centro appunti
www.centroappunti.it
Corso Luigi Einaudi, 55/B - Torino

Appunti universitari
Tesi di laurea
Cartoleria e cancelleria
Stampa file e fotocopie
Print on demand
Rilegature

NUMERO: 2093A- ANNO: 2017

A P P U N T I

STUDENTE: Aimar Mauro

MATERIA: Teoria e progetto delle strutture in C.A e C.A.P. - Prof. Giordano e La Mazza

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.
Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTI E NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 3 di 390

CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

1 PREMESSA STORICA

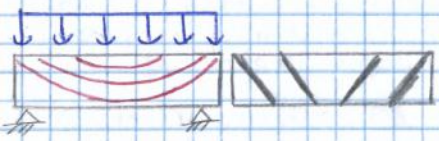
Il calcestruzzo è stato usato dai Romani, che scoprirono che un materiale naturale, ridotto in polvere e miscelato con acqua, consentiva di realizzare strutture solide.
Esso era usato nelle fondazioni e nelle cupole, come il Pantheon (dove nella parte alta si usava calcestruzzo alleggerito con aggregati in tufo).

Nel Medio Evo cadde in disuso fino al 1750, dove si cominciò a introdurre il calcestruzzo nella realizzazione dei solai.
Questi non potevano essere fatti in muratura (è difficile fare strutture piane) e si facevano in legno o acciaio.
Il problema è che questi materiali sono sensibili agli incendi e x questo si introdusse il calcestruzzo.
Poi dal 1850 si cominciarono a introdurre dei brevetti sul cemento armato.

2 Conglomerato cementizio armato:

esso è un materiale composito che si basa su un legame conglomerato - armature in acciaio.
Il legame si ottiene grazie all'aderenza del legante cementizio e all'azione di ingranamento.

→ nelle strutture inflesse e in trazione serve ad assorbire la forza di trazione x sfruttare l'elevata resistenza a compressione del calcestruzzo.
Questo, infatti, ha un'elevata resistenza a compressione ma una piccola a ~~compr~~trazione.
Nelle strutture inflesse, siccome le tensioni di trazione e compressione, sono simili, quando si supera la resistenza a trazione, avviene una rottura di schianto e non conta più la resistenza a compressione.
Per questo, si annegano le barre di armatura, disponendole dal lato dove ci sono tensioni di trazione (x assorbirle) e, possibilmente, devono seguire la direzione delle isostatiche di trazione.



→ nelle strutture compresse serve ad aumentare la capacità portante a compressione.

L'armatura deve lavorare in modo corretto e necessita di particolari costruttivi x realizzare l'aderenza armatura - calcestruzzo (es. pieghi).
Se l'armatura fosse in un tubicino, essa non servirebbe.

L'ACCOPPIAMENTO CALCESTRUZZO - ACCIAIO funziona perchè

→ hanno ugual coefficiente di dilatazione termica ($\approx 10^{-5}\,°C^{-1}$)

→ il calcestruzzo protegge le barre d'acciaio dalla corrosione, poichè crea un ambiente basico che ne impedisce l'ossidazione (almeno fino alla carbonatazione)

→ il calcestruzzo protegge le barre d'armatura dal fuoco o, meglio, ritarda il raggiungimento di temperature elevate e la conseguente perdita di resistenza (è praticamente nulla a 900°C).
Il calcestruzzo, infatti, ha una grande inerzia termica e 5 cm di calcestruzzo possono proteggere l'armatura x quasi 1 ora.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 3 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 5 di 390

3 Classificazione degli elementi strutturali:

gli elementi in cemento armato si possono classificare secondo diversi criteri

→ tipologia di acciaio

→ elementi in cemento armato ordinario, dove l'acciaio ha resistenza sui 500 MPa

→ elementi in cemento armato precompresso, dove l'elemento in acciaio ha resistenza tra 1000 MPa (barre) e 2000 MPa (trefoli).
si possono avere diversi casi

→ pretensione

→ posttensione

→ precompressione esterna

VANTAGGI → si possono usare acciai ad elevato limite di snervamento

→ il comportamento in esercizio è più soddisfacente, siccome si limitano fessure e ~~spost~~ deformazioni (piccoli spostamenti)

→ in genere, si impiega un minor volume di calcestruzzo e dunque c'è meno peso proprio (con vantaggi in strutture dove la massa è un problema).

→ elevata resistenza a fatica

→ meno costo x opere con luci importanti (sopra i 10 m) e carichi importanti.

SVANTAGGI → essendo spesso elementi prefabbricati, c'è il problema della movimentazione di elementi di grosse dimensioni

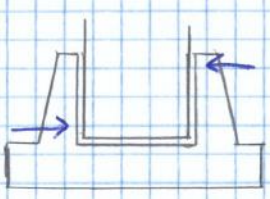
→ maggiore sensibilità dell'armatura precompressa alla corrosione.

→ luogo di getto

→ elementi gettati in opera, dove si sfrutta il vantaggio di ottenere la forma desiderata.

→ elementi gettati in stabilimento (prefabbricati):

sono spesso usati in ambito industriale, come colonne, solai, travi a doppia pendenza e piane e plinti.
Il prodotto finito ha buona qualità ma c'è la problematica legata al trasporto.

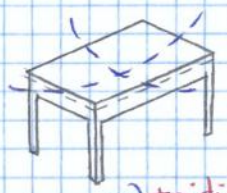


Ad es. si realizzano plinti a bicchiere, cioè plinti cavi in cui si cala il pilastro e si realizza poi un getto di compensazione (per sigillare elementi strutturali diversi) con calcestruzzo fluido espansivo (EMACO).
Se c'è un incastro al piede, il momento flettente è assorbito dalle forze orizzontali di contatto con la base.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 5 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 7 di 390

→ bidimensionale (piastre, lastre e setti)



Aggiungendo alla lastra altre 2 travi di bordo il carico si dirige nelle 4 direzioni e il comportamento è bidimensionale (2 curvature).

→ tridimensionale (comportamento spaziale)

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 7 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 9 di 390

2 Individuazione della soluzione strutturale

In genere, quando si cerca di capire come deve essere fatto un edificio x resistere alle azioni, le azioni sono divise in 2 famiglie

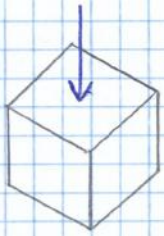
→ AZIONI VERTICALI

→ AZIONI ORIZZONTALI

I sistemi strutturali che assorbono le azioni verticali e orizzontali possono essere ~~identici~~ gli stessi (allo stesso sistema strutturale si demanda il compito di assorbire entrambe le azioni) o diversi.

→ azioni verticali (più semplici)

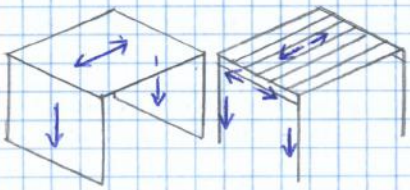
Dato un oggetto soggetto a un'azione verticale, x prenderla ci sono più possibili soluzioni



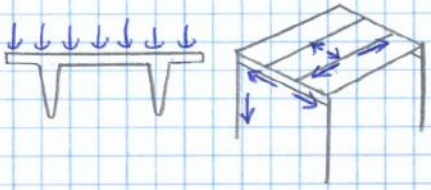
→ SOLAIO A COMPORTAMENTO MONODIMENSIONALE:

si possono avere più strutture a seconda della modalità con cui l'azione presa dall'impalcato è riportata all'esterno

→ si può fare un getto continuo dell'impalcato che poggia su due muri (questo ha deformata cilindrica)

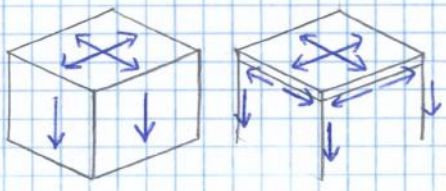


→ anziché fare un getto continuo, si inseriscono n elementi monodimensionali affiancati tra di loro.
Questi portano il carico alla trave.
Inoltre si è tolto il muro, lasciando un telaio in cui la trave passa il carico alle colonne

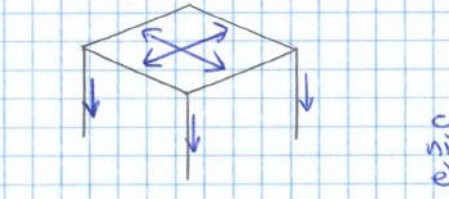


→ si usano elementi monodimensionali allargati (tegoli a T), in cui il carico verticale applicato si muove prima in direzione orizzontale x arrivare alle anime del tegolo.
Poi questo si muove verso la trave

→ SOLAIO A COMPORTAMENTO BIDIMENSIONALE



→ si fa un getto continuo con appoggi su tutti i 4 lati.
Il carico applicato si distribuisce su tutti e 4 gli appoggi



→ l'impalcato poggia ora su travi e colonne

→ l'impalcato poggia direttamente sulle colonne e non c'è trave.

così x assorbire l'azione verticale, occorre definire un sistema piano e poi capire come il carico è trasmesso alla fondazione.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 9 di 390

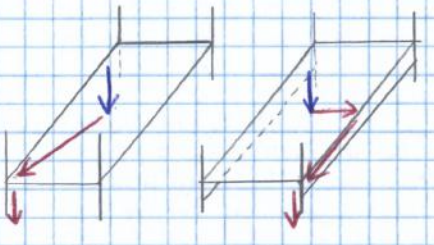
© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 11 di 390

3 Percorso dei carichi:

un elemento fondamentale x individuare la soluzione strutturale consiste nel trovare il percorso dei carichi, una volta scelta la struttura.

→ CARICHI VERTICALI: CARICHI VERTICALI NEL PIANO ORIZZONTALE

Essi sono applicati in corrispondenza dei solai, si muovano su di essi fino ad arrivare agli elementi verticali, dove i carichi sono trasmessi alle Fondazioni.

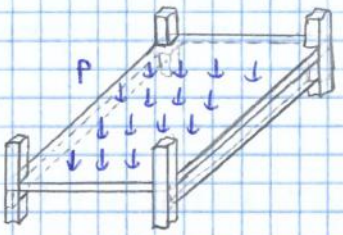


Le modalità di moto in un solaio dipendono da come è concepita la struttura

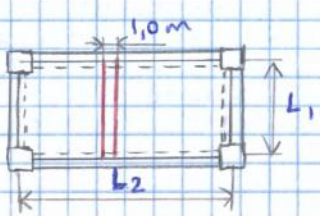
→ se bidimensionale, il carico non si muove in direzione privilegiata e si muove direttamente verso le colonne

→ se monodimensionale, il carico non si muove verso le colonne ma segue una direzione privilegiata verso le travi.
Ciò si lega al fatto che il carico si muove verso le strutture più rigide, x questione di congruenza degli spostamenti.

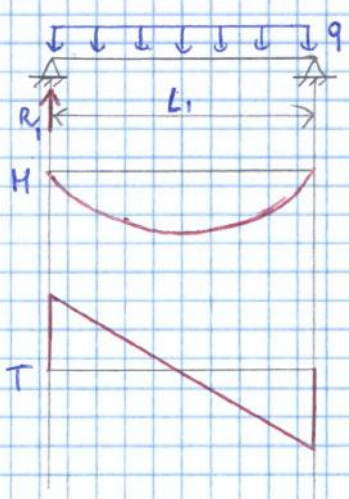
Es



Si consideri una struttura allungata in una direzione avente le colonne di vertici e che poggia su travi lungo 2 spigoli opposti.
Essa è soggetta a un carico uniformemente distribuito p.



