranti aventi prevalente funzione di alleggerimento;** in unione con il calcestruzzo di completamento le pareti laterali dei blocchi e la parete orizzontale superiore possono, se è garantita una perfetta aderenza con il calcestruzzo, partecipare alla resistenza alle forze di taglio e all'aumento della rigidità flessionale rispettivamente;
- b) **Blocchi collaboranti aventi funzione statica in collaborazione con il conglomerato.** Essi partecipano alla definizione della sezione resistente ai fini delle verifiche agli stati limite di esercizio e ultimi nonché delle deformazioni.

Regole generali e caratteristiche minime dei blocchi

I blocchi di laterizio sia *collaboranti* che *non collaboranti* devono avere le seguenti caratteristiche minime:

- **Il profilo delle pareti** delimitanti le nervature di conglomerato da gettarsi in opera non deve presentare risvolti che ostacolino il deflusso del calcestruzzo e restringano la sezione delle nervature stesse sotto i limiti minimi stabiliti. Nel caso si richieda ai blocchi il concorso alla resistenza agli sforzi tangenziali si devono impiegare elementi monoblocco disposti in modo che nelle file adiacenti, comprendenti una nervatura di conglomerato, i giunti risultino sfalsati tra loro. Si devono adottare forme semplici, caratterizzate da setti rettilinei allineati, per lo più continui, particolarmente nella direzione orizzontale, con rapporto spessore/ lunghezza il più possibile uniforme. Speciale cura deve essere rivolta al controllo della integrità dei blocchi con particolare riferimento alla eventuale presenza di fessurazione.
- **Le pareti esterne sia orizzontali che verticali** devono avere uno spessore minimo di **8 mm**. **Le pareti interne sia orizzontali che verticali** devono avere uno spessore minimo di **7 mm**. Tutte le intersezioni dovranno essere raccordate con raggio di curvatura, al netto delle tolleranze, maggiore di 3mm.

Limiti dimensionali

Le varie parti del solaio devono rispettare i seguenti limiti dimensionali:

- a) La **larghezza delle nervature** deve essere non minore di **1/8** del loro interasse e comunque non inferiore a **80 mm**. Nel caso di produzione di serie in stabilimento di pannelli solaio completi, il limite può scendere a 50 mm;
- b) L'**interasse delle nervature** deve essere non maggiore di **15 volte lo spessore della soletta**;
- c) La **dimensione massima del blocco di laterizio** non deve essere maggiore di **520 mm**.

Caratteristiche fisico-meccaniche

I blocchi di entrambe le categorie devono garantire una resistenza a punzonamento o punzonamento-flessione (quest'ultimo caso se sono del tipo interposto) per carico concentrato non minore di 1,50 kN. Il carico deve essere applicato su un'impronta quadrata di 50 mm di lato nel punto della superficie orizzontale superiore a cui corrisponde minore resistenza del blocco.

Per i **blocchi non collaboranti, la resistenza caratteristica a compressione**, riferita alla sezione netta delle pareti e delle costolature, deve risultare non minore di 15 N/mm², nella direzione dei fori, e di 7 N/mm² nella direzione trasversale ai fori, nel piano del solaio. **La resistenza caratteristica a trazione per flessione**, determinata su campioni ricavati dai blocchi mediante opportuno taglio di listelli di dimensioni minime 30 x 120 x spessore mm, deve essere non minore di 7 N/mm².

Nei solai in cui l'armatura è collocata entro scanalature, qualunque superficie metallica deve essere contornata in ogni direzione da un adeguato spessore di malta cementizia.

Al fine di garantire un'efficace inserimento dell'armatura nelle scanalature, detta armatura non dovrà avere diametro superiore a 12 mm.

Spessore minimo dei solai

Lo spessore dei solai deve essere maggiore **1/25 della luce di calcolo** (tiene conto della deformabilità del solaio) ed in nessun caso minore di **12cm**.

Spessore minimo della soletta

Nei solai lo spessore minimo del calcestruzzo della soletta di conglomerato non deve essere minore di **4cm**.

Per i solai realizzati con l'associazione di componenti prefabbricati in c.a. e c.a.p. la norma ha stabilito che, qualora il componente venga integrato da un getto di completamento all'estradosso, questo deve avere uno spessore non inferiore a 40 mm ed essere dotato di una armatura di ripartizione a maglia incrociata e si deve verificare la trasmissione delle azioni di taglio fra elementi prefabbricati e getto di completamento, tenuto conto degli stati di coazione che si creano per le diverse caratteristiche reologiche dei calcestruzzi, del componente e dei getti di completamento.

Armatura minima

$$A_{smin} \approx \frac{M}{0,9d\sigma_s} \quad (\text{Metodo delle Tensioni Ammissibili})$$

- σ_s = tensione di compressione;
- d = è l'altezza utile della sezione (in mm);
- M = Momento.

$$A_{smin} \approx \frac{M}{0,9df_{yd}} \quad (\text{Metodo agli Stati Limiti})$$

- f_{yd} = La resistenza di calcolo dell'acciaio (riferita alla tensione di snervamento);
- d = è l'altezza utile della sezione (in mm);
- M = Momento.

Le armature ordinarie ammesse sono barre ad aderenza migliorata o reti elettrosaldate. Il diametro delle barre non può superare 32 mm.

Per barre raggruppate, il diametro equivalente del raggruppamento ($\Phi_n = \Phi\sqrt{n}$) non deve eccedere i 45 mm.

Per strutture precomprese a cavi pretesi si dovranno impiegare trefoli con diametro inferiore o uguale a 1/2.

VERIFICA DI DEFORMABILITA'

$$f_{max} \leq \frac{luce}{500} \quad \text{per carico totale;}$$

$$f_{max} \leq \frac{luce}{1000} \quad \text{per carico variabile;}$$

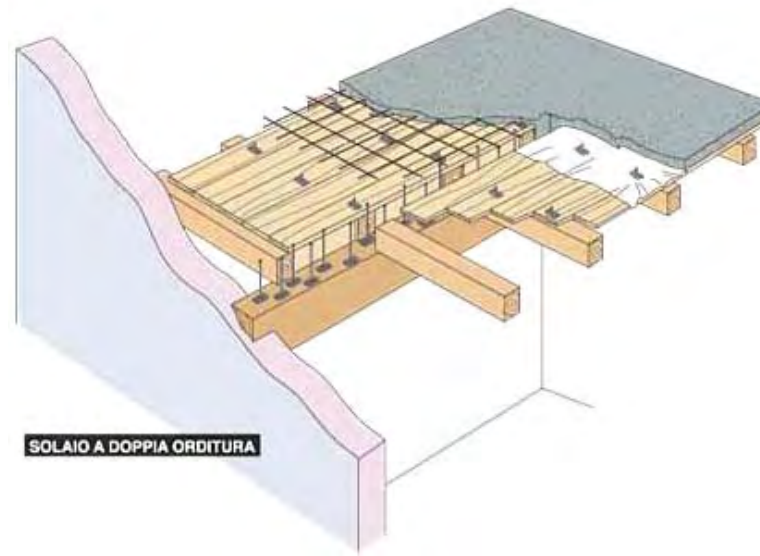
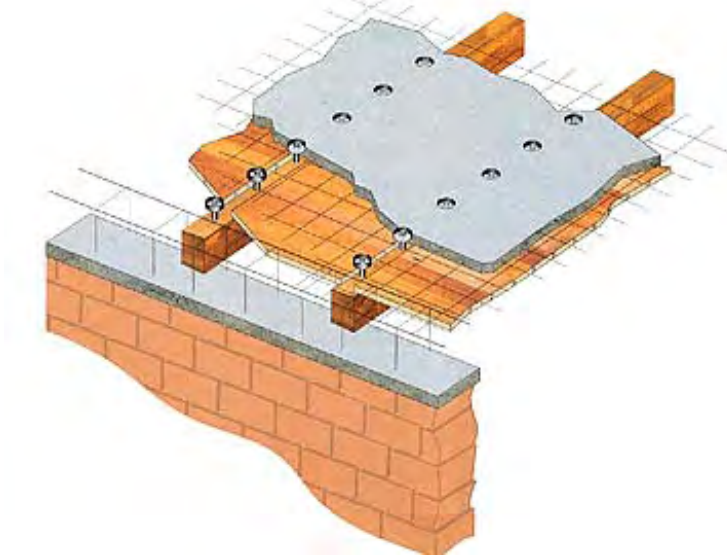
con f_{max} = freccia per trave appoggiata con carico q .

Le deformazioni devono risultare in ogni caso compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati.

Solai misti in legno con soletta in calcestruzzo in un edificio con telaio di c.a. o in muratura

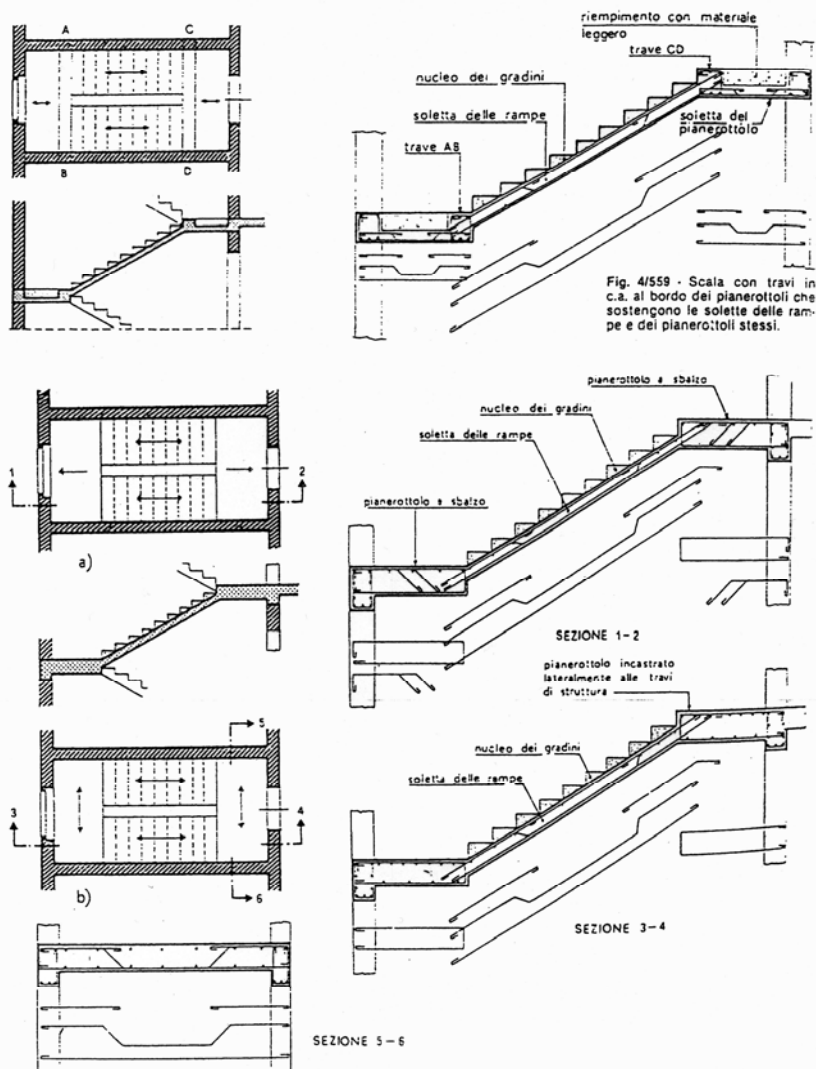


Inserimento dei travetti lignei di un solaio a semplice orditura in un cordolo di cemento armato di un edificio odierno. L'inserimento avviene proteggendo con un telo la testa della trave.



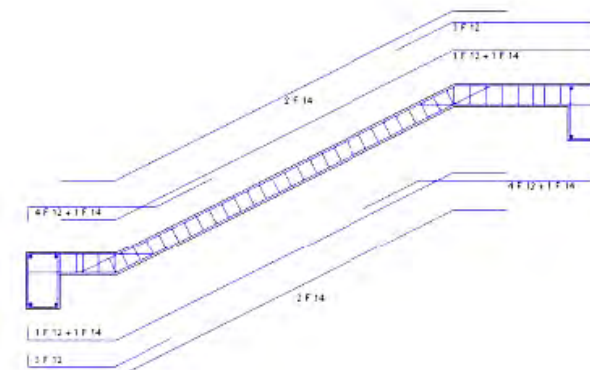
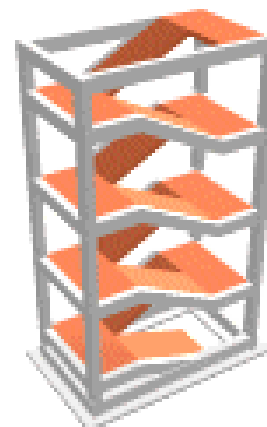
Il tavolato si stende un massetto alleggerito con rete elettrosaldata, che collabora con il travetto tramite connettori (sezione mista legno-cemento). Solai di legno a doppia orditura, dove i connettori sono disposti sia nella trave principale che in nei travetti.

Scale nei telai in c.a.



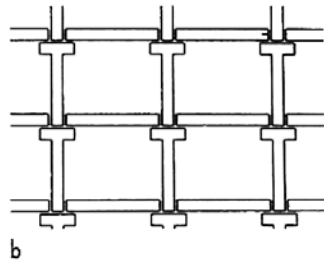
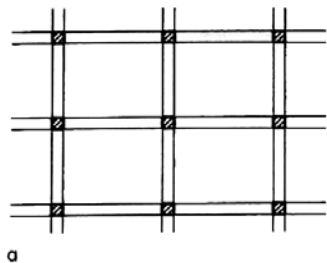
In alto: scala con travi in c.a. al bordo che sostengono pianerottoli e rampe.
 In basso: scala con solette travi rampanti sagomate a ginocchio incastrate ai pianerottoli della struttura:

- a) pianerottoli a sbalzo,
 - b) pianerottoli incastrati lateralmente alle travi della struttura
- (da Caleca)



Sopra, scala in un telaio, con **trave a ginocchio** di bordo; a destra armatura della soletta in c.a.

Telai con elementi prefabbricati di conglomerato cementizio armato



Schemi di strutture a telaio prefabbricate in c.a.:

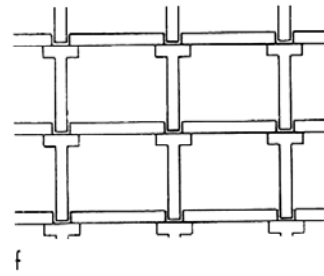
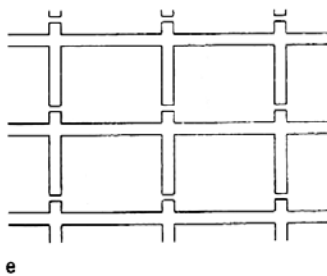
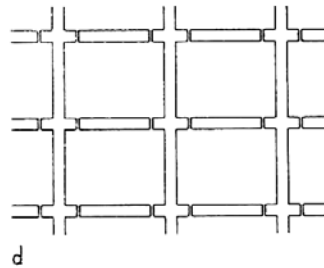
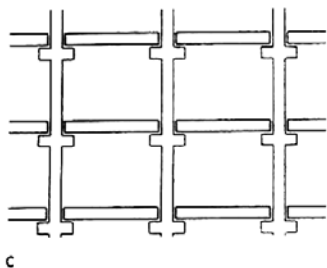
a, b, travi e pilastri interrotti con collegamento monolitico o per sovrapposizione degli elementi;

c, d, strutture con ritii continui con collegamento mediante mensole in aggetto o a flessione;

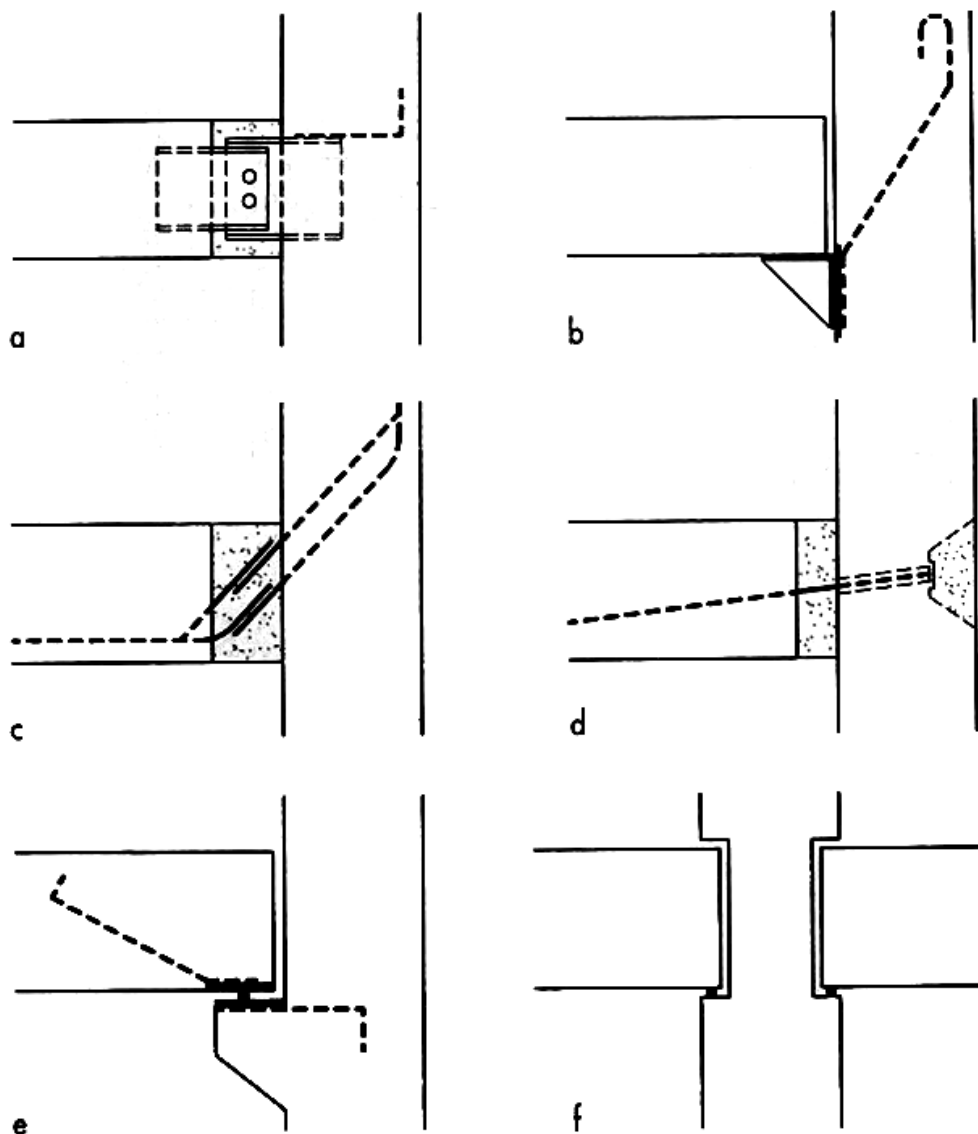
e, telai prefabbricati;

f, pilastri monopiano o pluripiano e piastre di solaio prefabbricate poggianti su mensole a sbalzo.

(da MPE)



Esempi attuali di prefabbricati con struttura in c.a.

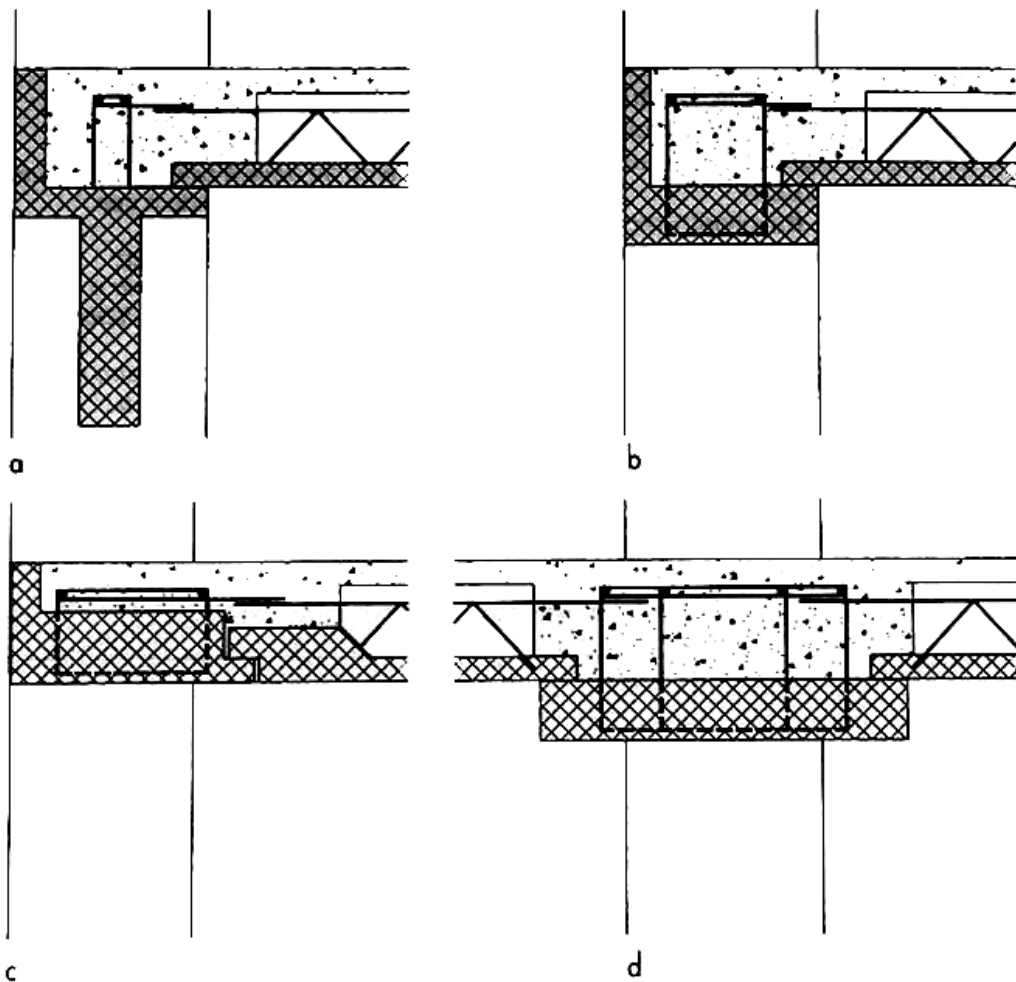


Schemi del collegamento fra travi e ritto in **strutture integralmente prefabbricate in c.a.** (da MPE) Nelle strutture con ritto continui il collegamento può essere realizzato:

- (a) con profilati metallici,
- (b) con angolari metallici,
- (c) con armature saldate,
- (d) con cavi di precompressione,
- (e) con appoggio su mensole sporgenti mediante piastre metalliche,
- (f) con appoggio su pilastro rastremato.

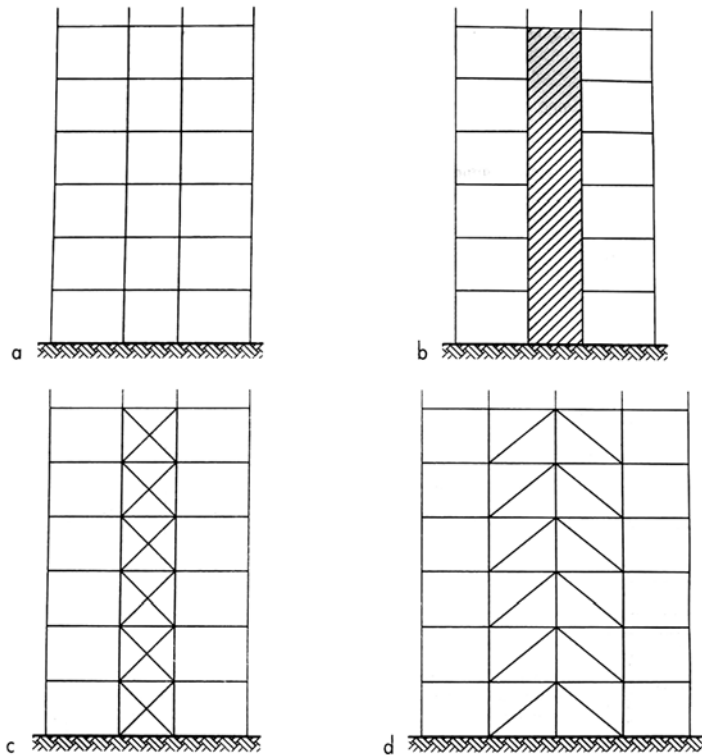


Edificio prefabbricato attuale, con struttura in c.a. dopo il montaggio dei pannelli di tamponamento, sempre in c.a.



Collegamenti trave-pilastro nelle **strutture semi-prefabbricate in c.a.** (da MPE):
a. travi alte perimetrali,
b. travi a L perimetrali,
c. travi perimetrali in spessore,
d. travi intermedie.

Telai di acciaio



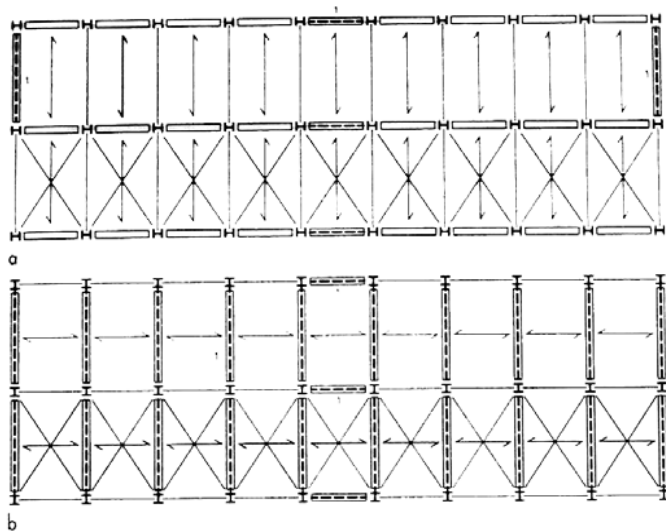
Strutture a telaio controventate. Mentre strutture in c.a. possono essere concepite con sole **mensole verticali di controvento** o con l'integrazione fra **mensole** e **travi di irrigidimento** di alcuni piani, le strutture in acciaio prevedono in genere nuclei irrigidenti interni e controventi di piano e di facciata.

(da MPE)

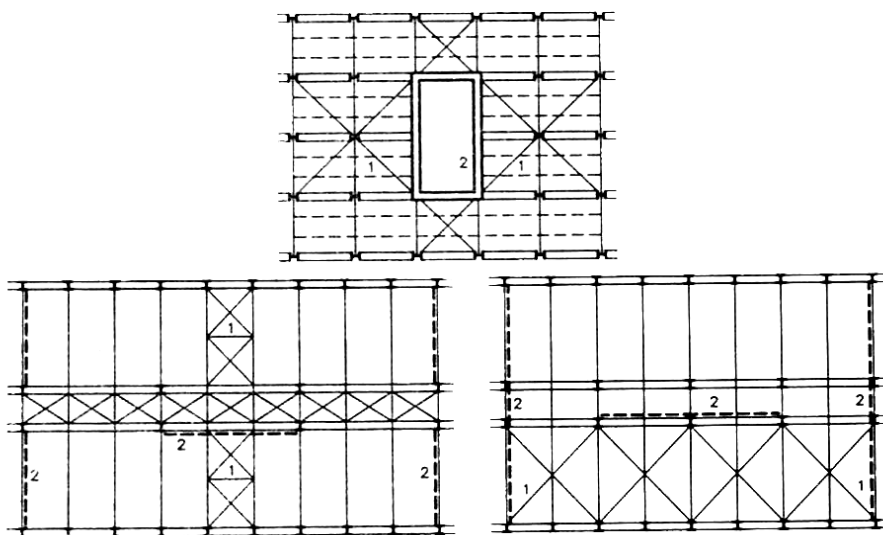
(a) telaio a nodi rigidi,

(b) telaio con mensola irrigidente,

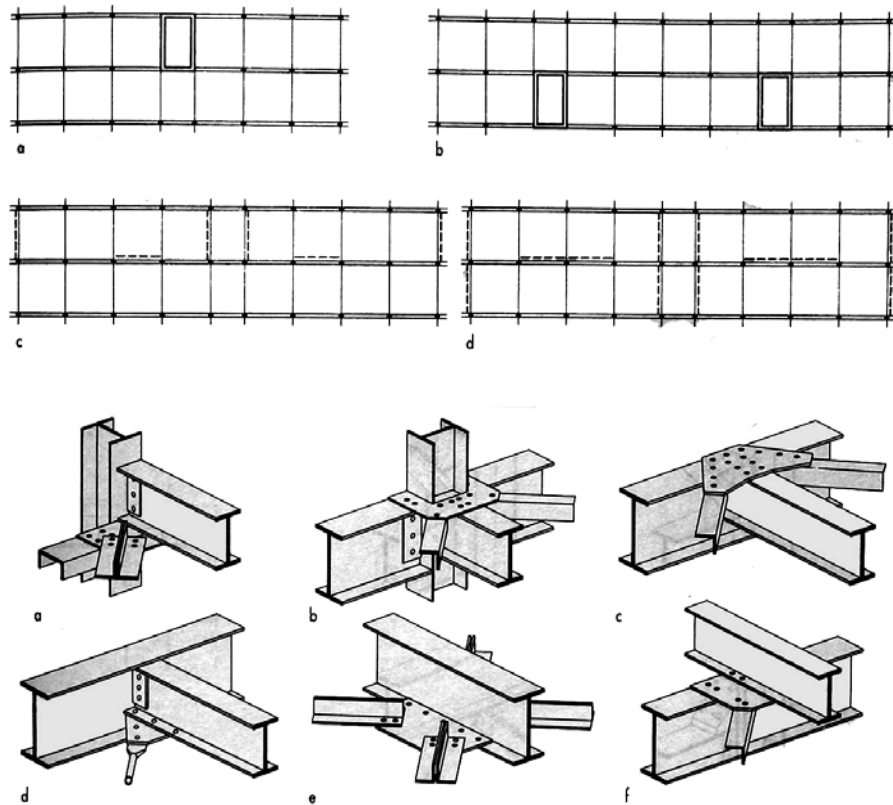
(c, d) telaio con mensola verticale e traliccio.