In questo caso, si ha una struttura bidimensionale che assume comportamento monodimensionale, poiché con questo carico la deformazione è monodimensionale.
In tali condizioni, qualunque fetta di solaio è uguale a tutte le altre.
Pertanto, si isola una fetta di solaio soggetta al carico di sua competenza, con la sua sezione resistente. Si immagina che la fetta abbia larghezza unitaria.



La fetta è vincolata agli estremi dalla trave, che impedisce gli spostamenti verticali (mentre non interessano quelli orizzontali) ~~mentre~~ e non impedisce la rotazione, altrimenti la trave dovrebbe avere rigidezza torsionale infinita.

⇒ la fetta lavora sulla lunghezza L_1 come una trave semplicemente appoggiata.

Se la striscia è soggetta a un carico distribuito p, con

$$[p] = kN/m^2$$

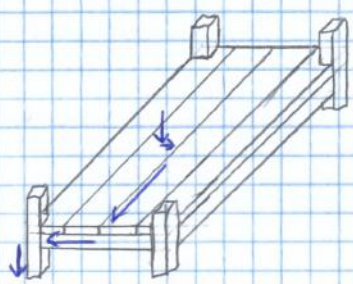
allora il carico applicato sulla fetta vale

$$q = p \cdot 1{,}0 \quad \rightarrow 1{,}0 = \text{larghezza}$$

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 11 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 13 di 390

Es



Rispetto allo schema precedente, si può aggiungere un livello strutturale, nel caso che la luce L_1 (su cui deve lavorare il soldio) sia troppo elevata.
Pertanto, invece di una sola trave in corrispondenza delle colonne, si inseriscono più travi nella direzione di L_1:

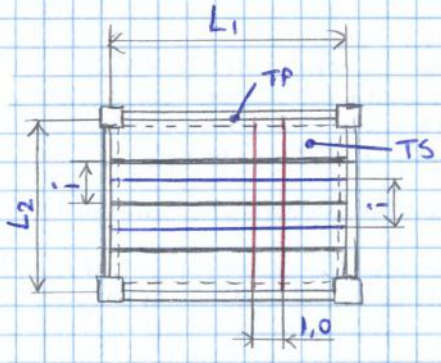
quelle in corrispondenza delle colonne sono collegate a esse;
quelle che danno sul vuoto sono collegate a un'altra trave in direzione perpendicolare (unovo livello strutturale).

Di conseguenza, la struttura si caratterizza di

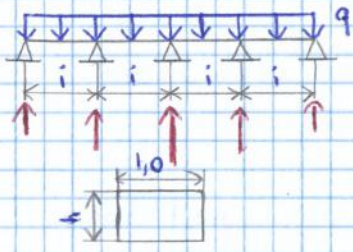
→ piastra

→ travi principali, TP, che lavorano sulla luce L_2 e sono collegate direttamente alle colonne

→ travi secondarie, con interasse i (TS)



Nell'analisi del percorso dei carichi, si parte dalla struttura più secondaria, cioè il solaio su cui è applicato direttamente il carico.
Si può notare che il carico va verso l'elemento più rigido, ossia si muove lungo la luce più corta (luce L_2). Una volta arrivato alla trave secondaria, viaggia su di essa.
Di conseguenza, nel soldio si considera una striscia di larghezza unitaria, che è uno schema a trave continua su 5 appoggi (le travi secondarie) e soggetta al carico



$$q = p \cdot 1,0$$

La sezione resistente ha dimensioni $1,0 \times h$.

OSSERVAZIONE

In presenza di carichi variabili questi devono essere disposti secondo le linee di influenza in modo da massimizzare le sollecitazioni.

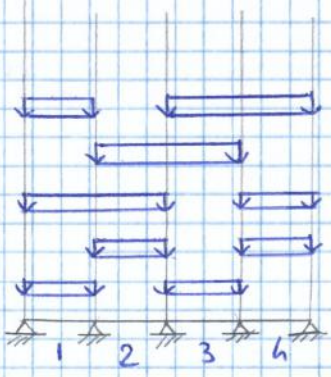
Se si ha una trave continua, un primo schema prevede una disposizione a scacchiera in cui:

→ il carico variabile è applicato nelle campate dispari

⇒ massimo momento nelle campate dispari

→ il carico variabile è applicato nelle campate pari

⇒ massimo momento nelle campate pari

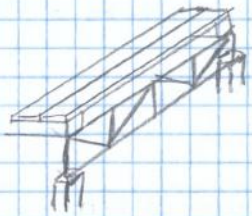


Si considera poi la condizione di carico con le prime 2 campate caricate seguite da una disposizione a scacchiera, che dà momento minimo nel II appoggio, segue la condizione in cui si caricano le campate centrali seguite dall'alternanza a scacchiera, che

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 13 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 15 di 390

Es



Uno schema alternativo può prevedere l'aggiunta di un ulteriore livello dove la trave principale trasmette un carico puntuale a una trave reticolare.

Il ragionamento è lo stesso di prima.

Questo è il modus operandi che si adotta in tutte le strutture e si basa su 2 principi

→ si parte dagli elementi secondari (quelli a cui si applica il carico) passando via via ai livelli superiori.
Questo è un metodo comodo, ma segue un'evoluzione opposta rispetto alla costruzione.

→ nel passaggio al livello superiore, le reazioni che si avevano nel livello precedente diventano carichi per il livello successivo.

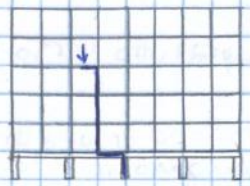
Seguendo questo approccio, si trasforma una struttura complessa in n strutture semplici e ciò consente di avere controllo su quello che si fa, cioè permette di CAPIRE COME FUNZIONA LA STRUTTURA ed evidenziare l'insorgenza di problemi.
Si potrebbe ricorrere a un modello agli elementi finiti, ma si otterrebbe un modello complicato e poco gestibile con troppi valori

↳ questo si può fare solo dopo uno schema di calcolo manuale

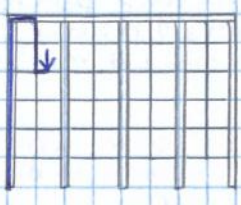
Da qui, capito il percorso strutturale, si possono calcolare tutti gli elementi strutturali che il carico incontra (piastra, travi secondarie, travi principali, colonne e fondazioni).

→ CARICHI VERTICALI: CARICHI VERTICALI NEL PIANO VERTICALE

Una volta che le forze arrivano alle colonne, queste scendono lungo esse in diversi modi x arrivare a terra, in funzione dello schema strutturale.



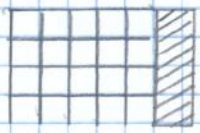
A volte si può avere un piano terra con grandi spazi e colonne distanziate, mentre ai piani superiore le colonne sono ravvicinate.
Nella parte inferiore è presente una trave di ripartizione.
In questo caso, una volta arrivato alle colonne, il carico scende fino a trovare la trave di ripartizione. Da qui, il carico si muove lungo essa fino a incontrare le colonne principali.



A volte, la trave di ripartizione può essere in alto e, in questo senso, si adotta la stessa soluzione ~~architettonica~~ architettonica con una diversa disposizione degli elementi strutturali.
Essendo la trave di ripartizione in alto, le forze non scendono più nelle colonne. Anzi, le travi sono appese, poi i carichi si muovono lungo la trave e scendono verso il basso lungo di colonne principali.
In questo modo, non si hanno più tante colonne che lavorano in compressione ma quelle secondarie sono in trazione, mentre le principali sono in

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 15 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 17 di 390



Per realizzare questo, esistono più sistemi

→ si prendono le azioni orizzontali mediante un comportamento a telaio, cioè si realizza una struttura a telaio.
Essa è adatta x azioni orizzontali non elevate

→ il telaio può essere accorpato alla parete, in modo da ottenere una struttura molto più rigida.

Gli elementi x assorbire le azioni orizzontali possono essere

→ MURI DI TAGLIO (cemento armato)

→ STRUTTURE CONTROVENTATE (acciaio)

→ TELAI (cemento armato)

4 Criteri di costruzione

Finora si sono fatte delle considerazioni su strutture esistenti.
Esistono poi dei criteri x definire la strutture, che sono assolutamente generali poichè non esiste un unico modo, ma è funzionale all'opera che si realizza.
I criteri così sono adatti a qualunque caso e spesso si provano più soluzioni, x vedere quale sia la più idonea.

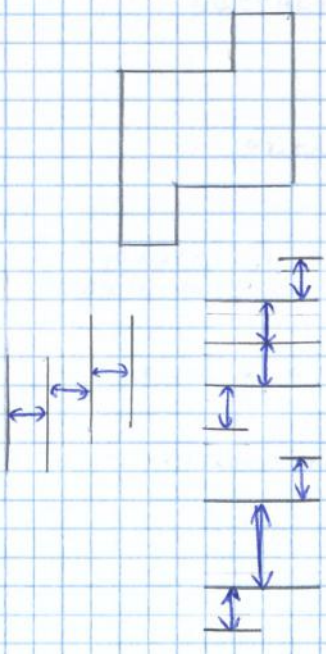
Di sicuro, quando si realizza una struttura, occorre rispondere a 3 domande.

(I) Secondo quale schema occorre inserire gli elementi verticali?
⇒ disposizione degli elementi verticali

Gli elementi verticali possono essere

→ ELEMENTI PUNTUALI (colonne)

→ ELEMENTI BIDIMENSIONALI (pareti a taglio), che possono essere erosi. Se gli spazi sono molto grandi, si arriva a un sistema a telaio.



Occorre poi pensare a come si mettono gli impalcati (cioè i piani), che possono avere un comportamento monodimensionale (one way system) o bidimensionale (two way system).

Il dato di input fondamentale x la loro disposizione è rappresentato da delle **distanze funzionali minime**, cioè delle distanze minime tra gli elementi verticali che l'opera in progetto necessita.

Assegnate le distanze minime e noto il tipo di piano, si possono adottare diverse soluzioni

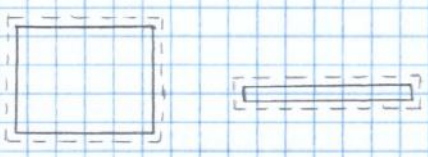
→ si usano pareti in una direzione con solai a comportamento monodimensionale nella direzione perpendicolare.
A volte, si può togliere la parete intermedia.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 17 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 19 di 390

Nella soluzione, occorre poi operare una scelta tra elementi a comportamento monodimensionale o bidimensionale.
ciò dipende essenzialmente da

→ FORMA DEL CAMPO



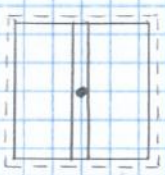
Se la forma è quadrata, si ottiene la massima efficienza con elementi a comportamento bidimensionale, ad es una lastra quadrata appoggiata su 4 lati.
Viceversa, se la forma è allungata, non c'è differenza tra appoggiare la lastra solo su 2 lati o su 4 lati.
Assumendo $L_2 > L_1$, conviene un elemento a comportamento bidimensionale se

$$\frac{L_2}{L_1} < 1,5$$

→ DIMENSIONI DEL CAMPO

I campi aventi dimensioni inferiori a 10÷12 m si possano coprire efficacemente con elementi bidimensionali.
Oltre, conviene ricorrere a elementi monodimensionali.

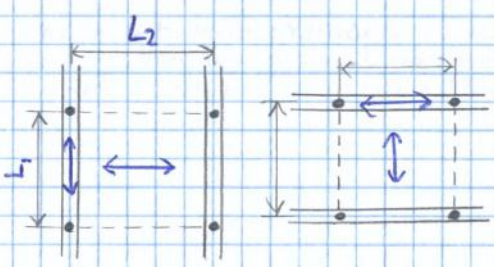
→ TIPO DI CARICO



In presenza di carichi distribuiti, sono preferibili elementi bidimensionali.
Se ci sono forze concentrate e fisse, conviene collocare in corrispondenza di esse elementi monodimensionali. Ad es. in presenza di una lastra quadrata, invece di fare grossi spessori x prendere il carico, si mette una trave fuori spessore.
Se il carico concentrato è mobile, conviene lo schema bidimensionale.

Qualora si scegliessero elementi monodimensionali, occorre stabilirne la disposizione:

la trave principale si pone sulla campata più lunga o più corta?



Date 2 luci L_1 e L_2, si dispone di elementi prefabbricati e di travi gettate in opera.
Le travi gettate in opera potrebbe essere inserite nella direzione corta con gli elementi prefabbricati nella direzione lunga o viceversa.

Per luci L_2 GRANDI, conviene disporre le travi principali nella direzione corta e avere tanti elementi secondari lunghi che sono però soggetti a piccoli carichi (essendo in tanti, si dividono il carico).

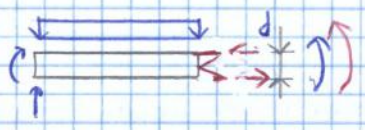
Per luci L_2 PICCOLE, meglio invertire l'orditura tra travi principali e secondarie.

Per essere sicuri, si predimensionano entrambe le soluzioni e poi si confrontano.

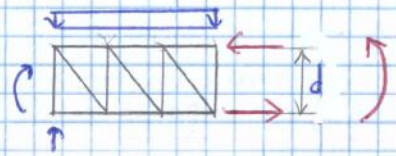
© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 19 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 21 di 390

OSSERVAZIONE: nella scelta del sistema di piani, la luce della campata ha un ruolo fondamentale perché è il fattore principale x individuare il sistema strutturale.
In genere gli elementi strutturali sono soggetti a un carico perpendicolare e dunque sono soggetti a flessione.
Per tutte le tipologie, tale sollecitazione è assorbita nello stesso modo, ossia creando delle forze di compressione e trazione all'interno della sezione

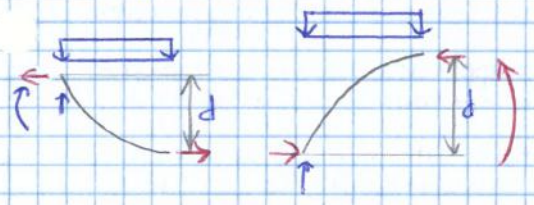


→ TRAVE: nasce una coppia interna di trazione e compressione che va a equilibrare il momento flettente



→ TRAVATURA RETICOLARE:

come prima, nascono 2 forze di trazione e compressione. Le forze però sono più lontane e dunque aumenta la coppia.
Dunque, x avere un valore di forza compatibile con la resistenza del materiale, occorre allontanare le forze interne, all'aumentare della luce della trave



→ FUNI: ci sono 2 forze orizzontali che però non sono nella stessa posizione

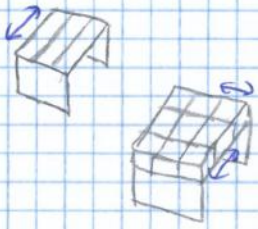
→ ARCHI: funzionano all'opposto delle funi

⇒ all'aumentare della luce, gli elementi atti ad assorbire i carichi cambiano e si cerca di allontanare la risultante delle tensioni di trazione dalla risultante delle tensioni di compressione.

Tra i diversi sistemi x assurdo, la scelta è immediata in presenza di grandi luci, poiché ci sono poche possibilità. Viceversa, x pochi metri di luce, ci sono tante soluzioni e la scelta è complicata.
La soluzione più adatta si trova solo sviluppando le alternative e scegliendo in base alla struttura, ai costi e gli aspetti funzionali.

+

all'aumentare della luce, si incrementa il numero di livelli strutturali.



© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 21 di 390

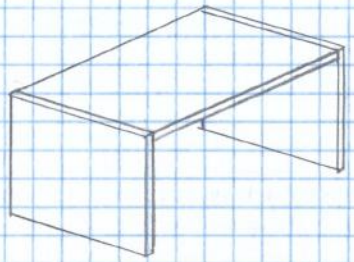
© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 23 di 390

III. Come si realizzano i piani?

Realizzazione dei solai

Esistono più soluzioni:

→ Piastra a spessore costante (più semplice)



Un solaio a comportamento monodimensionale poggia su 2 pareti di appoggio.
La piastra è a spessore costante.

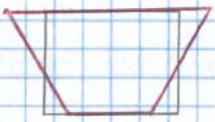
PROPRIETÀ

→ i casseri (elementi x contenere il calcestruzzo fluido) molto semplici, con tavole in legno affiancati sono

→ va bene x luci contenute; x luci grandi lo spessore e dunque il peso proprio diventano eccessivi

→ la struttura presenta un comportamento monodimensionale perchè lavora x strisce perpendicolari alle pareti, x cui l'armatura disposta è perpendicolare alle pareti.
In realtà la struttura è bidimensionale e, con la sola armatura principale, si svilupperebbero nel tempo delle fessure parallele all'armatura. Il solaio sta in piedi, ma le fessure lo dividono in fette indipendenti che corrispondono a quelle con cui si è calcolato il solaio (tengono perchè sono state calcolate).
Del resto, se lo stato deformativo è piano, non lo è lo stato tensionale (si è assunto piano x semplicità) ed esiste una tensione nell'altra direzione.
In particolare, la sezione vorrebbe deformarsi trasversalmente ma è ostacolata da quelle adiacenti. Nasce così una tensione trasversale che è ignorata nel calcolo.
In realtà tale tensione esiste e si tiene conto in modo indiretto, disponendo l'armatura secondaria:

x convenzione, essa ha dimensione pari al 25% della dimensione dell'armatura principale ma, in genere, il ferro fuori calcolo è dettato dall'esperienza o da criteri

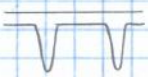


anche se la struttura ha comportamento monodimensionale, si posiziona sempre l'armatura in 2 direzioni

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 23 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 25 di 390

→ Pan joist system



È un'alternativa che consente di semplificare la realizzazione:

il cassero, anziché seguire la forma della nervatura, è mantenuto a livello più basso, facendo un semplice cassero piano.
Sopra il cassero si posizionano poi degli ALLEGGERIMENTI in acciaio o vetroresina, cioè zone x creare dei vuoti.
In seguito, si getta e si riempiono le zone comprese tra i vuoti. Dunque si scassera e si rimuovono gli alleggerimenti, che sono elementi modulari riutilizzabili in dimensioni standard.
In questo modo, si ottiene una struttura nervata.

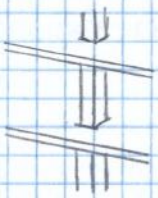
PROPRIETÀ → si possono creare travi trasversali più importanti della singola costola semplicemente eliminando una fila di alleggerimenti (si riempie tutto)

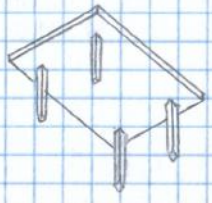
→ si possono creare travi di collegamento semplicemente distanziando in maniera opportuna gli elementi di alleggerimento

→ si calcolano come singole travi a T affiancate (come quelle piastre nervate)

→ soluzione valida x LUCI IMPORTANTI e CARICHI PESANTI

→ Piastra a spessore costante appoggiata alle colonne

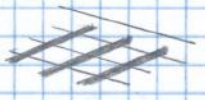




Dal punto di vista della realizzazione, è simile alla piastra a spessore costante.
Ora però non c'è più appoggio su muri (vincolo lineare) ma in pochi punti, x cui il comportamento è bidimensionale.

PROPRIETÀ

→ soluzione valida x PICCOLE LUCI e CARICHI LIMITATI (civile abitazione)



→ il sistema non consente di trasferire un momento significativo alle colonne, x cui occorrono pareti controventi x resistere alle azioni orizzontali;

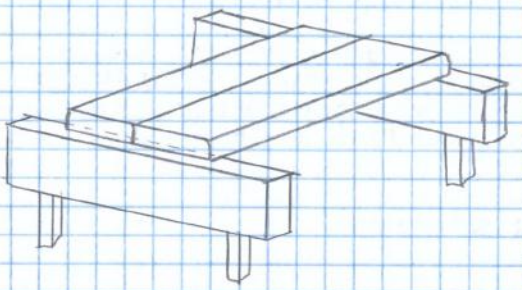
→ lo spessore contenuto rende sensibile la struttura al punzonamento

è un meccanismo di rottura che si ha in presenza di carico concentrato sulla lastra e, in questo caso, si apre una superficie conica in tutte le direzioni e si stacca una porzione limitata.
In questo caso, la forza concentrata è trasmessa dai pilastri.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 25 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 27 di 390

→ Hollow core



Essi sono elementi estrusi ottenuti mediante macchine vibrofinitrici che, avanzando, fanno venire fuori degli elementi modulari. Questi presentano degli alleggerimenti, in modo da risparmiare materiale e peso, rimuovendo il materiale che non lavora.

Gli elementi vengono appoggiati su un telaio piano affiancati uno a uno.
Sopra si realizza poi un getto in opera di collegamento dello spessore di 5 ÷ 10 cm in funzione della luce.
Il calcestruzzo si infiltra nei lati e realizza delle chiavi di taglio che fanno sì che ci sia collaborazione di carico (si realizza un piano rigido in cui gli spostamenti sono gli stessi).

Gli elementi poi lavorano, a seconda delle armature, con un certo schema statico

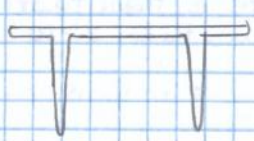
→ schema con semplice appoggio

→ si può anche far lavorare con continuità una, in questo caso, la realizzazione è più complicata.

Per ripristinare la continuità strutturale, allora, una soluzione semplice può essere il realizzare un comportamento a diaframma facendo un getto continuo (da un diaframma rigido).

PROPRIETÀ → soluzione valida x CARICHI LIMITATI (civile abitazione)

→ Channels & Double Tees



Essi sono elementi a TT di altezza variabile tra 35 e 100 cm e di diverse tipologie, in funzione di larghezza e nervatura.
Spesso la larghezza vale 250 cm, siccome questa è la massima larghezza trasportabile (pari alla larghezza del camion).
Se il solaio non fosse un multiplo di 2,50, occorrerebbero elementi particolari x completare lo spazio. Spesso si taglia la trave o si crea una sponda (mediante getto) x occupare tale porzione.