Disposizione planimetrica dei **telai in acciaio** di tipo trasversale (a) o longitudinale (b); le strutture di controventamento verticale (1) sono disposte, nel secondo caso, prevalentemente in senso trasversale.



La disposizione dei controventamenti orizzontali (1) deve essere concepita unitariamente a quelli verticali (2); non è necessario inserire i controventamenti orizzontali in tutti i campi di solaio, ma solo in numero tale che ciascuna articolazione dell'asta orizzontale sia collegata alla struttura reticolare orizzontale; negli edifici multipiano sono necessari ogni due o tre livelli.
(da MPE)



Edifici con struttura di acciaio, schemi:

- a) edificio di **4-8 piani** con **nucleo in c.a.** e maglie di 3-6m x 4-6m,
- b) edificio di 4-8 piani con due nuclei in c.a. e maglie di 3-6m x 4-6m,
- c) edificio di 4 piani con controventi in acciaio e maglie strutturali di 3-6m x 4-6m,
- d) edificio di 6-8 piani con controventi in acciaio e maglie strutturali di 3-6m x 4-6m.

Sotto, strutture di controvento orizzontali, collegamenti saldato o bullonati in corrispondenza del pilastro, dell'angolo o intermedi. (da MPE)

Acciaio – norme anni '90.

Le norme prevedono l'impiego di acciai denominati **Fe 360, Fe 430, Fe 510**.

È consentito l'impiego di tipi di acciaio diversi purché venga garantita alla costruzione, con adeguata documentazione teorica e sperimentale, una sicurezza non inferiore. Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche richieste, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova sono rispondenti alle prescrizioni delle norme UNI EU 18 (dicembre 1980), UNI 552 (ottobre 1986), UNI EN 10002/1^a (gennaio 1992), UNI EN 10025 (febbraio 1992).

Le norme non riguardano gli elementi di lamiera grecata ed i profilati formati a freddo, ivi compresi i profilati cavi saldati non sottoposti a successive deformazioni o trattamenti termici.

Possono inoltre essere impiegati materiali e prodotti conformi ad una norma armonizzata o ad un benessere tecnico europeo così come definiti nella Direttiva 89/106/CEE, ovvero conformi a specifiche nazionali dei Paesi della Comunità europea, qualora dette specifiche garantiscano un livello di sicurezza equivalente e tale da soddisfare i requisiti essenziali della Direttiva 89/106/CEE.

Gli acciai di uso generale **laminati a caldo**, in **profilati, barre, larghi piatti, lamiere** e **profilati cavi** (anche tubi saldati provenienti da nastro laminato a caldo), devono appartenere a uno dei seguenti tipi: Fe 360, Fe 430, Fe 510.

Profilati d'acciaio

Controlli su acciaio da costruzione

Tutti i prodotti devono essere sottoposti a prove di qualificazione. La qualificazione deve essere riferita separatamente ad ogni singolo stabilimento produttore dell'Azienda fornitrice.

I prodotti assoggettabili al procedimento di qualificazione sono, suddivisi per gamma merceologica, i seguenti:

- laminati mercantili, travi ad ali parallele del tipo IPE e HE, travi a I e profilati a U;
- lamiere e nastri, travi saldate e profilati aperti saldati;
- profilati cavi circolari, quadrati o rettangolari senza saldature o saldati.

L'impiego di acciai diversi dai tipi Fe 360, Fe 430 ed Fe 510, quali ad esempio acciai ad alta resistenza, acciai inossidabili, microlegati, speciali, è ammesso con condizioni indicate.

Gli adempimenti si applicano anche ai prodotti provenienti dall'estero.

Per prodotti provenienti da Paesi della Comunità economica europea nei quali sia in vigore una certificazione di idoneità tecnica riconosciuta dalle rispettive Autorità competenti, l'Azienda produttrice può, in alternativa, inoltrare al Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale domanda intesa ad ottenere il riconoscimento dell'equivalenza della procedura adottata nel Paese di origine, depositando contestualmente la relativa documentazione per i prodotti da fornire con il corrispondente marchio.

Acciaio strutturale – denominazione tradizionale

Profilati, barre, larghi piatti, lamiera

Simbolo adottato	Simbolo UNI	CARATTER. O PARAMETRO	Fe 360(1)	Fe 430(1)	Fe 510(1)
f_t	R_m	tensione (carico unitario) di rottura a trazione N/mm ²	(2) ≥ 340 ≥ 470	(3) ≥ 410 ≥ 560	(4) ≥ 490 ≥ 630
f_y	R_e	tensione (carico unitario) di snervamento	(5) ≥ 235	(6) ≥ 275	(7) ≥ 355
KV	KV	resilienza KV [J] (8) B + 20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
		C 0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
		D - 20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
		DD - 20°C - -	≥ 40		
e_t	A_{Min}	Allungamento % a rottura ($L_0=5,65 \cdot \sqrt{A_0}$)			
		- per lamiera	≥ 24 (9)	≥ 20 (9)	≥ 20 (9)
		- per barre, laminati mercantili, profilati, larghi piatti	≥ 26 (10)	≥ 22 (10)	≥ 22 (10)

Una tabella simile si può proporre per **profilati cavi**.

legenda

(1) Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai Fe 360, Fe 430 ed Fe 510 nei gradi B, C, D e DD della UNI EN 10025 (febbraio 1992), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.

(2) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 100 mm.

(3) Per spessore maggiori di 3 mm fino a 100 mm.

(4) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 100 mm.

(5) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm; per spessori maggiori di 40 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm. (6) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm; per spessori maggiori di 63 mm fino a 80 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm; per spessori maggiori di 80 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm. (7) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm; per

spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm; per spessori maggiori di 63 mm fino a 80 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm; per spessori maggiori di 80 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm.

(8) Per spessori maggiori di 10 mm fino a 100 mm.

(9) Da provette trasversali per lamiere, nastri e larghi piatti con larghezza ≤ 600 mm; per spessori maggiori di 3 mm fino a 40 mm; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 1 punto; per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 2 punti. (10) Da provette longitudinali per barre, laminati mercantili, profilati e larghi piatti con larghezza ≥ 600 mm; per spessori maggiori di 3 mm fino a 40 mm; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 1 punto; per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 2 punti.

Nuove norme tecniche 2008: acciaio

Le norme prevedono tre forme di controllo obbligatorie:

- in stabilimento di produzione, da eseguirsi sui lotti di produzione;
- nei centri di trasformazione, da eseguirsi sulle forniture;
- di accettazione in cantiere, da eseguirsi sui lotti di spedizione.

A tale riguardo si definiscono:

Lotti di produzione: si riferiscono a produzione continua, ordinata cronologicamente mediante apposizione di contrassegni al prodotto finito (rotolo finito, bobina di trefolo, fascio di barre, ecc.). Un lotto di produzione deve avere valori delle grandezze nominali omogenee (dimensionali, meccaniche, di formazione) e può essere compreso tra 30 e 120 tonnellate.

Forniture: sono lotti formati da massimo 90 t, costituiti da prodotti aventi valori delle grandezze nominali omogenee.

Lotti di spedizione: sono lotti formati da massimo 30 t, spediti in un'unica volta, costituiti da prodotti aventi valori delle grandezze nominali omogenee.

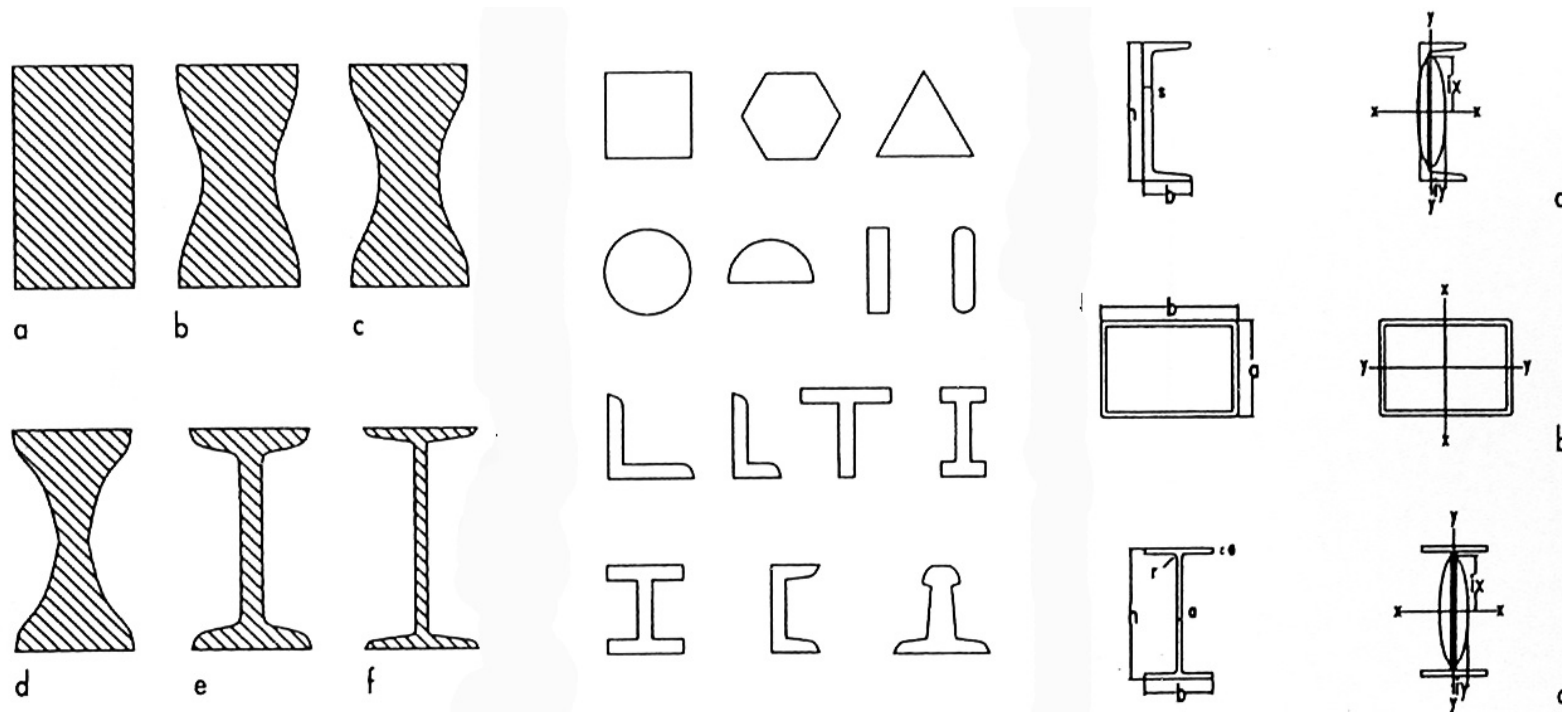
Nuova denominazione:

L'acciaio per cemento armato **B450C** è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

f_y nom 450 N/mm²

f_t nom 540 N/mm²

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità.



A sinistra: acciaio tradizionale, **lavorazione a caldo** e formazione della longarina o normal-profilo con successivi passaggi al laminatoio: fasi di sbozzatura, preparazione e finitura.

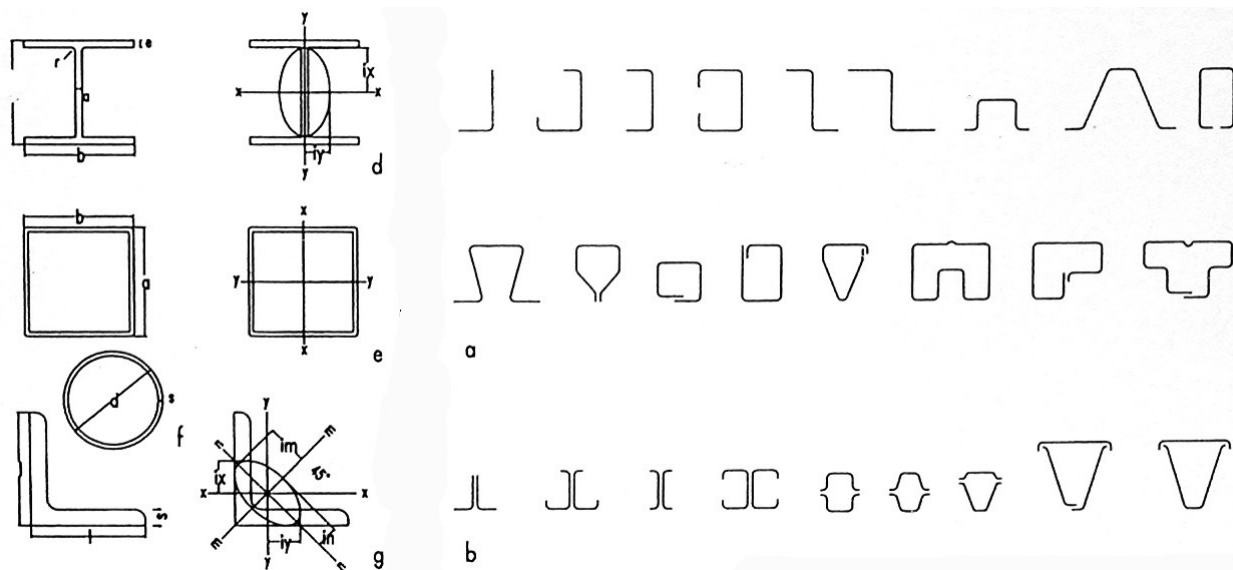
Al centro: schemi di profili **laminati comuni**.

A destra:

profilato a U serie normale (a),

tubi in acciaio senza saldatura a sezione rettangolare (b),

travi IPE ad ali larghe e parallele (c),



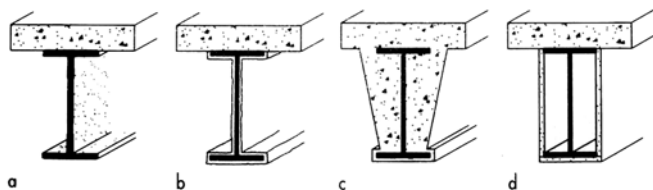
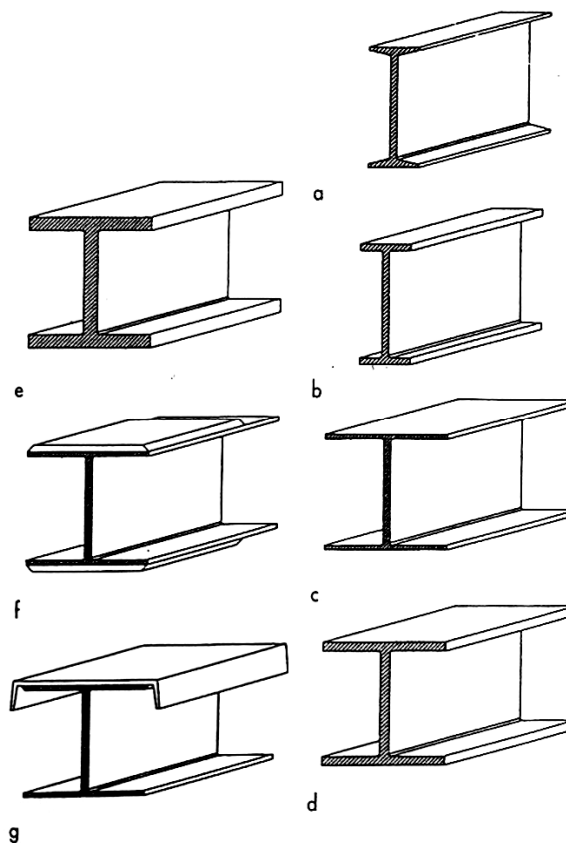
A sinistra:
travi HE ad ali larghe e parallele (d),
tubi in acciaio senza saldatura a sezione
quadrata (e),
tubo in acciaio senza saldatura a sezione
circolare (f),
 angolari a lati uguali e spigoli tondi (g).
 A destra: **laminati a freddo.**

Denominazione del profilo	h (mm)	b (mm)	a (mm)	s (mm)	e (mm)	r (mm)	d (mm)	1 x s (mm)
Profilati a U serie normale	30 + 300	30 + 100	5 + 10					
Tubi in acciaio senza saldatura a sezione rettangolare		60 x 42 400 x 280		2,9 + 10				
Travi IPE ad ali strette e parallele	80 + 600	46 + 220	3,8 + 12		5,2 + 19	5 + 24		
Travi HE ad ali larghe e parallele	96 + 620	100 + 310	5 + 21,5		8 + 40	12 + 27		
Tubi in acciaio senza saldatura a sezione quadra		40 + 400	40 + 400	2,9 + 10				
Angolari a lati uguali e a spigoli tondi								60 x 5 120 x 10
Tubi in acciaio senza saldatura a sezione circolare				2 + 7,5			17,2 + 470	

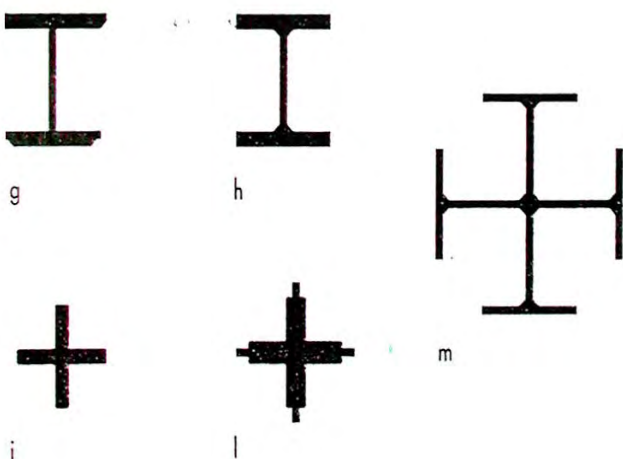
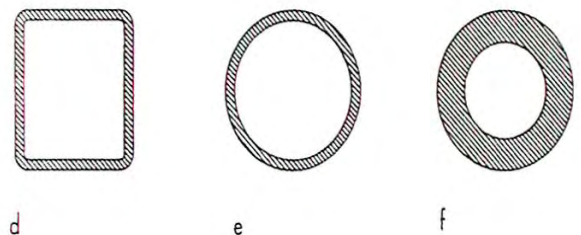
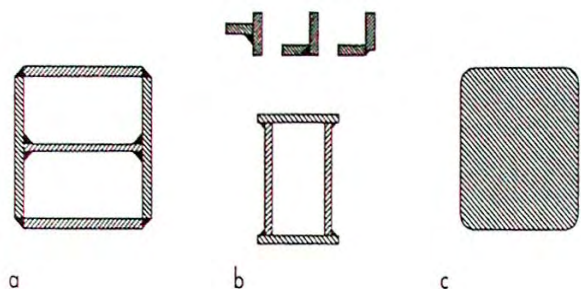
Serie normalizzate di alcune tipologie di travi: altezze nominali (mm)

U (1)	IPE (2)	HEA (3)	HEB (4)	HEM (5)
80		100	100	100
100	100	120	120	120
120	120	140	140	140
140	140	160	160	160
160	160	180	180	180
180	180	200	200	200
200	200	220	220	220
220	220	240	240	240
240	240	260	260	260
260	270			
280		280	280	280
300	300	300	300	
		320	320	
	330			
		340	340	
	360	360	360	
	400	400	400	
	450	450	450	
	500	500	500	
	550	550	550	
	600	600	600	

- (1) Profilo a U.
 (2) Profilo europeo a I ad ali strette parallele (UNI 5398/78).
 (3) Profilo europeo a doppia T, ad ali larghe parallele serie leggera.
 (4) Profilo europeo a doppia T, ad ali larghe parallele serie normale.
 (5) Profilo europeo a doppia T, ad ali larghe parallele, serie rinforzata.



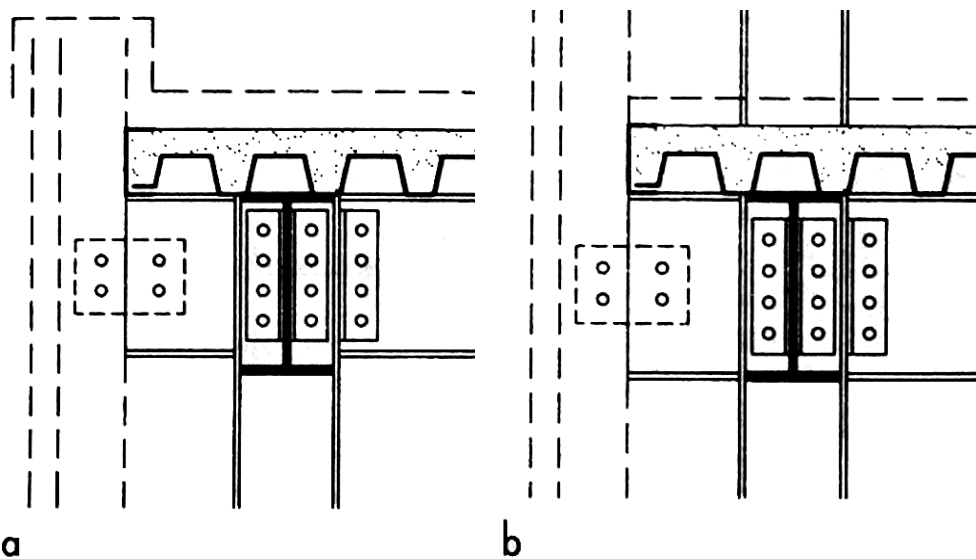
Protezione antincendio della travi d'acciaio con vernici intumescenti (a), **intonaci a spruzzo in vermiculite, perlite** o altre fibre minerali (b), **rivestimento di calcestruzzo** (c), **lastre di materiale ignifugo** (d).



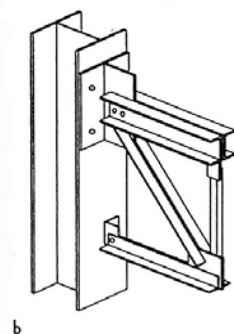
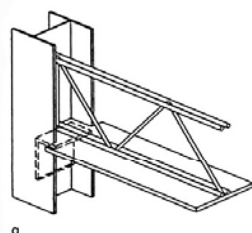
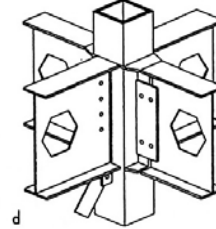
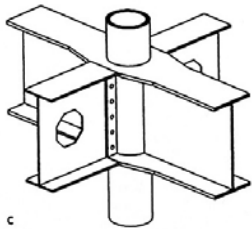
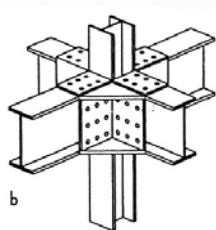
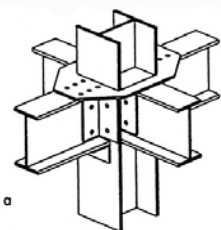
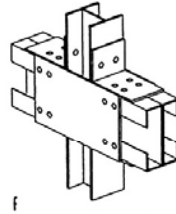
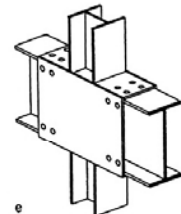
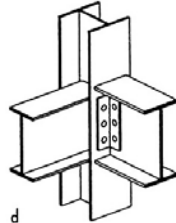
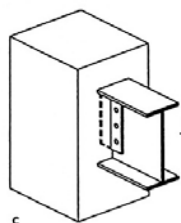
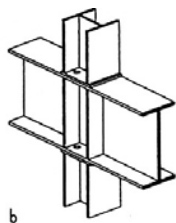
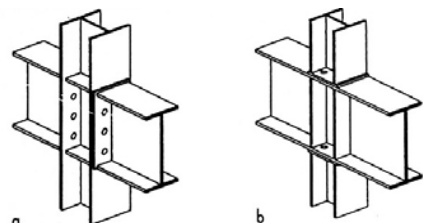
Tipologie di pilastri semplici e composti.

- a. Profilo HE a cassone ottenuto per mezzo della saldatura di correnti laterali
- b. Profilo a cassone rettangolare saldato
- c. Profilo a piastra quadrata piena (alta resistenza al fuoco)
- d. Profilo rettangolare vuoto senza saldatura
- e. Profilo circolare vuoto senza saldatura (il momento d'inerzia è uguale in tutte le direzioni)
- f. Profilo tubolare con grosso spessore adattato a carichi maggiori senza modificare il diametro esterno
- g. Profilo HE rinforzato con larghe piastre saldate sui correnti
- h. Profilo-colonna realizzato in lamiera di grande spessore (fino 100mm) tramite saldatura
- i. Profilo formato da 4 angolari
- l. Profilo i rinforzato da piastre intermedie saldate
- m. Pilastro formato da lamiere saldate

Nodi strutturali tradizionali di strutture di acciaio



Travi e lamiera per la costruzione del solaio. (da MPE)

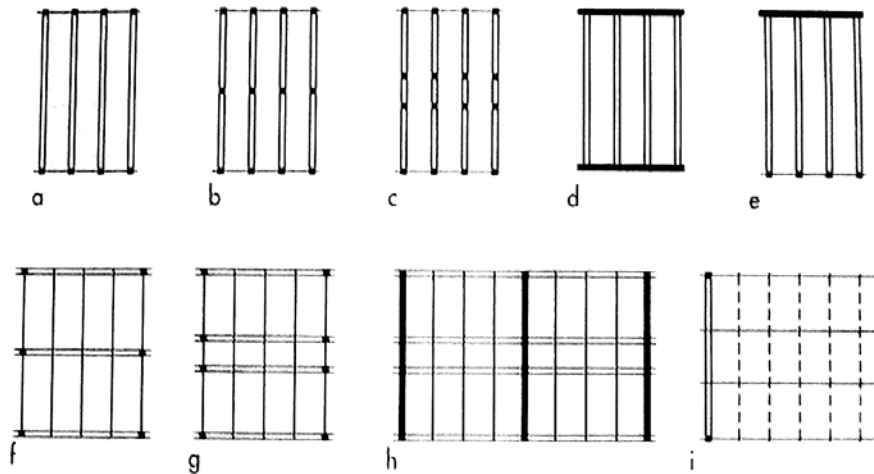


A sinistra, collegamenti di tipo piano tra trave e pilastro. I collegamenti rigidi sono ottenuti mediante connessione delle travi al pilastro passante (a) o viceversa (b); i collegamenti articolati prevedono l'impiego di squadrette metalliche per strutture miste (c) o solo in acciaio (d); il nodo può essere realizzato con piastre e scatole di connessione (e) o con squadrette metalliche (f). (da MPE)

Al centro: collegamento di tipo spaziale: a) incastro rigido, b) collegamento con scatole di connessione, prismi ed elementi angolari, c, d) collegamento con travi a sezione alleggerita con pilastro a sezione tubolare e con pilastro a sezione scatolare.

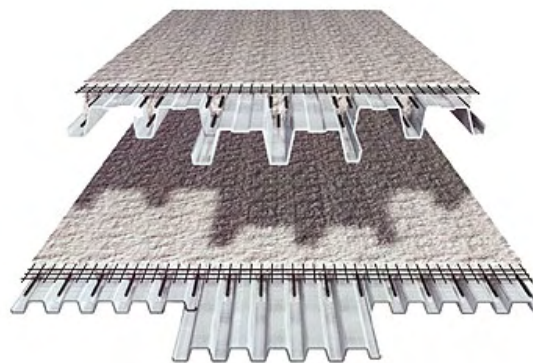
A destra: collegamento tra **trave a traliccio tipo REP** e pilastro a I (a), collegamento con **trave reticolare** e correnti paralleli e pilastro a I (b). (da MPE)

Solai per strutture a telaio di acciaio



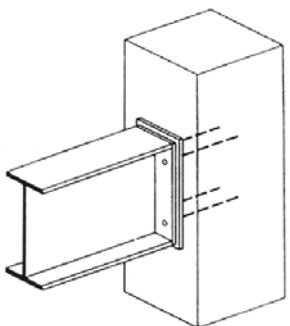
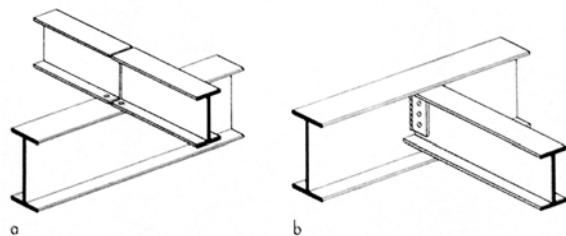
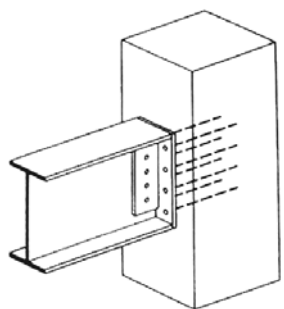
Orditure negli **impalcanti di acciaio**. Orditura semplice (a, b, c, d, e), costituita da un insieme di pilastri ravvicinati – file esterne ed eventuali interne di pilastri – o pareti portanti in corrispondenza degli appoggi.