In seguito, in opera si realizza un getto di completamento.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 27 di 390

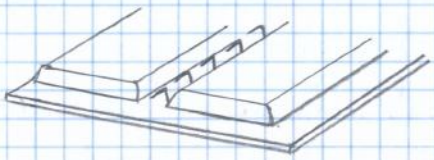
© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 29 di 390

→esigenze funzionali

PROPRIETÀ → in corrispondenza delle nervature c'è un ponte termico, in cui si muove il calore che si porta dietro l'umidità

→ a volte si può realizzare un sistema di tipo waffle slab con le pignatte, in modo che le nervature siano perpendicolari tra di loro.

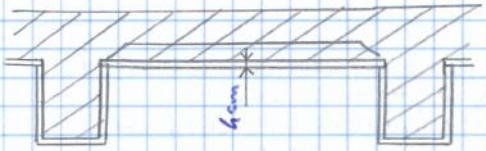
→ predalles

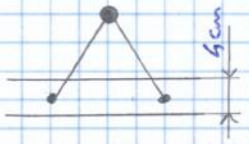


È un'altra soluzione tipica, usata anche in Italia, e presenta delle lastre prefabbricate in calcestruzzo tralicciate che formano dei cassari a perdere. La larghezza tipo è 1,20 m o 2,40 m. Guardando in sezione, si notano degli elementi di alleggerimento a perdere ad es. in polistirolo.

Rispetto alle altre soluzioni, la lastra in calcestruzzo fa da cassero e si ottiene così una struttura autoportante che non necessita di puntelli e banchinaggi su cui poggiare.

In questo caso, x realizzare il solaio, si crea un cassero puntellato da sotto, nel quale si realizzerà la trave.
Al bordo del cassero si poggia la predalles.
Siccome è poco spessa (in genere 4 cm) e su di essa si realizzerà un getto di calcestruzzo e dovrà poi portare i carichi, essa non può stare in piedi con quella luce.
Pertanto, la si rinforza annegando in essa un traliccio, ossia un reticolare in acciaio con barre.
Esso si costituisce di 3 fili e fa sì che la predalles sia portante lungo la luce





→ il filo superiore è libero e più grande (ø = 10-12 mm)

→ 2 fili inferiori più piccoli sono annegati nella luce.

I fili sono collegati da ulteriore ferro.

Siccome la struttura non dovrà essere piena, sopra la lastra prefabbricata si incollano degli elementi che realizzano i vuoti.
Quando poi si fa il getto, si ottiene un insieme di sezioni a T affiancate che lavorano in una certa direzione e lungo esse ci sono dei tralicci.

PROPRIETÀ: tralicci

Fondamentalmente, i tralicci servono solo nella fase di costruzione x portare il peso del calcestruzzo fluido (durante la costruzione, il calcestruzzo è solo un peso e non porta resistenza).
Il ferro può però anche essere usato nelle fasi successive, visto che è comunque presente.
La sua utilizzabilità però dipende dallo SPESSORE DEL COPRIFERRO:

il calcestruzzo protegge le barre di armatura dalla corrosione ed è tanto più efficiente quanto lo spessore è maggiore

⇒ se la predalles è sufficientemente spessa, si può considerare il traliccio come un ferro resistente nella struttura.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 29 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 31 di 390

SCHEMI RIASSUNTIVI DI UTILIZZO

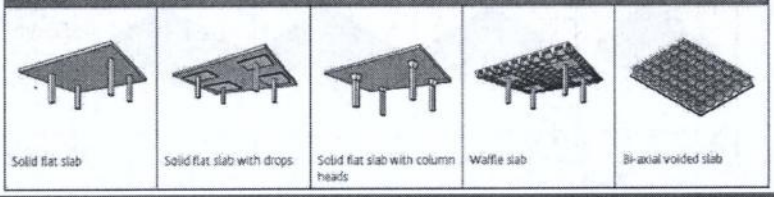
Concrete option	Span range				Speed of construction	Economy	Ease of service distribution	Minimises storey height	Flexibility for partitions	Suitability for holes	Punching shear capacity	Deflection control	Minimises self-weight	Soffit can be exposed	Suitable for open plan space	Diaphragm action of floor	Inherent robustness of frame	Off-site construction
	Reinforced or prestressed conc.		Post-tensioned concrete															
	Min	Max	Min	Max														
Flat slabs																		
Solid flat slab (Continuity improves economy)	4	10	7	13	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	O	O	O	O	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✗
Solid flat slab with drops	4	12	7	14	✓	✓	✓	✓	✓✓	O	✓	✓	✓	O	✓✓	✓✓	✓✓	✗
Solid flat slab with column heads (Forming column head disrupts cycle times and interferes with holes adjacent to columns)	4	10	7	13	✓	✓	✓	✓✓	✓✓	O	✓	O	O	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✗
Waffle slab	9	12	9	14	O	O	✓✓	✓	O	✓	✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✗
Bi-axial voided slab (Can be used with in-situ or with precast soffit slab, which would act as permanent formwork)	4	14	7	16	✓✓	✓	✓✓	✓✓	✓✓	O	O	O	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	O

Key

✓✓ Excellent
✓ Good
O Can be used, but may require further consideration
✗ Not applicable or not appropriate

a Requires 100 'tunnels' for maximum economy. Special curing methods required to obtain early age concrete strengths
b Tempory props required

Flat slabs



Solid flat slab | Solid flat slab with drops | Solid flat slab with column heads | Waffle slab | Bi-axial voided slab

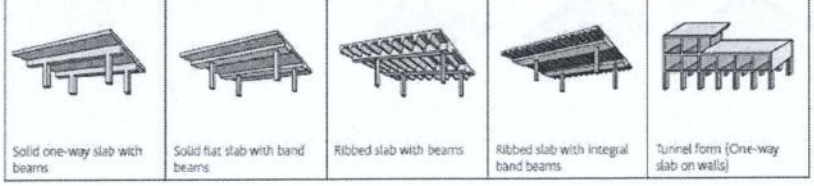
Concrete option	Span range				Speed of construction	Economy	Ease of service distribution	Minimises storey height	Flexibility for partitions	Suitability for holes	Punching shear capacity	Deflection control	Minimises self-weight	Soffit can be exposed	Suitable for open plan space	Diaphragm action of floor	Inherent robustness of frame	Off-site construction
	Reinforced or prestressed conc.		Post-tensioned concrete															
	Min	Max	Min	Max														
One-way slabs																		
Solid one-way slab with beams	4	12	6	14	✓	O	O	O	O	✓✓	✗	✓✓	✓✓	O	✓✓	✓✓	✓✓	✗
Solid slab with band beams	7	12	7	13	✓✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	O	✓✓	✓✓	✓✓	✗
Ribbed slab with beams	7	11	8	12	O	O	✓	✓	O	✓	✗	✓✓	✓✓	✓	✓✓	✓✓	✓✓	✗
Ribbed slab with integral band beams	6	11	8	12	O	✓	✓✓	✓	O	✓	✓	✓	✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✗
Tunnel form (One-way slab on walls) [a]	4	10	✗	✗	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✗	✓✓	✗	✓✓	✓✓	✓✓	✗	✓✓	✓✓	✗

Key

✓✓ Excellent
✓ Good
O Can be used, but may require further consideration
✗ Not applicable or not appropriate

a Requires 100 'tunnels' for maximum economy. Special curing methods required to obtain early age concrete strengths
b Tempory props required

One-way slabs



Solid one-way slab with beams | Solid flat slab with band beams | Ribbed slab with beams | Ribbed slab with integral band beams | Tunnel form (One-way slab on walls)

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 31 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 33 di 390

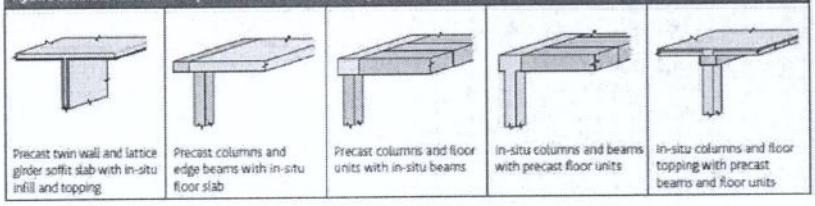
Concrete option	Span range				Speed of construction	Economy	Ease of service distribution	Minimises storey height	Flexibility for partitions	Suitability for holes	Punching shear capacity	Deflection control	Minimises self-weight	Soffit can be exposed	Suitable for open plan space	Diaphragm action of floor	Inherent robustness of frame	Off-site construction
	Reinforced or prestressed conc.		Post-tensioned concrete															
	Min	Max	Min	Max														
Hybrid concrete construction (combination of in-situ and precast concrete)																		
Precast twin wall and lattic girder soffit slab with in-situ infill and topping	4	7.5	✗	✗	✓✓	✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓	✗	✓✓	✓	✓✓	✗	✓✓	✓✓	✓
Precast columns and edge beams with in-situ floor slab	4	10	6	12	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓	O	✓	O	✓	✓✓	✓✓	O	✓
Precast columns and floor units with in-situ beams [b]	4	14	✗	✗	✓✓	✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓	✗	✓	✓✓	O	✓✓	✓	✓	✓✓
In-situ columns and beams with precast floor units [b]	4	14	✗	✗	✓✓	✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓	✗	✓	✓✓	O	O	✓	✓	✓✓
In-situ columns and floor topping with precast beams and floor units	4	7.5	✗	✗	✓✓	✓	O	O	✓	✓	✗	✓✓	✓✓	O	O	✓	✓	✓

Key

✓✓ Excellent
✓ Good
O Can be used, but may require further consideration
✗ Not applicable or not appropriate

a Requires 100 'tunnels' for maximum economy. Special curing methods required to obtain early age concrete strengths
b Tempory props required

Hybrid concrete construction (Combination of in-situ and precast concrete)



Precast twin wall and lattice girder soffit slab with in-situ infill and topping | Precast columns and edge beams with in-situ floor slab | Precast columns and floor units with in-situ beams | In-situ columns and beams with precast floor units | In-situ columns and floor topping with precast beams and floor units

PRE-DIMENSIONAMENTO

Beams

Condition	Span-to-depth ratio
Simply supported	15 (20)
End-bay	17 (25)
Cantilever	6 (8)
Campata intermedia di trave continua	20 (30)

One-way spanning slabs (tabella valida per 4m ≤ L ≤ 10m)

Imposed load, Q_k (kN/m²)	Single span	Multiple span	Cantilever
2.5	27	32	10
5.0	25	30	9
7.5	24	28	8
10.0	23	27	7

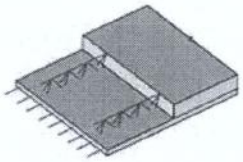
Two-way spanning slabs (4m ≤ L ≤ 10m)

Imposed load, Q_k (kN/m²)	1:1 panel		2:1 panel (based on shorter span)	
	Single span	Multiple span	Single span	Multiple span
2.5	34	39	30	34
5.0	32	37	28	32
7.5	30	35	26	30
10.0	28	34	25	29