Orditura composta (f, g, h, i), con travi principali e secondarie (orditura terziaria nel caso i). (da MPE)



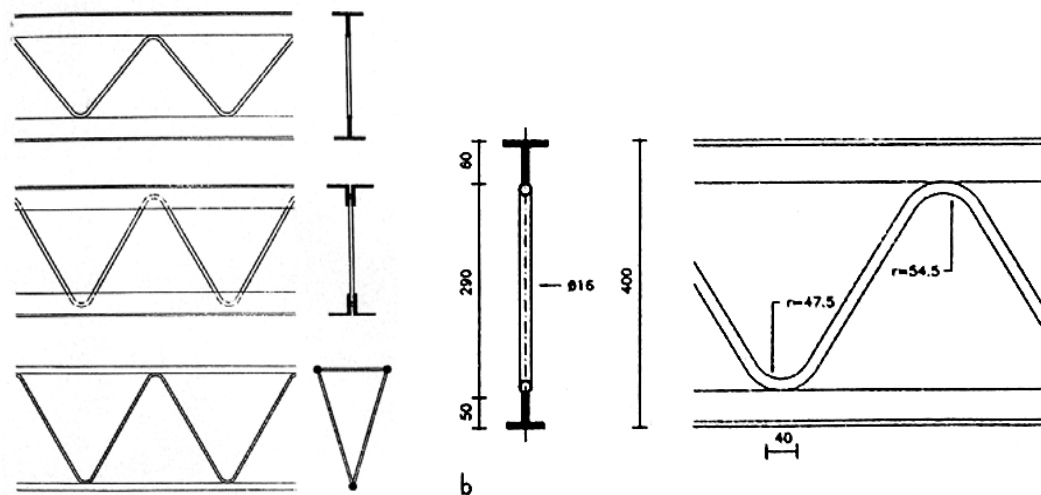
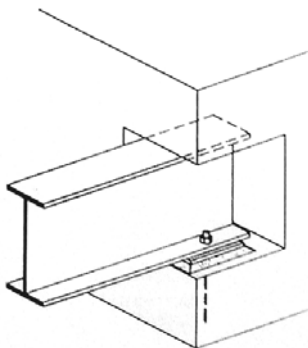
Solai di acciaio, lamiera grecata e getto superiore in cemento armato con rete elettrosaldata.

Sotto, collegamento tra travi in acciaio: per sovrapposizione (a), con innesto in corrispondenza dell'anima (b).
(da MPE)

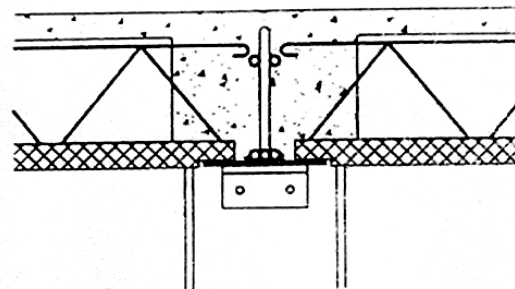


A sinistra, collegamento travi in acciaio e pilastri in c.a. Il collegamento prevede l'impiego di piastre in acciaio ancorate alla struttura in c.a.; le piastre sono predisposte con elementi di collegamento da bullonare o saldare alle travi in acciaio.
(da MPE)

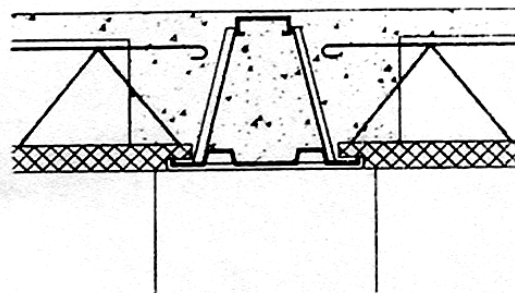
(da MPE)



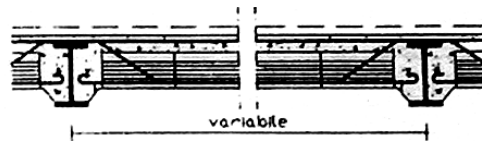
Travature reticolari leggere in acciaio. Esse sono realizzate impiegando tondi di ferro sagomati e saldati ad altri tondi o a profilati di varia sezione. (da MPE)



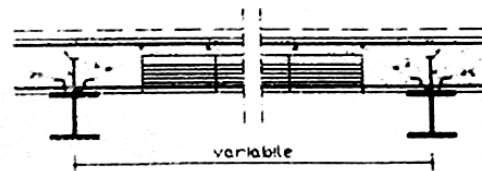
a



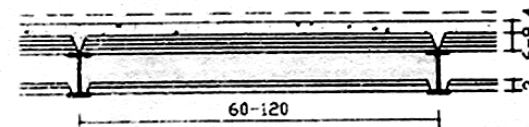
b



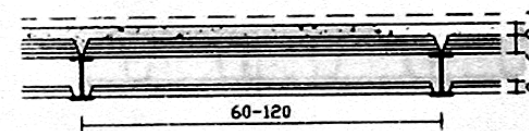
a



b

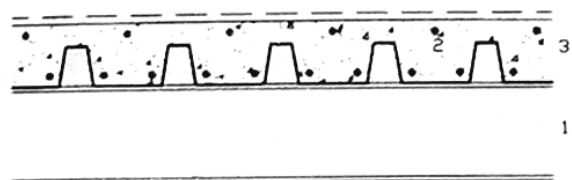


c



d

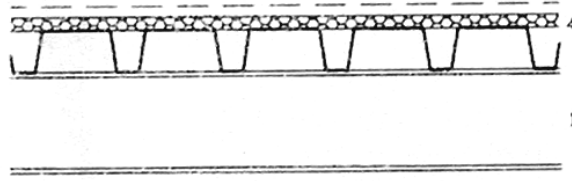
Travi cassero a traliccio in acciaio. In tali travi il piatto inferiore costituisce il sostegno per gli elementi del solaio (travetti, blocchi, pannelli, lastre). A destra: solaio in acciaio con elementi di alleggerimento piani in laterizio. I tipi ricorrenti sono il profilato incorporato nelle nervature in calcestruzzo (a), ad esse collegato con connettori elettrosaldati (b), con tabelloni singoli (c) o doppi (d); l'altezza dell'intero solaio varia in media tra 20 e 30cm. (da MPE)



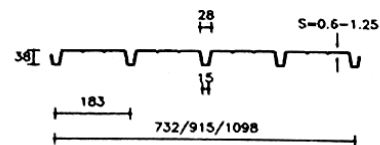
a



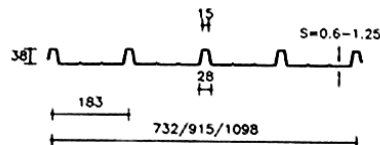
b



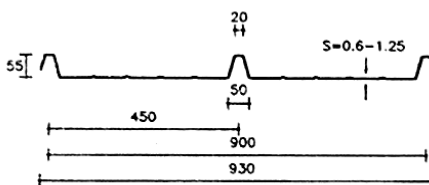
c



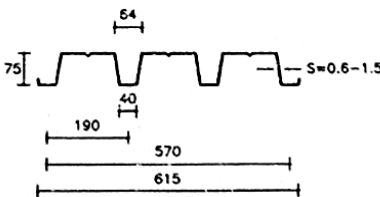
a



b



c



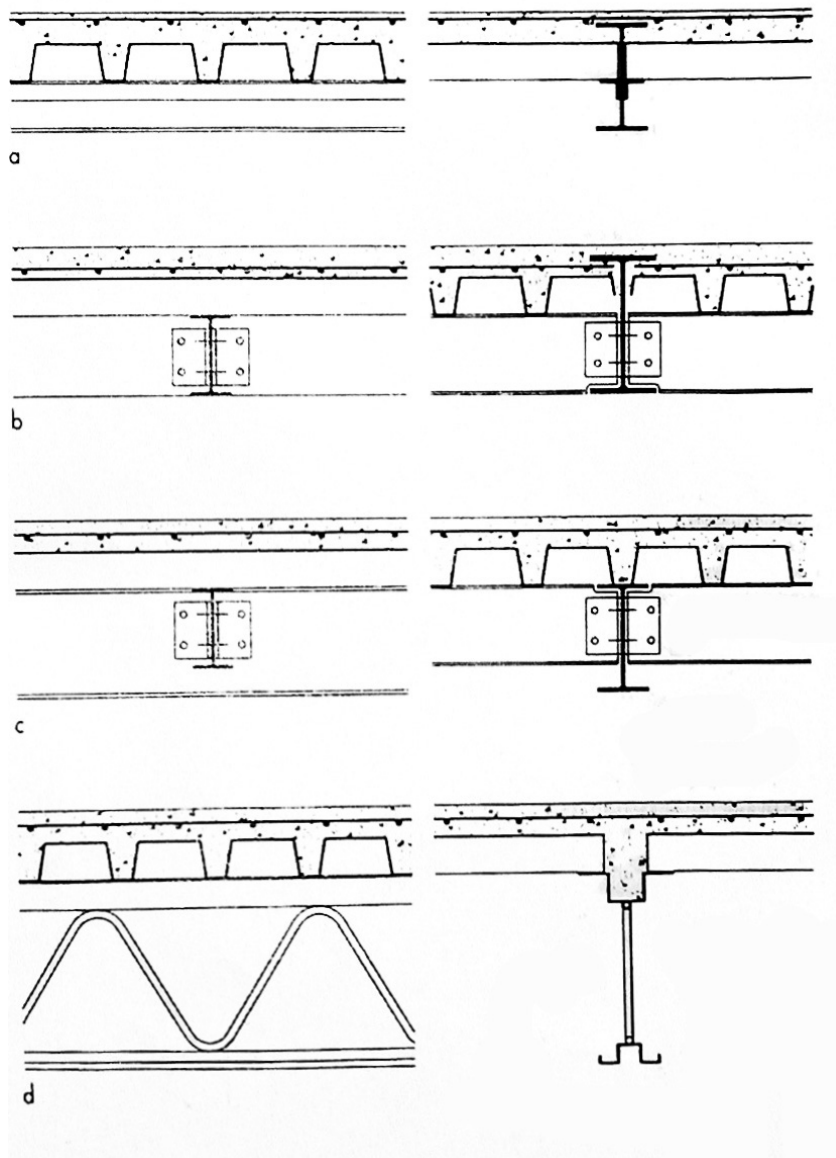
d

A sinistra, tipi di **solai in lamiera grecata, collaborante** (a) o **portante** (b), e getto di completamento strutturale in calcestruzzo. Si ha:

- il collegamento della lamiera alle ali superiori dei profilati (1),
- la predisposizione dell'armatura (2),
- il getto integrativo (3).

I solai in lamiera portante possono essere anche realizzati a secco (c), interponendo tra lamiera e pavimento uno strato di materiale isolante (4).
(da MPE)

A destra, **lamiere grecate per solai**. Le lamiere grecate hanno altezze variabili tra 15 e 90mm, con larghezze variabili da 60cm ad 1m circa; le distanze tra gli appoggi variano da 1 a 4m, fino a 5m per le lamiere con maggiore rigidità ed autoportanza (d).
(da MPE)

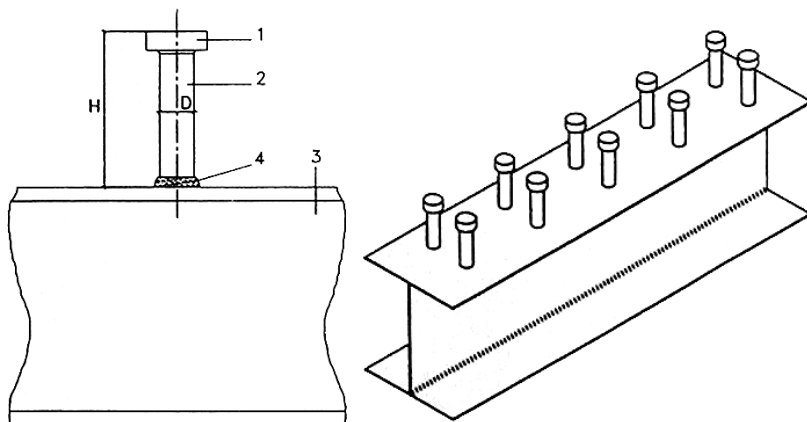


Solai in lamiera grecata.

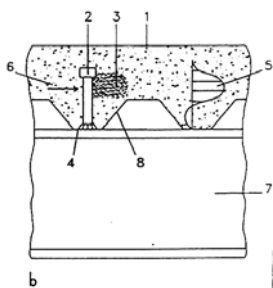
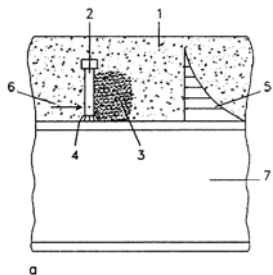
- (a) a orditura semplice con getto integrativo in calcestruzzo e rete elettrosaldata,
- (b) a orditura composta con getto integrativo in calcestruzzo e rete elettrosaldata,
- (c) a orditura composta con getto integrativo in calcestruzzo e rete elettrosaldata,
- (d) (d) con travi a traliccio leggero e getto integrativo in calcestruzzo e rete elettrosaldata.

Lo spessore della soletta è di solito 5-6cm. (da MPE)

Sistemi composti acciaio-calcestruzzo

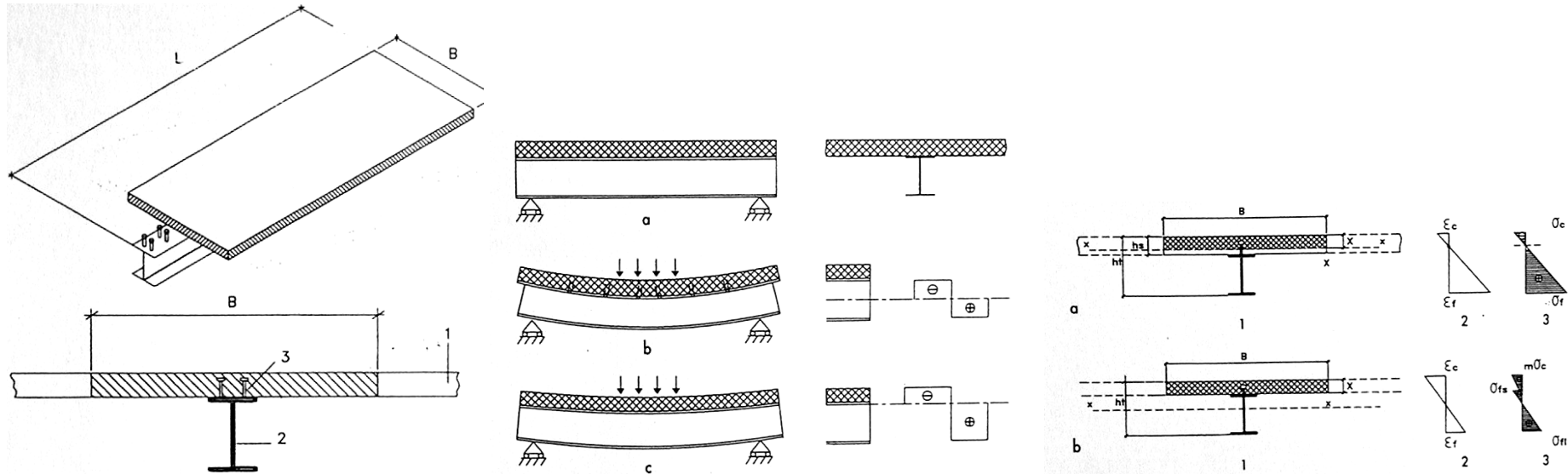


Pioli connettori a testa per travi miste: 1. Testa, 2. Gamba, 3. Cordone di saldatura, 4. Ala superiore del profilo metallico, H altezza totale del piolo connettore, D diametro del gambo.