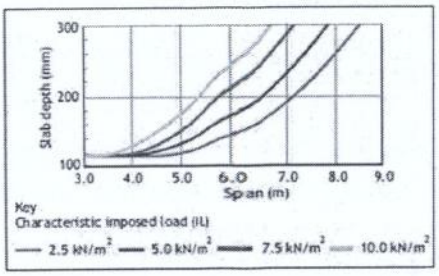
© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 33 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 35 di 390

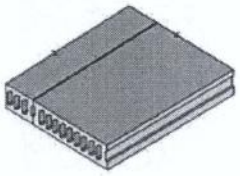
Composite lattice girder slabs



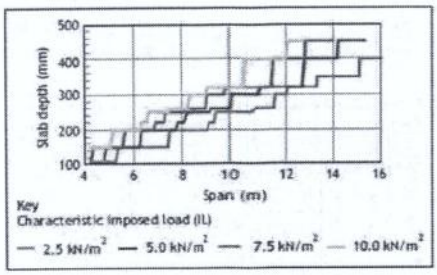
Notes
1 Depth includes topping
2 Props required at mid-point



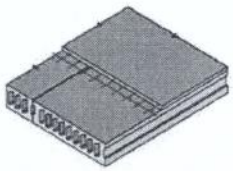
Precast hollowcore slabs

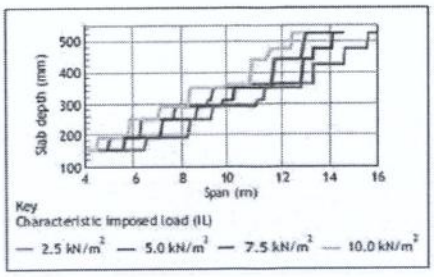


Note
Depth excludes topping

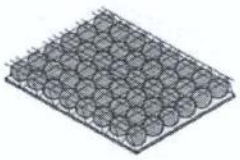


Composite hollowcore slabs

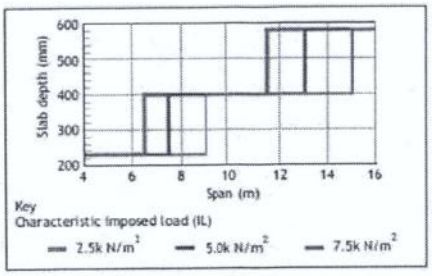




Voided slabs



Notes
1 Depth includes topping
2 Props required



© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 35 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 37 di 390

Predimensionamento degli elementi strutturali

1 Si sa che il predimensionamento è importante nelle strutture in cemento armato, poiché il peso proprio ha ruolo importante nei carichi.

2 In mancanza di esperienza, occorre fissare dei CRITERI:

un criterio di dimensionamento univocamente accettato x le strutture in cemento armato si basa sul rapporto di snellezza, cioè il rapporto luce dell'elemento strutturale - altezza dell'elemento strutturale.

$$\lambda = \frac{\ell}{h}$$

Infatti, nota la snellezza e assegnata la luce, si può stabilire subito l'altezza.

Esistono tante soluzioni utili x il predimensionamento, con vantaggi e svantaggi, i cui valori non sono assoluti ma utili.
Del resto, non esiste un'unica soluzione perché si ottiene la stessa resistenza con

→ snellezza superiore e minore armatura

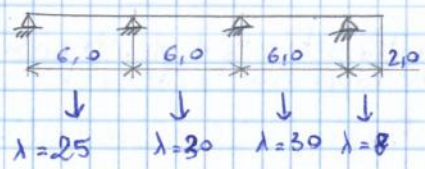
→ snellezza inferiore e maggiore armatura.

Detto ciò, si valutano i diversi casi strutturali

(I) Trave: il rapporto di snellezza di riferimento (valore iniziale che al termine dei calcoli può essere modificato oppure no) dipende dallo schema statico

Semplice appoggio	$\lambda = 15 \div 20$
Campata terminale di una trave continua	$\lambda = 17 \div 25$
Campata intermedia di una trave continua	$\lambda = 20 \div 30$
Sbalzi	$\lambda = 6 \div 8$

Es



Si consideri una trave avente un certo schema statico.
In essa si riconoscono 3 situazioni

(a) Campata terminale di una trave continua in cui, considerando il massimo, si ha $\lambda = 25$

(b) Campata intermedia di una trave continua con $\lambda = 30$ (di cui estremi ha momento negativo e non nullo)

(c) Sbalzo con $\lambda = 8$

In base alle luci, si ottengono i seguenti valori di altezza

(a) $h = 24$ cm

(b) $h = 20$ cm

(c) $h = 25$ cm

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 37 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 39 di 390

(V) Colonne

Il meccanismo è lo stesso, ma ora ci sono più variabili perchè si aggiunge anche la quantità di armatura.

Ragionando x telai a nodi fissi e colonne corte (in cui sono trascurabili gli effetti del secondo ordine), i valori sono definiti x

→ colonne centrali

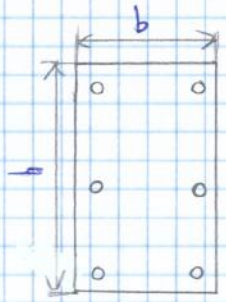
→ colonne di bordo → si portano aree diverse e diversi momenti flettenti sulle colonne

→ colonne di spigolo

Le tabelle sono distinte in funzione di

→ CLASSE DI RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO

→ PERCENTUALE LONGITUDINALE DI ARMATURA:



dato un pilastro rettangolare di dimensioni b x h e armato con un certo numero di barre di armatura, se si indicano con A_s l'area delle armature e con A_c l'area del calcestruzzo, la percentuale di armatura si definisce come

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

Tipicamente, il calcestruzzo è armato con una quantità di 1 ÷ 2 % di armature. Se il costo è piccolo, si va sotto il 1% ; x alleggerire si può superare il 1 % ma aumentano i costi.

La scelta della snellezza si opera in base ai carichi ultimi (sono noti gli sforzi normali che ricadono sulle colonne in ogni piano) e alla percentuale di armatura.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 39 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 41 di 390

Secondo le norme europee e italiane, l'analisi strutturale del cemento armato si esegue attraverso 4 modalità

→ calcolo elastico lineare
→ calcolo elastico lineare con redistribuzione
→ calcolo elasto-plastico
→ calcolo non lineare

} modi non lineari con diversi gradi di complicazione

Nel calcolo delle sollecitazioni, si ignorano i modelli non lineari (intervengono solo nella resistenza) e si usa solo il modo elastico lineare.

Del resto, tutti i metodi di calcolo non lineare non sono metodi di progetto ma METODI DI VERIFICA. Infatti, x fare un'analisi non lineare, non solo occorrono le dimensioni del pilastro o della trave ma anche esattamente quali armature si inseriscono. Solo da lì si può avviare l'analisi non lineare.

⇒ l'analisi non lineare è uno strumento di verifica x vedere se la struttura funziona bene

Al più, si può fare il progetto con un calcolo elastico lineare ed eventualmente raffinare i calcoli con un'analisi non lineare.
Più tipicamente, l'analisi non lineare si usa con strutture esistenti x giustificarne o meno la demolizione.

Inoltre, con l'analisi lineare vale il principio di sovrapposizione degli effetti che fa sì che la combinazione delle azioni equivalga alla combinazione delle sollecitazioni.
Così, moltiplicare il peso x γ_G equivale a moltiplicare le sollecitazioni indotte dal peso x γ_G, siccome si analizza in un modello lineare.

In tal modo, con l'analisi lineare si ottengono le sollecitazioni che sono usate sia x lo SLE che lo SLU.
In particolare, le verifiche fatte confrontano resistenze e sollecitazioni.

$$R \geq S$$

Più nel dettaglio, nella valutazione delle sollecitazioni si fanno delle assunzioni semplificative

→ SEZIONE NON FESSURATA
→ LEGGE COSTITUTIVA LINEARE
→ si usa il valor medio del modulo elastico del calcestruzzo

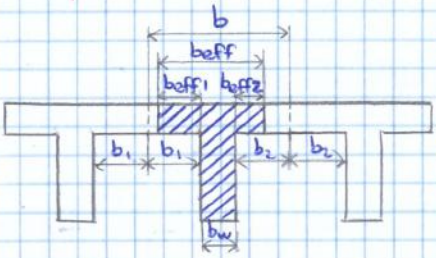
Da qui, con gli strumenti della Scienza delle Costruzioni, dalle azioni si definiscono le sollecitazioni.
Note le sollecitazioni, si definiscono le combinazioni di carico

→ COMBINAZIONE FONDAMENTALE
→ combinazioni relative allo SLE → azioni caratteristiche
→ azioni frequenti
→ azioni quasi permanenti

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 41 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 43 di 390

→ piastra nervata



In una piastra avente elementi in sporgenza rispetto al piano di calpestio (cui si applica il carico), si trova una porzione di soletta che collabora con ciascuna nervatura nell'assorbimento degli sforzi.
La porzione di soletta collaborante si dice larghezza efficace b_{eff}.

⇒ la sezione resistente è una SEZIONE A T costituita da nervatura e porzione di soletta

La larghezza efficace si calcola a partire da dati geometrici di base e dati strutturali

$$b_{eff} = b_w + \sum b_{eff,i}$$

b_w = larghezza dell'anima

$b_{eff,i}$ = semilarghezza efficace, che vale

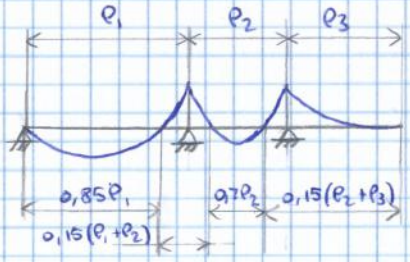
$$\begin{cases} b_{eff,i} = 0,2\,b_i + 0,1\,\ell_0 \leq 0,2\,\ell_0 \\ b_{eff,i} \leq b_i \end{cases}$$

b_i = larghezza disponibile dal lato i (metà della luce netta o, meglio, semidistanza tra i fili interni della nervatura).
Il termine $b_{eff,i}$ parte dal 20% di b_i e non può superare b_i, altrimenti si darebbe un pezzo che collabora con 2 anime.

ℓ_0 = distanza tra i punti a momento nullo.
Infatti la sezione appartiene a una trave avente un certo schema statico e caricata in un certo modo e, dal diagramma di momento, si determina ℓ_0.

⇒ in linea di principio, LA LUNGHEZZA EFFICACE DIPENDE DALLE CONDIZIONI DI CARICO.

Infatti, se la lunghezza ℓ_0 varia lungo lo sviluppo della trave, allora la lunghezza efficace ℓ_{eff} varia lungo la trave.
Si trova così una trave a T avente sezione resistente che varia di zona in zona.



In realtà, siccome intervengono carichi variabili, non è semplice individuare i punti a momento nullo.
Esiste dunque un metodo approssimato che fornisce il valore di ℓ_0 nelle diverse campate di una struttura tipo, che ha

→ luce dello sbalzo, se esiste, non inferiore a metà della luce adiacente (lo sbalzo non è troppo importante)

$$\ell_3 < \frac{1}{2}\ell_2$$

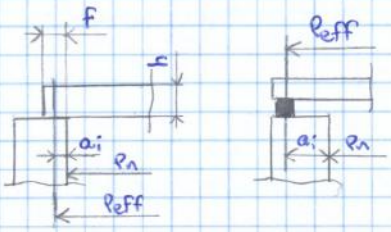
→ il rapporto tra luci adiacenti è compreso tra $2/3$ e $3/2$, cioè le luci sono simili

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 43 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 45 di 390

3 Lunghezza efficace di travi e pilastri

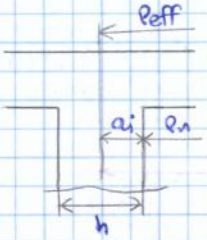
Il problema della lunghezza di travi e pilastri è importante poiché i vincoli non sono vincoli teorici.



Ad es., l'intersezione trave-colonna non è un punto ma in realtà ha un'area.
C'è dunque il problema di dove collocare il nodo in tale area.

La lunghezza efficace si calcola come

$$\ell_{eff} = \ell_n + a_1 + a_2$$



ℓ_n = lunghezza netta, valutata tra i fili interni degli appoggi

a_i = termine aggiuntivo x l'appoggio a sinistra o destra, pari a

$$a_i = \min\left(\frac{h}{2}; \frac{t_i}{2}\right)$$

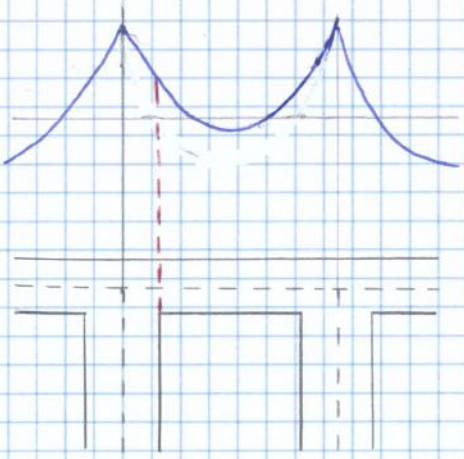
h = spessore della trave

t_i = lunghezza dell'appoggio x elementi non continui (non c'è un unico getto);
lunghezza totale dell'elemento che dà l'appoggio x elementi continui

Per semplicità, si assume che il nodo coincida con l'intersezione tra gli assi delle travi e delle colonne e dunque la luce della trave sia pari alla distanza tra gli assi delle colonne.
Ovviamente, si varia il risultato di qualche cm ma almeno si semplifica.

In questi schemi, inoltre, esiste una serie di situazioni in cui si possono ridurre le sollecitazioni

→ TRAVI MONOLITICHE NEGLI APPOGGI



Si consideri una trave collegata alle colonne.
Si è visto che il nodo coincide con l'intersezione degli assi e su questo si traccia il diagramma delle sollecitazioni.
Siccome c'è una colonna, il momento continua senza variare tra prima e dopo la colonna.

Nel calcolo della trave, si può non prendere il momento massimo al centro dell'asse ma riferirsi al MOMENTO CALCOLATO A FILO DELLA COLONNA.
Siccome ci si sposta dal picco, si ottiene un momento più piccolo.
È richiesto che però quel momento non sia inferiore al 65% del momento che si ottiene nello schema di incastro perfetto.

Tipicamente, si ottiene una riduzione del 5÷6% e dunque non conviene tanto questo passaggio.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 45 di 390

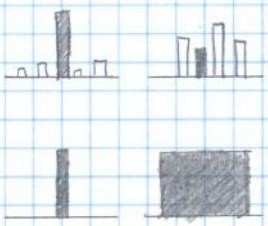
© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 47 di 390

4 Edifici alti

DEFINIZIONE: cos'è un edificio alto?

Il Council of Tall Buildings ha definito diverse "fonti di altezza"

→ CONTESTO:



l'edificio può avere avere un'altezza molto superiore rispetto agli altri, tenendo conto che così l'azione del vento non è schermata

→ PROPORZIONE:

ci si basa sul rapporto base - altezza x definire se un edificio è alto, poiché insorgono problemi diversi

→ TECNOLOGIE ALL'INTERNO DELL'EDIFICIO (funzionalità):

un edificio alto presenta determinate tecnologie (es. movimentazione verticale di persone) diverse da quelle presenti negli edifici normali.

In generale, si definisce come edifico alto un edificio in cui l'altezza determina aspetti di comportamento strutturale e non e/o problemi progettuali e costruttivi che negli edifici ordinari non intervengono o sono in genere trascurabili.

Ad es, nelle strutture in cemento armato, gli effetti del II ordine sono trascurabili se controventate. oltre una certa altezza, tali effetti sono più importanti.

Tipicamente, si parla di

→ edificio alto	$h > 100$ m
→ edificio super-alto	$h > 300$ m
→ edificio mega-alto	$h > 600$ m

COSTRUZIONE: in genere, gli edifici alti sono realizzati in

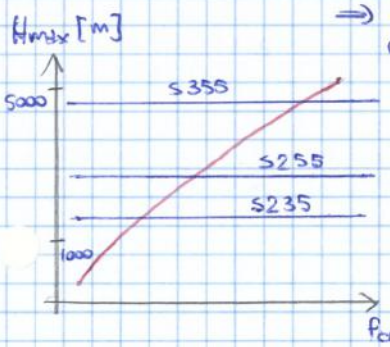
→ acciaio (dominò fino al 1980 - oggi è solo x il 20%)

→ calcestruzzo

→ compositi acciaio - calcestruzzo

Gli ultimi 2 materiali si sono imposti perché si sono sviluppate tecnologie importanti che hanno permesso di ottenere calcestruzzi a elevata resistenza senza troppe difficoltà

⇒ il calcestruzzo è diventato paragonabile in termini di resistenza con l'acciaio



Si consideri ad es. l'altezza H_{max} di colonna che può determinare rottura, immaginando che la rottura avvenga solo x peso proprio, x cui

$$H_{max} = \frac{f_{cd}}{\gamma} \qquad \gamma = \text{peso specifico}$$

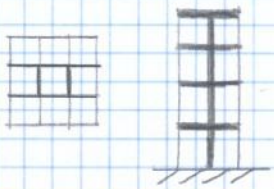
© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 47 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 49 di 390

→ TELAIO 3D:

è lo schema più semplice il calcestruzzo e si può usare fino a 20 piani (escludendo azioni sismiche).
Oltre, si usano pareti a taglio

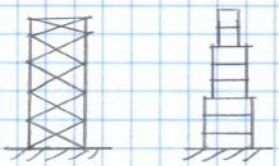
→ STRUTTURA A NUCLEO:



essa presenta degli outriggers, cioè strutture molto rigide usate in un numero di piani crescente, in modo da usare efficacemente le colonne laterali. Infatti, quando il nucleo si inflette x le azioni laterali, le fibre vanno in trazione.
Se al nucleo si aggiunge una traversa infinitamente rigida, nell'inflessione le colonne d'acciaio vanno in trazione e limitano gli spostamenti.

⇒ grazie all'irrigidimento, il momento si riduce

→ strutture periferiche:



la maggioranza del sistema strutturale che resiste alle azioni laterali è lungo la periferia.
Però, portare la resistenza alla periferia dell'edificio è più complicato.

5 Edifici industriali:

sono edifici che presentano caratteristiche particolari

→ in genere sono edifici monopiano, in cui si realizza semplicemente una copertura

→ diventa importante ciò che si fa dentro, ossia la struttura è in subordine rispetto alle attività che si svolgono al suo interno.
In particolare, nel progetto strutturale, occorre tenere conto del plant layout, che indica la presenza di macchinari, uffici, zone di servizio, vie di corsa x mezzi di trasporto sopraelevati, eventuale presenza di carichi appesi, eventuale presenza di banchine di carico e scarico (c'è materiale che entra ed esce e ciò condiziona le chiusure laterali e i sistemi di controvento), carichi su pavimento

+

possibilità di futuri ampliamenti (bisogna prevedere che lo stabilimento si amplierà)

PROGETTAZIONE

La prima cosa da fare quando si definisce la struttura di un edificio industriale è definire

→ maglia = distanziamento delle colonne nelle 2 direzioni perpendicolari (spaziatura che è mantenuta nello sviluppo)

→ altezza sotto il filo della catena = altezza limite al di sotto del filo inferiore della struttura portante della copertura (definisce lo spazio libero).

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 49 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 51 di 390

6 Edifici industriali monopiano:

Queste strutture (cioè le coperture) si devono portare

→ PESO PROPRIO

→ NEVE sulla copertura

→ eventuali carichi appesi

Fondamentalmente, queste strutture sono suddivise in funzione di:

→ TIPOLOGIA DELLA TRAVE PRINCIPALE

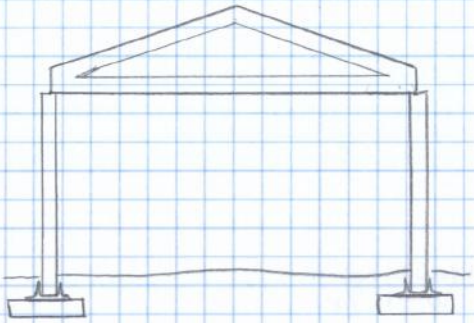
→ TIPOLOGIA DI COPERTURA, realizzata con tegoli appoggiati sulla trave principale

Infatti, la struttura si caratterizza tipicamente di colonne prefabbricate che finiscono in plinti a bicchiere prefabbricati, collegate in una direzione tramite una trave a I.
Sopra ci sono degli elementi secondari di copertura (tegoli), posizionati in direzione perpendicolare alla trave e che poggiano sulla trave.

Si nota che gli edifici industriali sono concepiti solo x azioni verticali, ma non x azioni laterali importanti come i sismi (il vento conta poco perché l'altezza è piccola).

Esistono diverse soluzioni strutturali:

→ trave a doppia pendenza (soluzione più usata)



Essa è una trave a intradosso piana ed estradosso a doppia pendenza e altezza variabile, in modo da seguire il diagramma di momento.
Infatti questa è una trave a 2 appoggi, avente massimo momento al centro, x cui si dà maggiore altezza e dunque maggiore resistenza al centro

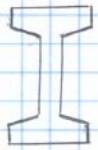
⇒ si coniugano esigenze funzionali (allontanamento delle acque) ed esigenze strutturali

La trave è precompressa e presenta una sezione a I, avente

→ BULBO INFERIORE, che è allargato x ospitare tutta l'armatura (zona tesa)

→ ANIMA, che porta il carico

→ BULBO SUPERIORE, allargato poiché serve avere del calcestruzzo compresso (occorre grande resistenza)



Le travi sono posizionate con un interasse tipico di 6 ÷ 12 m e portano luci x un range ampio, da 10 m a 50 m (vincolo di trasporto).
La luce è tarata in base all'altezza, precompressione, etc.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 51 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 53 di 390

→ travi piane ad altezza costante

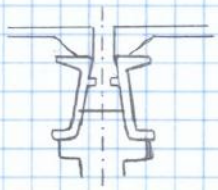
Esse sono travi a I o a H (base più ampia) prive di doppia pendenza, x cui

→ strutturalmente, non si sfrutta l'altezza variabile e dunque funziona di meno. Infatti essa si usa x luci minori

→ è più pesante (l'altezza è unica)

→ occorre concepire l'allontanamento delle acque in modo diverso (ad es conferendo una pendenza longitudinale)

A volte si può usare una trave a H realizzata in modo tale che si formi una conversa. Qui l'acqua è convogliata con un massetto di pendenza realizzato anche in calcestruzzo alleggerito non strutturale (con aggregati in argilla espansa - fa solo da materiale di riempimento x fare pendenza, con $\gamma = 10\ kN/m^3$) o strutturale ($\gamma = 18\ kN/m^3$).