Sollecitazioni nella connessione con soletta piena (a) e con soletta in lamiera grecata (b): 1, soletta in cls, 2. Piolo connettore, 3. Zona di cls sollecitata dal gambo,, 4. Cordone di saldatura, 5. Andamento degli sforzi tangenziali nel gambo, 6. Forza risultante, 7. Trave metallica.
(da MPE))

Sistemi composti acciaio-calcestruzzo



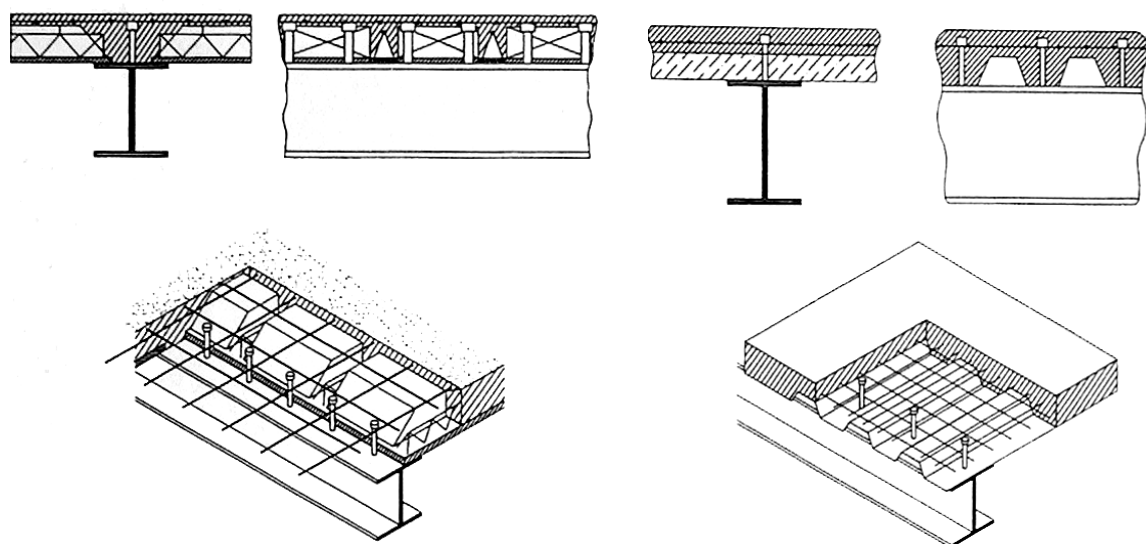
Travi miste con solaio con lastre prédalle.

1. Soletta in cls, 2. Trave metallica, 3. Connettori a taglio.

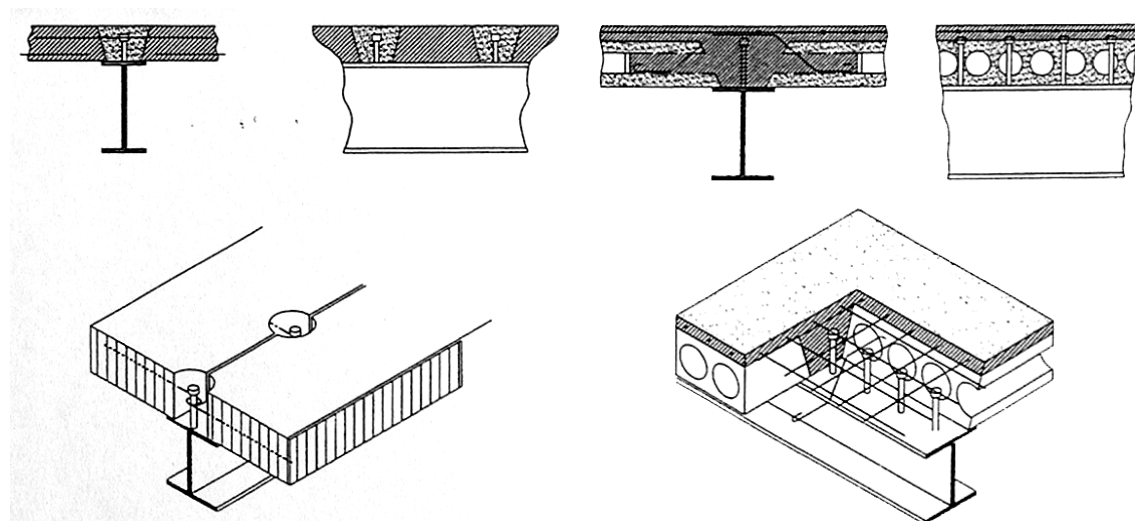
Al centro, comportamento delle travi miste: trave mista indeformata (a), comportamento in assenza o con insufficienti elementi di connessione (b), comportamento con sufficienti elementi di connessione (c).

Asse neutro nello spessore della soletta (a), asse neutro fuori dello spessore della soletta (b).

Nelle travi miste sono importanti le fasi di costruzione: si possono prevedere appoggi provvisori della trave metallica in attesa del getto e prima del disarmo, oppure no.

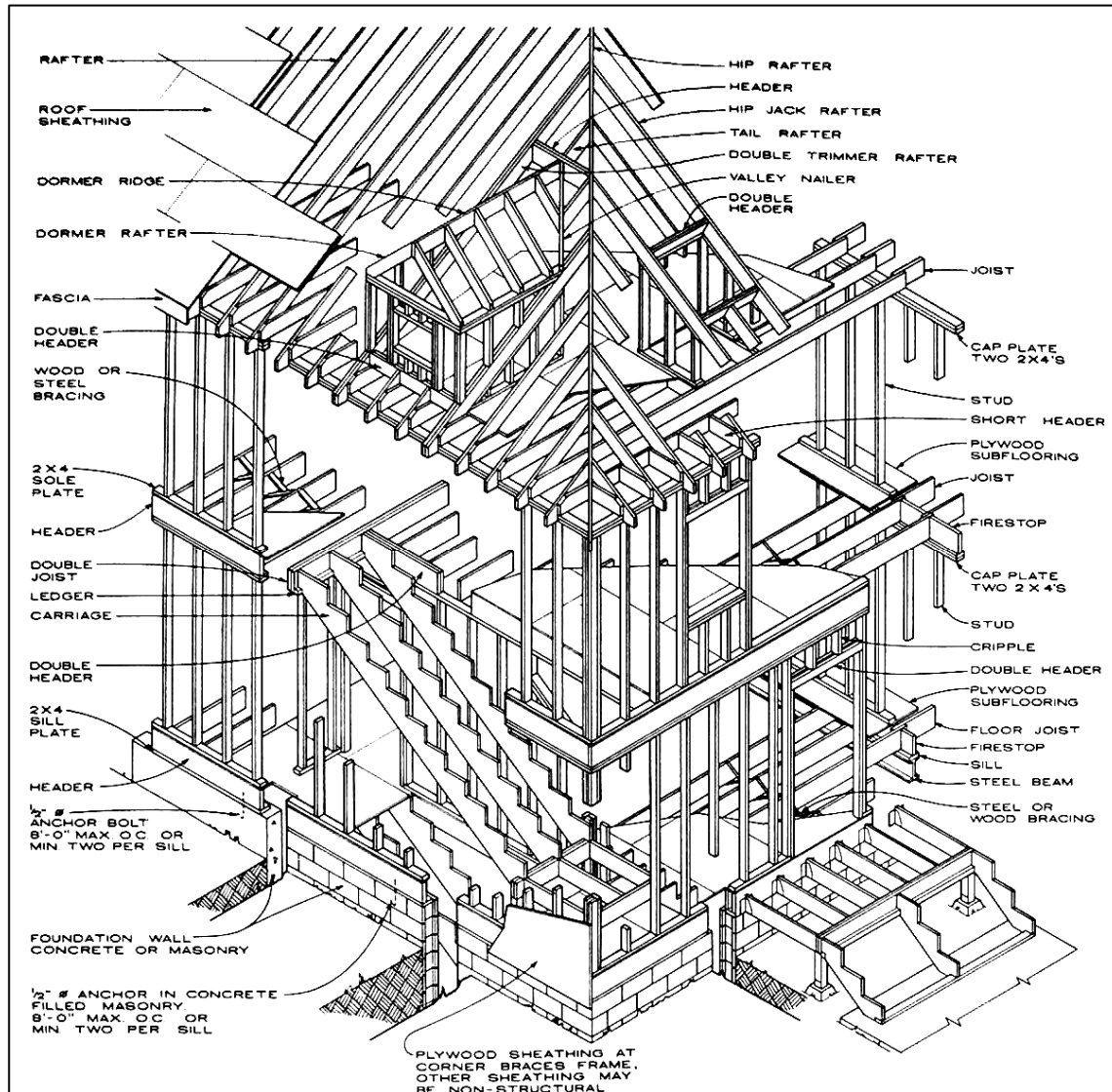


A sinistra, travi miste con solaio con lastre prefabbricate. A destra: travi miste con solaio con lamiera grecata collaborante. (da MPE)

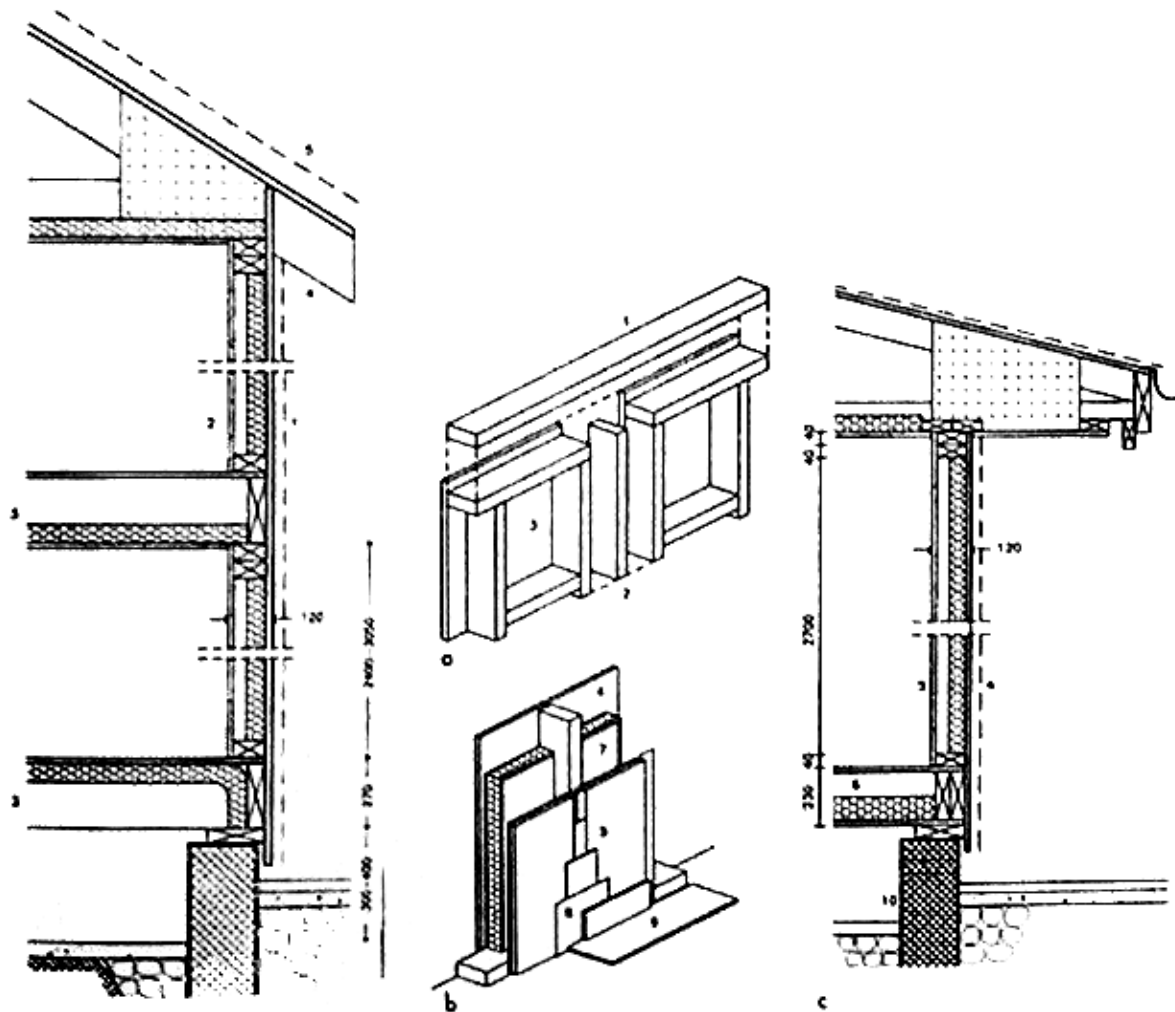


A sinistra travi miste con tavelloni. A destra travi miste con solaio con elementi alveolari precompressi. (da MPE)

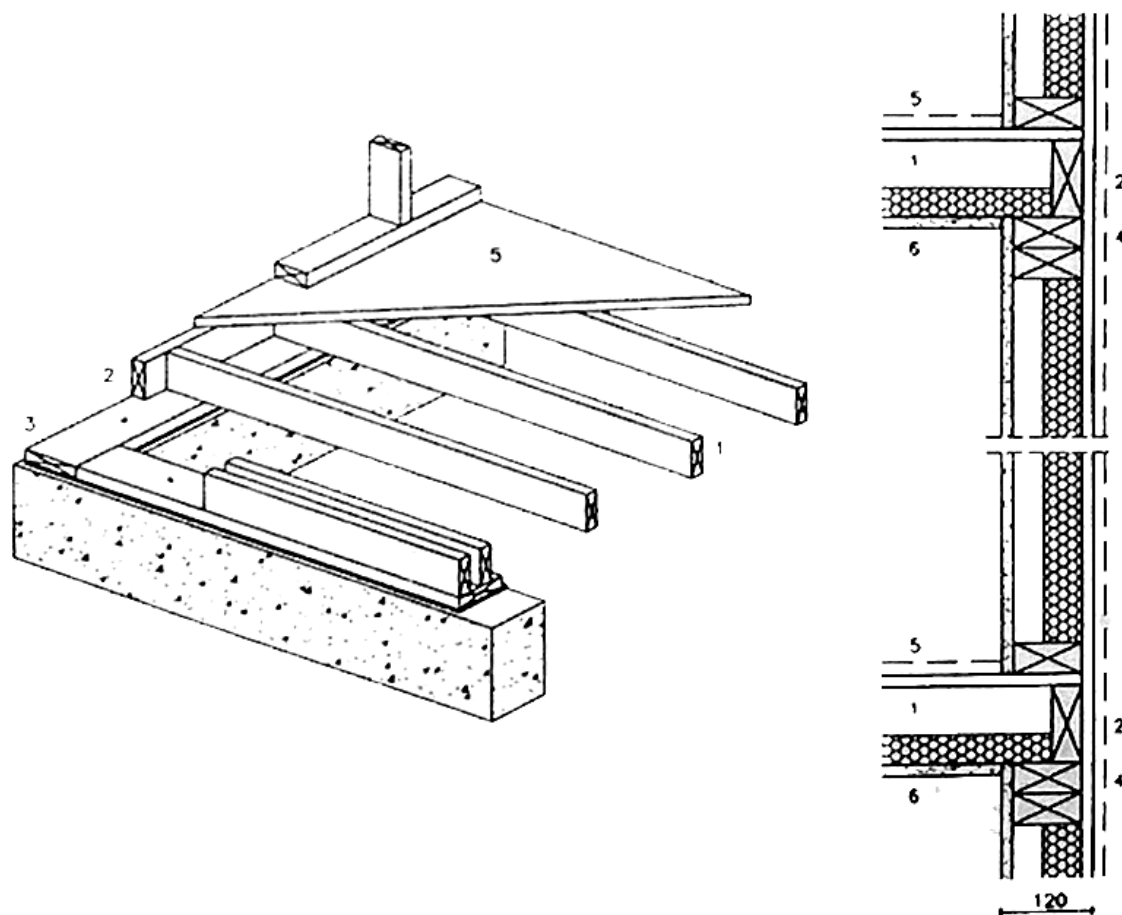
Telai di legno



Telaio ligneo tipo Platform (**platform frame**)
(da American Standards)



Le pareti sono realizzate a piè d'opera con montanti e traversi in legno. Esternamente le pareti sono irrigidite con compensato strutturale (1), internamente prevedono un rivestimento in cartongesso (2). I solai e la copertura (4) sono realizzati sempre con intelaiatura lignea, mentre il manto di copertura (5) può essere realizzato con molteplici tecniche.