La copertura si realizza con elementi secondari impermeabilizzati

→ tegoli a TT

→ tegoli con profilo alare (possono anche essere usati su travi a doppia pendenza, ma lì hanno problemi di ribaltamento)

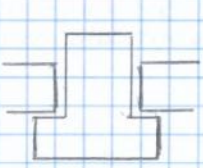
→ pannelli alveolari

→ TRAVI A Y, su cui possono poggiare dei lucernari. Però hanno problemi di collegamento, carenze nell'effetto diaframma e ridotta rigidezza torsionale poiché sottili

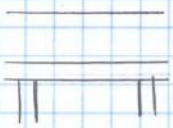
→ ELEMENTI SHED, cioè elementi prefabbricati che permettono l'illuminazione ma hanno bassa resistenza a torsione.

→ trave rovescia (soluzione molto usata)

Essa è una trave a T rovescia e funziona in modo sbagliato dal punto di vista strutturale. Infatti, in una struttura in cemento armato che lavora in semplice appoggio, occorre avere tanto materiale nella zona compressa e poco in quella tesa (qui lavora poco), in modo da ottimizzare la risposta strutturale.



Facendo una sezione, si nota che il tegolo poggia direttamente sull'ala della trave e dunque si riduce il pacchetto della struttura, poiché il tegolo sta all'interno della trave e non poggia sopra



⇒ SI RIDUCE L'ALTEZZA COMPLESSIVA DELL'OPERA

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 53 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 55 di 390

DURABILITÀ DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

1 Esso è un aspetto fondamentale, che si è però introdotto solo negli ultimi 20 anni, mentre prima non si immaginava che il cemento armato avesse problemi di durabilità.
Il grosso del problema, in questo caso, si lega alla corrosione delle armature presenti al suo interno.

2 Durabilità:

essa indica la conservazione nel tempo delle caratteristiche fisiche e meccaniche del materiale e della struttura e si parla di

→ durabilità del materiale:

essa è la capacità di durare nel tempo e a resistere alle azioni aggressive dell'ambiente in cui si trova.
Un calcestruzzo di buona qualità, se non ci sono aggressioni, migliora lentamente nel tempo a livello di modulo elastico e resistenza (crescono di un ordine del 10%), grazie al continuo processo di reazione acqua-cemento che produce sempre più cemento idratato

→ durabilità della struttura (interessa di più):

essa è la capacità di garantire il servizio per cui la struttura è progettata e la relativa sicurezza per il periodo di vita attesa.
La struttura infatti deve avere determinate caratteristiche di deformabilità, fessurazione, probabilità di insuccesso, etc. e deve mantenerle nel tempo x essere durevole.
Il tempo non è illimitato ma si progetta la struttura x una certa durata di vita attesa, relativamente a cui si definiscono azioni e resistenze.

PERIODO DI VITA ATTESA →	strutture ordinarie	50 anni
	→ strutture importanti	100 anni
	→ strutture Fondamentali (es. centrali nucleari)	200 anni

OSSERVAZIONE: la durabilità del materiale è condizione necessaria ma non sufficiente x garantire la durabilità della struttura.
Ciò è dovuto alla presenza di cause di degrado strutturale non imputabili alla bassa durabilità del materiale.

In riferimento alle strutture esistenti, esistono diverse cause di degrado x i vari casi:

→ 42% x calcestruzzo non ben confezionato
→ 22% x cattiva messa in opera
→ 12% x errori di progettazione
→ 8% x sovraccarichi non adeguati
→ 7% x fondazioni
→ 4% x incendi
→ 5% x altro

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 55 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 57 di 390

Scelta del calcestruzzo

1 Innanzitutto, il calcestruzzo è composto (se è $1\ m^3$) da

- → 300 kg di cemento
- → aggregati (quantità non univoca)
- → 150 kg di acqua
- → additivi, cioè sostanze aggiunte x variare le caratteristiche fisiche o chimiche del calcestruzzo.

Queste quantità sono definite dal preconfezionatore (che progetta la miscela), il quale necessita di alcuni dati che devono essere specificati dal progettista e riportati nella tavola progettuale

- → classe di resistenza (il confezionatore non sa la resistenza voluta)
- → classe di esposizione (il confezionatore non sa in quale ambiente si trova)
- → dimensione nominale massima degli aggregati (il confezionatore non sa la dimensione dell'elemento strutturale)
- → classe di consistenza
- → classe di contenuto di cloruri

Il confezionatore, in base a queste indicazioni e alle norme, progetta la ricetta definendo il calcestruzzo.
Il progettista poi controlla se esso è messo in opera in modo adeguato.

2 Classe di resistenza

Il calcestruzzo è un materiale avente un ampio range di resistenza e si classifica in funzione della **resistenza a compressione**.
Questa è misurata sperimentalmente su dei campioni che, a livello di norma (essa fissa le condizioni al contorno x confrontare le diverse prove), hanno diverse dimensioni

- → CILINDRO $h = 300\ mm$ $\phi = 150\ mm$
  - ⇒ si misura la **resistenza cilindrica** f_c
- → CUBO $\ell = 150\ mm$
  - ⇒ si misura la **resistenza cubica** R_c

In realtà, dal punto di vista progettuale, si usano i valori caratteristici f_{ck} e R_{ck}, ossia il frattile al 5% della distribuzione delle resistenze del calcestruzzo (il 95% dei provini supera quel valore).

La classe di resistenza del calcestruzzo si identifica dunque come

$$C\ [f_{ck}]/[R_{ck}]$$

L'Eurocodice prevede diverse classi di resistenza e, siccome in molti paesi europei ci si riferisce a f_{ck}, le classi di resistenza hanno salti di 5 in 5 nella f_{ck} (eccetto le prime).

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 57 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 59 di 390

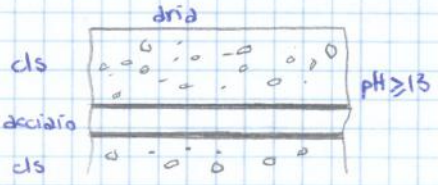
EN1992.1 - EN206

Classe di resistenza a compressione	Resistenza caratteristica cilindrica minima $f_{ck,cyl}$ N/mm²	Resistenza caratteristica cubica minima $f_{ck,cubo}$ N/mm²
C8/10	8	10
C12/15	12	15
C16/20	16	20
C20/25	20	25
C25/30	25	30
C30/37	30	37
C35/45	35	45
C40/50	40	50
C45/55	45	55
C50/60	50	60
C55/67	55	67
C60/75	60	75
C70/85	70	85
C80/95	80	95
C90/105	90	105
C100/115	100	115

NTC2008

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

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 59 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 61 di 390

Quando il pH scende a 12, lo strato passivante che si forma sulla barra può essere alterato e può causare la rottura del film protettivo. Da qui, in determinate condizioni ambientali, può avvenire corrosione.

La corrosione consiste nell'ossidazione della barra d'armatura (arrugginimento) e l'ossido occupa un volume maggiore rispetto all'acciaio originale

⇒ man mano che l'ossidazione progredisce, nascono delle pressioni verso l'esterno dovute all'aumento di volume delle barre ossidate
Tali pressioni mandano localmente in compressione il calcestruzzo e nascono delle FESSURE LONGITUDINALI PARALLELE ALLE BARRE

↳ la fessura è conseguenza della corrosione e non il motivo

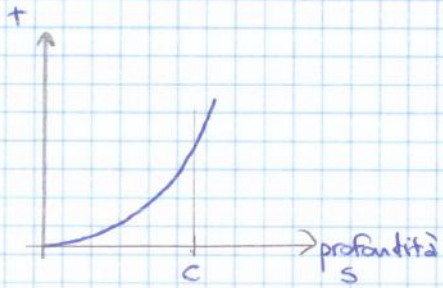
Alla lunga, avvengono rigonfiamenti e distacchi del copriferro ~~originale~~ che espongono maggiormente l'armatura e peggiorano la situazione.

Esistono 2 fattori ambientali importanti che promuovono il processo di corrosione

→ carbonatazione:

è un fenomeno chimico che varia la composizione chimica del calcestruzzo a diretto contatto con l'anidride carbonica.
Di x sè il calcestruzzo carbonatato non è meno resistente rispetto a quello normale (anzi, è più duro), ma c'è una RIDUZIONE DEL pH.
Pertanto, può avvenire la rottura del film passivante e, in presenza di altre condizioni ambientali, può determinare la corrosione

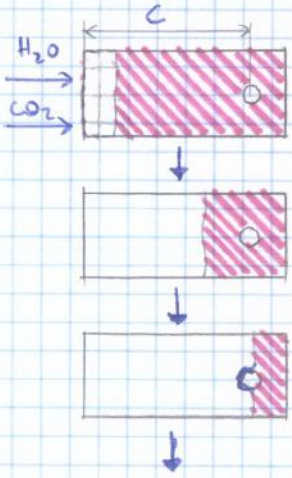
↳ la carbonatazione non crea problemi se non c'è l'armatura



Si dimostra che l'anidride carbonica penetra all'interno del calcestruzzo secondo una legge di radice

$$s = k\sqrt{t}$$

k = costante dipendente dalle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo (porosità)



Sperimentalmente, la carbonatazione si valuta con il test della fenolftaleina:

si tratta una carota di calcestruzzo con la sostanza e la zona non carbonatata assume color rosa, mentre la zona carbonatata non cambia colore.
In tal modo, si legge visivamente la zona di penetrazione.

Nella carbonatazione, l'acqua e l'anidride carbonica presenti nell'atmosfera penetrano gradualmente all'interno della struttura e si accresce la parte carbonatata.
~~Quando arriv~~

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 61 di 390

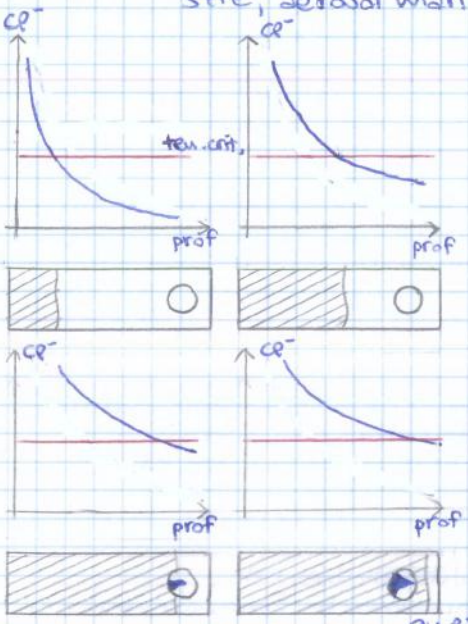
© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 63 di 390

→ cloruri:

è un altro fenomeno che rompe il film protettivo e causa la corrosione delle armature.
I cloruri sono presenti all'interno del calcestruzzo x 2 motivi

→ all'interno x via del confezionamento, poichè sono presenti in una componente (acqua, aggregati non lavati in modo da rimuovere i sali, additivi non conformi).
Il confezionamento deve garantire che non ci sia una grande quantità di cloruri.