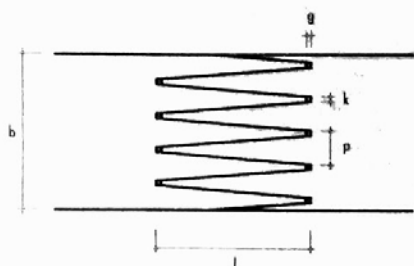


Solaio di legno “a piattaforma”. (dalla casa americana del tipo *platform frame*).

L'intera piastra del solaio viene realizzata in opera con travetti di dimensioni in genere di 4x10cm posti ad interasse di 40cm (1), inchiodati ad un travetto di testa (2) collegato ad un corrente di fondazione (3) o a un corrente di testa delle strutture di elevazione (4).

Il rivestimento superiore (5) è in compensato strutturale; all'intradosso è previsto un rivestimento in cartongesso o altro materiale (6). (da MPE)

Nodi strutturali per i telai di legno

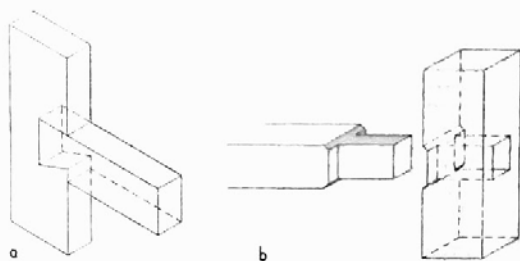


LEGENDA
b larghezza dell'elemento
g gioco di accoppiamento
k larghezza di punta
l lunghezza del tenone
p passo della tenonatura

In alto a sinistra: **giunto a pettine (specialmente per travi lamellari)** (da Manuale Progettazione Edilizia)

Per realizzare elementi strutturali di lunghezza maggiore della singola tavola o asse sono necessari giunzioni di testa. Di solito le giunzioni trasversali correnti fra le varie lamelle vengono effettuate con giunti detti a pettine o a dita, e vengono opportunamente sfalsate al fine di non indebolire una stessa sezione trasversale o una zona dell'elemento strutturale.

Questo tipo di giunto è oramai nella prassi considerato come il più vantaggioso, in quanto consente di ottenere un'ampia superficie di incollaggio, una volta realizzata l'unione è autoserrante, e ha bassi sfridi rispetto ad altri tipi di giunzioni quale ad esempio il bisello, detto anche a becco di flauto.



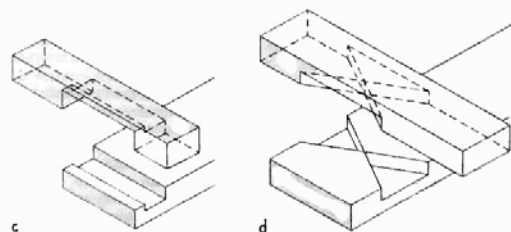
A sinistra in basso: nodi classici per elementi di legno, incastri ortogonali (da G. Giordano, 1993)

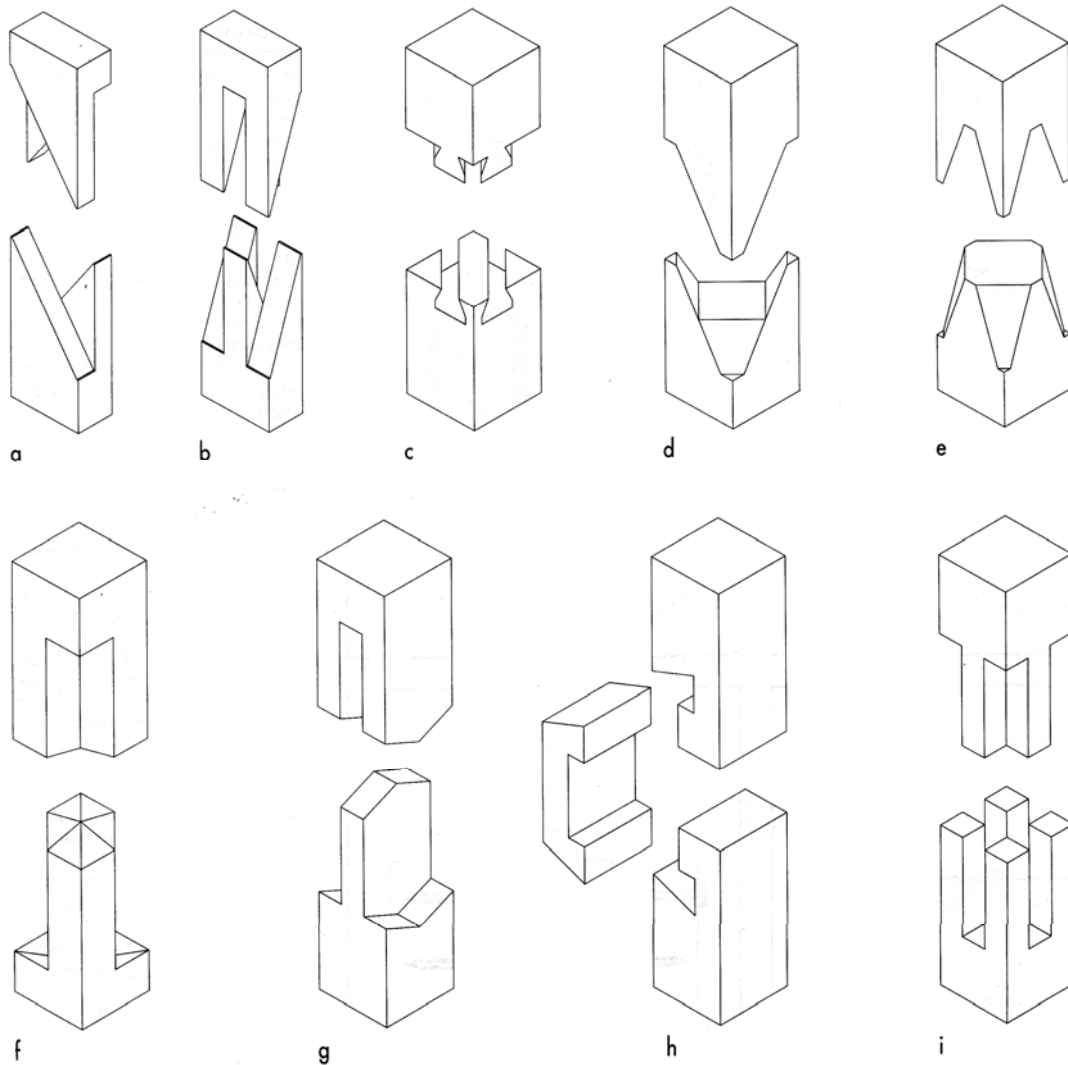
a) incastro **a coda di rondine** (la profondità dell'incavo deve essere inferiore alla metà dello spessore dell'elemento intagliato),

b) **incastro a mortasa** (buona tenuta, esecuzione agevole) o **tenone**; il tenone è un tipo di incastro che si accoppia con il suo equivalente vuoto, detto mortasa o *mortassa*.

c) **incastro ortogonale di estremità a scalino**,

d) **incastro a croce** di due elementi ortogonali (buona tenuta, esecuzione agevole)

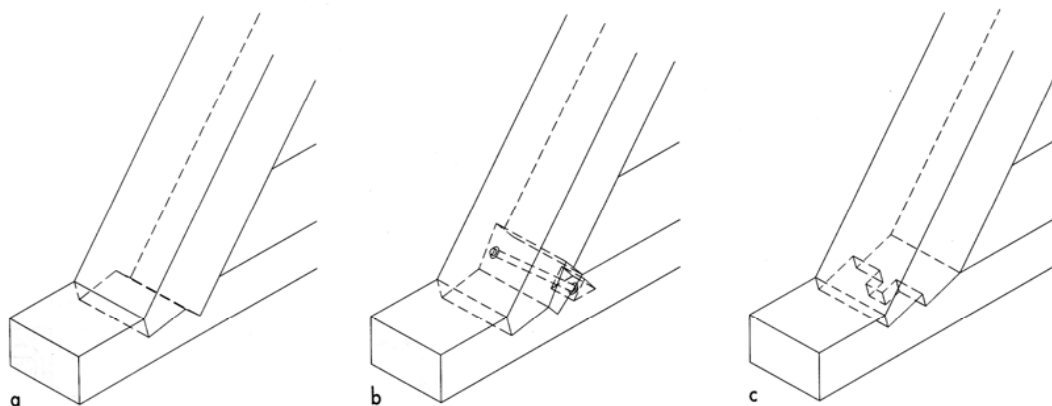




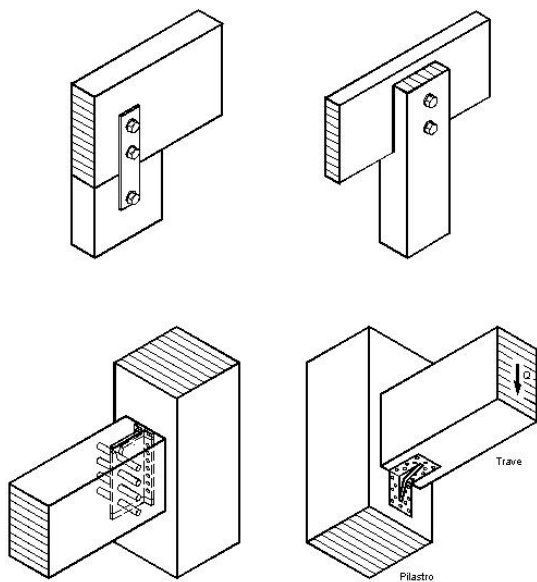
Giunzioni di travi compresse assialmente:

- a) b) giunti a biselli contrapposti (tendenza allo spacco),
- c) giunto a coda di rondine (stabilità disomogenea, rischio di ristagno d'acqua),
- d) e) f) giunti con sovrapposizione a sella (rischio di ristagno d'acqua),
- g) giunto testa a testa con tenone mediano (scarsa affidabilità in una direzione, rischio di ristagno d'acqua),
- h) giunto a chiave laterale (scarsa affidabilità in una direzione, rischio di ristagno d'acqua),
- i) giunto a croce (rischio di ristagno d'acqua).

(da MPE)






Incastri obliqui a doppio dente, con o senza bietta o tenone. (da MPE)


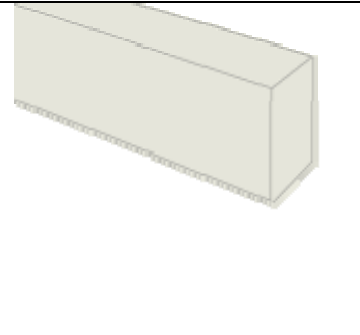






Unioni attuali tra trave e pilastro schematizzabili come cerniera (si veda la figura a lato):

- connessione con piastre metalliche esterne “a forcina”, ancorate alla trave e al pilastro per mezzo di viti o bulloni;
- connessione mediante sagomatura del pilastro “a forcina”, con il fissaggio della trave al pilastro mediante viti o bulloni (in questo caso le dimensioni del pilastro sono relativamente grandi);




Prodotti di legno: travi e pannelli (da DataHolz.com)




	<p>Travi - Legno massiccio da costruzione</p> <p>Per legno massiccio da costruzione si intendono listelli, tavole, tavoloni e legno squadrato dal taglio o tramite pro funzione portante. Per impieghi in edilizia, il legno massiccio deve essere classificato secondo la resistenza in modo v il legno di conifera e il legno di latifoglie esistono classi di resistenza differenti. Per ottenere un materiale più pregiato ad es. essiccazione artificiale, piallatura, fresatura in generale. A seconda della specie legnosa, il legno da costruzi di organismi nocivi. Per aumentarne la durabilità, il legno può essere trattato preventivamente con sostanze protettive</p> <p>Dimensioni tipiche(mm): Lunghezza fino 8000 Larghezza 60-120 Altezza 120-240</p>
	<p>Legno massiccio da costruzione con giunti longitudinali a pettine</p> <p>Il legno massiccio da costruzione giuntato a pettine è legno massiccio classificato, essiccato artificialmente e piallato, che può essere prodotto praticamente in qualsiasi lunghezza mediante giunzioni a pettine. Per l'impiego strutturale, il legno massiccio da costruzione giuntato a pettine deve essere classificato secondo la resistenza in modo meccanico o visivo, in conformità alla ÖNORM DIN 4074. Per il legno di conifera e il legno di latifoglie esistono classi di resistenza differenti. Il giunto a pettine è regolamentato dalla UNI EN 385. Oltre ai requisiti di prestazione del giunto a pettine, questa norma stabilisce anche un'umidità massima del legno del 18%. A seconda della specie legnosa, il legno da costruzione presenta anche una resistenza naturale diversa rispetto all'attacco di organismi nocivi. Per aumentare la durabilità, il legno può essere trattato preventivamente con sostanze preservanti.</p> <p>Dimensioni tipiche (mm): Lunghezza fino 13000 Larghezza 60-120 Altezza 120-240</p>
	<p>Travi Duo e Trio (legno massiccio bilama e trilama)</p> <p>Le travi Duo e Trio sono costituite da due (Duo) o tre (Trio) lamelle di legno incollate fra loro. Prima dell'incollaggio le lamelle vengono classificate secondo la resistenza in modo visivo o meccanico, secondo la ÖNORM DIN 4074 e piallate. Le singole lamelle possono essere giuntate longitudinalmente mediante giunti a pettine. La colla deve soddisfare i requisiti della UNI EN 301 per i componenti di legno con funzione portante. Le travi Duo e Trio vengono piallate e smussate.</p> <p>Dimensioni tipiche (mm): Lunghezza fino 13000 (giunti a pettine) Larghezza 80-240 Altezza 100-240</p>

	<p>Legno lamellare</p> <p>Il legno lamellare incollato è costituito da almeno tre tavole o lamelle essiccate e incollate tra loro con le fibre parallele. Prima di essere incollate, le lamelle vengono classificate secondo la resistenza in modo visivo o meccanico e piallate. La colla utilizzata deve soddisfare i requisiti della UNI EN 301 per i componenti di legno con funzioni portanti. È necessario dimostrare l'idoneità della specie legnosa per la produzione di legno lamellare incollato. Si utilizzano prevalentemente abete rosso, abete bianco e larice. Possono essere fabbricate travi sia rettilinee sia curve. Si distingue fra legno lamellare incollato omogeneo (tutte le lamelle della sezione devono appartenere alla stessa classe di resistenza) e legno lamellare incollato combinato (le lamelle interne ed esterne della sezione possono appartenere a diverse classi di resistenza). Il legno lamellare incollato è particolarmente adatto per componenti da costruzione soggetti a carichi elevati e con una luce molto ampia, oltre che per esigenze elevate di stabilità della forma e di estetica.</p> <p>Dimensioni tipiche (mm): Lunghezza fino 18000 (standard), fino 50000 (componenti da costruzione) Breite fino 260 Dicke fino 500</p>
	<p>Parallam (PLS)</p> <p>Il Parallam (Parallel Strand Lumber, PSL) è una trave composta da strisce di piallaccio di circa 3 mm di spessore e 15 mm di larghezza. Le singole strisce di piallaccio, che possono raggiungere la lunghezza di 2,6 metri, vengono incollate con una resina fenolica e assemblate in direzione parallela all'asse longitudinale della trave, sfalsate fra loro. Le strisce di piallaccio vengono quindi incollate in una pressa continua per ottenere le travi finali. Le specie legnose utilizzate sono il Douglas Fir (DF) e il Southern Yellow Pine (SYP). Il PSL è previsto per impieghi strutturali con funzioni portanti con grandi campate. Può essere incollato per ottenere sezioni più grandi.</p> <p>Dimensioni tipiche (mm): Lunghezza fino 20000 Larghezza 40-280 Spessore 40-483</p>
	<p>Pannelli di particelle – OSB</p> <p>Con il termine OSB (Oriented Strand Board) si indica un materiale a base legno costituito da diversi strati, a loro volta composti da trucioli di legno prevalentemente lunghi e stretti (strand) assemblati con un legante (colla). Gli strand degli strati esterni sono paralleli al lato longitudinale o trasversale del pannello. Un rapporto lunghezza/larghezza degli strand di 10:1 contribuisce a migliorare le proprietà di resistenza a flessione nella direzione dell'orientamento degli strati esterni. Gli strand dello strato interno possono essere orientati in maniera casuale oppure, di norma, in direzione perpendicolare agli strand degli strati esterni.</p> <p>Dimensioni tipiche (mm): Lunghezza 2500-5000 Larghezza 607-2500 Spessore 8-40</p>

	<p>Pannello di particelle</p> <p>I pannelli di particelle sono prodotti a forma di lastra fabbricati con trucioli di legno o materie prime in forma di trucioli con l'impiego di leganti (colle). Possono contenere additivi come agenti idrofobizzanti, fungicidi ecc. Di regola i pannelli presentano una struttura a più strati oppure a granulometria variabile continua. I trucioli più fini sono disposti preferibilmente parallelamente al piano del pannello, ma prevalentemente senza un orientamento definito in questo piano. Per la produzione tramite pressatura (mediante l'azione del calore) vengono utilizzati oggi prevalentemente processi in continuo.</p> <p>Dimensioni tipiche (mm): Lunghezza 2800-5610 Larghezza 2070 spessore 6-40</p>
	<p>Pannello di particelle legato con cemento</p> <p>I pannelli di particelle legati con cemento sono materiali a base legno a forma di lastra composti da trucioli di legno o altre fibre vegetali (ad es. canapa o lino) e leganti minerali (ad es. cemento Portland). I pannelli presentano una superficie liscia di colore grigio cemento. I pannelli di particelle legati con cemento vengono fabbricati in un unico strato con granulometria omogenea oppure in più strati e/o come pannelli compositi (ad es. con pannelli di espanso rigido o sughero isolante). A seconda della massa volumica, i pannelli vengono utilizzati per isolamento acustico e termico, per pareti interne non portanti e per rivestimenti portanti e di irrigidimento. I pannelli sono molto resistenti a intemperie, gelo, insetti e funghi.</p> <p>Dimensioni tipiche (mm): Lunghezza 3200 Larghezza 1250 spessore 8-40</p>
	<p>LSL (Intrallam)</p> <p>LSL (Laminated Strand Lumber) o Intrallam è un pannello a base di legno composto da trucioli di legno di pioppo di circa 0,8 mm di spessore, 25 mm di larghezza e 300 mm di lunghezza, e da una colla resistente all'acqua. Poiché i trucioli sono completamente rivestiti di colla e il pannello ha una struttura omogenea, l'LVL è particolarmente resistente alle intemperie (deve essere comunque evitata l'esposizione diretta). Ne esistono due tipi: i pannelli con trucioli orientati esclusivamente nella direzione longitudinale del pannello sono adatti come travi (travi di solai e tetti, correnti orizzontali, montanti, aste...). Orientando in senso trasversale una parte dei trucioli, le proprietà meccaniche in direzione longitudinale e trasversale diventano più simili fra di loro, rendendo questo tipo di materiale adatto anche all'utilizzo come pannello (lastre per pareti, tetti e solai...).</p> <p>Dimensioni tipiche (mm): Lunghezza fino 10670 Larghezza 2438 Spessore 32-89</p>

	<p>Pannello di fibre ad alta densità (duro)</p> <p>Il pannello di fibre ad alta densità viene prodotto in spessori fino a 8 mm con una densità di 900 kg/m³ utilizzando fibre di legnocellulosa (ad es. legno, paglia, bagassa). La produzione avviene principalmente mediante processo umido, cioè con un'umidità delle fibre superiore al 20% nello stadio di formazione del pannello. Questo tipo di pannello presenta una marcatura della griglia sulla faccia posteriore, mentre i pannelli prodotti a secco hanno entrambe le superfici lisce. Il legame fra le fibre viene realizzato prevalentemente mediante la feltratura delle fibre e con l'aggiunta di piccole quantità di legante. Le proprietà del materiale possono essere migliorate con additivi (ad es. sostanze idrofobe, fungicide e anticombustione) e trattamenti successivi. In virtù del loro comportamento visco-elastico i pannelli possono essere piegati in fase di lavorazione fino a un raggio di circa 25 cm.</p> <p>Dimensioni tipiche (mm): Lunghezza 2500 Larghezza 1250 spessore 3,2-8</p>
	<p>Pannello di fibre a media densità (Pannello MDF)</p> <p>I pannelli di fibra a media densità vengono fabbricati mediante procedimento a secco con l'utilizzo di un legante sintetico. I pannelli vengono classificati in base alla massa volumica: pannelli di fibra ad alta densità (HDF) con una massa volumica ≈ 800 kg/m³, MDF leggero con una massa volumica ≈ 650 kg/m³ e MDF ultraleggero con una massa volumica ≈ 550 kg/m³. I pannelli possono essere trattati per aumentare la loro resistenza alla combustione, agli attacchi biologici e all'umidità modificando la composizione del legante sintetico o aggiungendo additivi specifici. Un tipo particolare di pannello di fibra a media densità è il pannello di fibra permeabile al vapore. Attraverso il pannello permeabile al vapore l'umidità viene rilasciata facilmente nell'atmosfera. La posa dei pannelli viene facilitata mediante una lavorazione a profilo maschio-femmina su due o quattro lati.</p> <p>Dimensioni tipiche (mm): Lunghezza 2500-2800 Larghezza 675-1250 spessore 13, 15</p>
	<p>Pannello di fibre a media densità</p> <p>I pannelli semiduri (a media densità) con una massa volumica da 400 a 500 kg/m³ sono prodotti con fibre (per esempio di legno, di paglia, o di bagasse). Soltanto i pannelli con una massa volumica più elevata (maggiore di 560 kg/m³) sono adatti per elementi costruttivi. La produzione avviene principalmente con processo umido. Questo tipo di pannello presenta una marcatura della griglia sulla faccia posteriore, mentre i pannelli prodotti a secco hanno entrambe le superfici lisce. Il legame fra le fibre viene realizzato prevalentemente mediante la feltratura delle fibre con l'aggiunta di piccole quantità di legante. Le proprietà del materiale possono essere migliorate con additivi (ad es. sostanze idrofobe, fungicide e anticombustione) e trattamenti successivi.</p> <p>Dimensioni tipiche (mm): Lunghezza 2500-2800 Larghezza 675-1250 spessore 13, 15</p>

	<p>Pannello di fibre a bassa densità (isolante)</p> <p>Il pannello di fibre a bassa densità viene impiegato spesso come pannello isolante in quanto possiede buone caratteristiche di isolante termico e acustico. Viene fabbricato tramite procedimento umido, cioè con un'umidità delle fibre superiore al 20% nello stadio di formazione del pannello, applicando calore e pressione, in modo da ottenere una massa volumica compresa fra $\geq 230 \text{ kg/m}^3$ e $< 400 \text{ kg/m}^3$. Con l'aggiunta di additivi è possibile produrre pannelli con ulteriori proprietà, come la resistenza al fuoco o una maggiore resistenza all'umidità.</p> <p>Dimensioni tipiche (mm): Lunghezza 1700-2600 Larghezza 600-1700 spessore 6, 80</p>
	<p>Compensato di tavole</p> <p>Il compensato di tavole è composto da almeno tre strati di tavole di legno di conifera incrociate e incollate (o collegate tramite spinotti) fra loro. Prima di essere incollate (o collegate con gli spinotti), le singole tavole vengono piallate e classificate secondo la resistenza in modo visivo o meccanico. La sezione deve avere una struttura simmetrica. Le singole tavole possono essere incollate sui bordi e giuntate in direzione longitudinale mediante giunti a pettine. La differenza fra i pannelli di legno massiccio multistrato e il compensato di tavole (che presenta singoli elementi di maggiore spessore) non è così netta e definita.</p> <p>Dimensioni tipiche(mm): Lunghezza fino 16000 Larghezza fino 3000 Spessore 70, 150</p>
	<p>Pannello di legno massiccio</p> <p>Singole lamelle di legno di conifera vengono classificate e piallate in base al settore d'impiego, quindi incollate per formare pannelli multistrato costituiti da due strati esterni, fra loro paralleli, e almeno uno strato interno disposto trasversalmente agli strati esterni. L'effetto di sostegno reciproco così ottenuto riduce i movimenti di ritiro e rigonfiamento del legno provocati dalle variazioni dell'umidità del legno. I pannelli di legno massiccio devono avere una struttura simmetrica relativamente allo spessore del pannello. Lo spessore dello strato esterno dei pannelli per impieghi strutturali con funzione portante deve essere almeno di 5 mm. Gli strati interni non devono presentare spazi aperti in corrispondenza delle superfici di contatto.</p> <p>Dimensioni tipiche (mm): Lunghezza 4000-5050 Larghezza 1025-2050 spessore 19-27</p>

	<p>Pannello stratificato di sfogliati (LVL)</p> <p>Il pannello stratificato di sfogliati (Laminated Veneer Lumber, LVL) è un materiale sotto forma di trave o di pannello prodotto con sfogliati di abete bianco o rosso di spessore fino a 6 mm, incollati fra loro. I piallacci vengono incollati secondo un allineamento sfalsato, con la fibratura più o meno parallela, mediante un processo continuo, con colle fenoliche. Il pannello stratificato di sfogliati, prodotto con sfogliati disposti prevalentemente in longitudinale, ma con alcuni sfogliati in direzione trasversale, può essere utilizzato per impieghi di irrigidimento e rivestimenti portanti di tetti e solai. I pannelli composti esclusivamente da sfogliati longitudinali vengono utilizzati per costruzioni portanti, strutture a traliccio, travi di capannoni, travetti ecc. In linea di principio, l'uso del pannello stratificato di sfogliati è consentito in tutti i casi in cui si può utilizzare il compensato di tavole. In virtù della sua buona impregnabilità, il lamellare multistrato può essere utilizzato anche se esposto a funghi, insetti e intemperie.</p> <p>Dimensioni tipiche (mm): Lunghezza fino 26000 Larghezza 2500 Spessore 21-75</p>
	<p>Legno compensato</p> <p>Per la fabbricazione del legno compensato vengono incollati fra loro almeno tre sfogliati disposti ortogonalmente l'uno rispetto all'altro. I pannelli devono avere una struttura simmetrica rispetto al loro spessore. Il faggio è la specie legnosa utilizzata più frequentemente. Gli sfogliati vengono prodotti attraverso la sfogliatura di tondame vaporizzato. Lo spessore del piallaccio non può essere superiore a 7 mm. In base al tipo di colla utilizzato, si producono pannelli per ambienti asciutti, umidi ed esterni.</p> <p>Dimensioni tipiche(mm): Lunghezza 2200, 2500 Larghezza 1250, 1500, 1850 Spessore 10,40</p>
	<p>Assi profilate e i listelli profilati</p> <p>Con il termine piallati si definiscono le assi profilate e i listelli profilati che hanno uno spessore minimo da 9,5 mm a 40 mm, realizzati mediante taglio o profilatura di tondame di conifera e latifoglia in segheria e successiva essiccazione tecnica e piallatura, contraddistinti da funzione non portante. I profilati trovano applicazione in interni ed esterni. Si fa una distinzione tra profilati con e senza maschio e femmina. A seconda del tipo di legname, il profilato presenta una diversa resistenza naturale agli attacchi dei parassiti. Al fine di aumentare la resistenza il legno può essere trattato con sostanze protettive a scopo preventivo. Per proteggere la superficie dagli agenti atmosferici e dagli influssi meccanici, si applica spesso un rivestimento, che può essere apportato mediante velatura o copertura. È a disposizione una vastissima gamma cromatica.</p> <p>Dimensioni tipiche (mm): Lunghezza 4000, 4500, 5000 Larghezza 96-175 Spessore 12, 15, 19, 24</p>