→ PENETRAZIONE DALL'AMBIENTE ESTERNO (più tipico) poichè la struttura può essere a diretto contatto con acque marine o salmastre, aerosol marino o sali disgelanti.



La situazione è simile alla carbonatazione e si definisce un tenore critico di cloruri:

quando gli ioni cloruri sono al di sotto di tale tenore, non c'è corrosione perchè il film non è intaccato.

Quando penetrano, la zona in cui si supera il tenore aumenta sempre di più, fino ad arrivare in corrispondenza dell'armatura e innescare la corrosione.
Tra l'altro, se nella carbonatazione la corrosione è diffusa e uniforme, con i cloruri avviene una corrosione localizzata (pitting) in cui c'è un danneggiamento localizzato.
Il pericolo è maggiore poichè, se la corrosione è graduale e uniforme nella carbonatazione, ora è locale (difficile da trovare) e insidiosa.

Questa è la situazione tipica, ma se ci sono molti cloruri, la corrosione è più uniforme

Questo problema si verifica nelle zone a intermittenza (ZONA DI SPLASH)

III) Cicli di gelo-disgelo:

nel passaggio liquido-solido, l'acqua aumenta il suo volume del 9%.
I cicli di variazione di volume possono danneggiare il calcestruzzo.

Il problema è difficile da risolvere.

→ si può impedire l'ingresso d'acqua e evitare eccedenze d'acqua durante la costruzione

→ si inserisce un adeguato SISTEMA DI MICROBOLLE D'ARIA, che lascia uno spazio che sarà occupato dall'acqua quando aumenterà di volume.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 63 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 65 di 390

→ fondazioni : XC2

In realtà, le diverse strutture possono essere raggruppate

→ XD : le sottoclassi si definiscono in base all'UMIDITÀ

→ XD1 : umidità moderata

→ XD2 : bagnato

→ XD3 : bagnatura ciclica

In base alla classe di esposizione ambientale, la norma impone dei limiti in E QUANTITÀ

→ TIPO DI CEMENTO } → definiti dal confezionatore

→ RAPPORTO a/c }

→ copriferro → definito dal progettista

In generale, all'aumentare dell'intensità delle azioni ambientali, si ha

→ AUMENTO DELLA QUANTITÀ DI CEMENTO

→ MINOR RAPPORTO a/c (così il calcestruzzo è meno poroso)

→ AUMENTO DELLO SPESSORE DEL COPRIFERRO

↓

su questi parametri si agisce x aumentare la durabilità

In particolare, la norma EN206 definisce in funzione della classe di esposizione

→ massimo rapporto a/c che il confezionatore può usare

→ minima classe di resistenza:

se si usasse una classe inferiore, nascerebbero problemi contabili poiché tale miscela sarebbe bocciata e il progettista dovrebbe pagare la resistenza.
Pertanto, quando si seleziona il calcestruzzo, dalla classe di esposizione si trova la classe minima di resistenza

→ contenuto minimo di cemento

→ contenuto minimo di aria

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 65 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 67 di 390

$\Delta C_{dur,\gamma}$ = incremento legato a un contributo x la sicurezza dell'elemento (in Italia, il valore raccomandato è 0), x acciai inox (vale 0) e protezioni addizionali (vale 0)

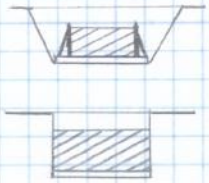
ΔC_{dev} = TOLLERANZA tipicamente compresa tra 0 e 10 mm e legata ai controlli di qualità

→ controlli sulla misura del copriferro in fase di realizzazione

$$\Delta C_{dev} = 5 \div 10 \text{ mm}$$

→ controlli di qualità con eliminazione dell'elemento, se non conforme

$$\Delta C_{dev} = 0 \div 10 \text{ mm}$$ → x gli elementi prefabbricati si parte da 5 mm



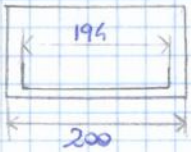
→ getti a contatto con superfici irregolari, dove la deviazione è importante (es magrone e fondazioni senza casseri o pali di fondazione).

$$\Delta C_{dev} = 40 \div 75 \text{ mm}$$

Tipicamente, il copriferro vale 20 ÷ 40 cm.

Come si assicura il copriferro?

Sui casseri si mettono dei **distanziali**, cioè elementi che staccano il ferro dalla base e danno una certa distanza da esso.



⇒ c = 30 mm

In altre situazioni, ciò è già garantito dalla lunghezza del ferro che, in progetto, tiene conto del copriferro.

4 **Errori progettuali e costruttivi:**

la durabilità non è determinata solo dall'ambiente ma anche da errori progettuali (dal progettista) e costruttivi (interessano come costruttori).

Esistono alcuni problemi tipici

→ **sistemi di raccolta acque:**

esso è un problema tipico delle strutture aventi parti esposte.
Ogni volta che si costruisce una struttura all'aperto e che è soggetta a pioggia, infatti, occorre pensare come accogliere le acque e allontanarle, tenendo poi conto che le opere strutturali preposte alla gestione dell'acqua ~~abbi~~ hanno durata di vita ben inferiore rispetto alla struttura.
Inoltre, occorre anche gestire l'allontanamento delle acque, evitando che ci sia percolazione lungo i pilastri e cercando di trattare le acque sporche prima di rilasciarle.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 67 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 69 di 390

prospetto 4.3N **Classificazione strutturale raccomandata**

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza [1) 2)]	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Note al Prospetto 4.3N

1) Si considera che la classe di resistenza e il rapporto a/c siano correlate. È possibile considerare una composizione particolare (tipo di cemento, valore del rapporto a/c, fini) con l'intento di ottenere una bassa permeabilità.
2) Il limite può essere ridotto di una classe di resistenza se si applica più del 4% di aria aggiunta.

prospetto 4.4N **Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080**

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

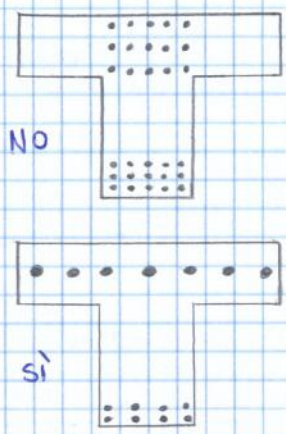
prospetto 4.5N **Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione**

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 69 di 390

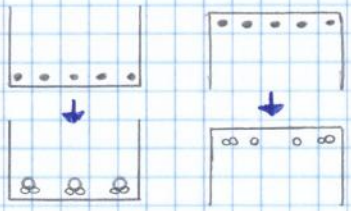
© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 71 di 390

→ disposizione delle armature



Se si addensano le armature, il sistema funziona dal punto di vista teorico ma non da quello pratico in quanto, essendo le armature troppo vicine e in numero eccessivo, il calcestruzzo non riesce a coprire l'intera sezione.
Il calcestruzzo, infatti, non scorre come l'acqua (anche nel caso che sia ben lavorabile) ma è sempre un materiale viscoso e fatica a superare determinati ostacoli e ad arrivare agli angoli.
In particolare, quando arriva al cantiere, il calcestruzzo presenta il 10% di volumetria di aria a causa del continuo rimescolamento durante il trasporto.
Questa è eliminata dopo il getto nella vibrazione del calcestruzzo, in cui si inserisce un ago in modo che il calcestruzzo occupi tutto lo spazio a disposizione e l'aria intrappolata fuoriesca (questa non è gradita perché non ha resistenza).
Perché avvenga la vibrazione, deve poter entrare nella sezione uno spillo avente diametro di 4 cm. Se l'armatura fosse distanziata a meno di 4 cm, questa impedirebbe la vibrazione.

⇒ SI DISPONE L'ARMATURA SUPERIORE IN MODO CHE PASSI IL VIBRATORE;
SI DISPONE L'ARMATURA INFERIORE IN MODO CHE SI INFILI IL CALCESTRUZZO.

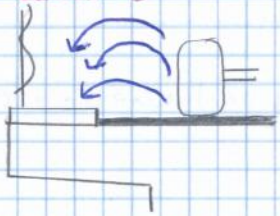


Per allontanare le barre, si cerca di creare dei GRUPPI DI BARRE DISTANZIATE sia nell'armatura inferiore che in quella superiore.
Queste saranno penalizzate x via della minore aderenza (occorre mettere più barre) ma la struttura funziona molto meglio.

→ spigoli

Questi sono elementi che, negli ambienti costruttivi, devono essere possibilmente eliminati.

→ banchina



Siccome il blocco costruttivo è impermeabilizzato, il cordolo laterale è soggetto a schizzi e si trova nella situazione peggiore (occasionalmente bagnato).
Occorre dunque utilizzare calcestruzzi a maggiori prestazioni e copriferro più alto.

⇒ accorgimenti progettuali che anticipano le problematiche

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 71 di 390

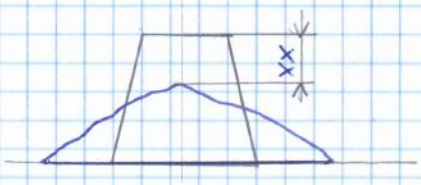
© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 73 di 390

6 Classe di consistenza:

essa è direttamente collegata alla **lavorabilità**.

Il calcestruzzo deve essere di buona qualità, sia dal punto di vista della risposta nei confronti della carbonatazione o dell'ingresso di sostanze aggressive. Per questo motivo, deve presentare un massimo rapporto a/c, che si riduce in funzione della classe di esposizione.
In questo modo, però, il calcestruzzo è meno fluido ed è più difficile fargli assumere la configurazione finale.

Esistono tanti metodi standard x misurare la lavorabilità, tra cui c'è l'**abbassamento del cono**.



Il metodo prevede di riempire un cono con il calcestruzzo e successivamente di rovesciarlo. Sotto il peso proprio, il cono si abbassa e spancia.

In funzione dell'entità dell'abbassamento, si definisce la classe di consistenza e la si indica come

S xx

xx = abbassamento in mm

Esistono diverse classi di consistenza, da quelle asciutte a quelle più umide.

Si può notare che l'aggiunta di acqua comporta un incremento della lavorabilità, a scapito di una serie di prestazioni.
Per gestire questo problema, a partire dalla classe di esposizione si definisce il massimo rapporto a/c.
In base poi al contesto in cui si lavora, si ricava la classe di consistenza.
Sapendo che il rapporto a/c è vincolato a un valore massimo, occorre inserire dei FLUIDIFICANTI.

↳ costo maggiore

↳ x evitare problemi, occorre dare tutti i parametri

→ se ci si focalizza sulla sola classe di esposizione, si ottiene un calcestruzzo troppo duro

→ se ci si focalizza sulla sola classe di consistenza, si ottiene un calcestruzzo poco resistente e poco durevole.

TIPICHE CLASSI DI CONSISTENZA

→ solette di rampe di scale	S3 ÷ S4
→ elementi orizzontali	S4 ÷ S5
→ pilastri	S4 → facile da vibrare

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 73 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 75 di 390

→ Calcestruzzi autocompattanti (SCC):

un calcestruzzo, x essere compattato in maniera adeguata, necessita della vibrazione.
Negli SCC non è necessario perchè questi sono molto fluidi (simili all'acqua) e possono occupare liberamente tutti gli spazi compresi tra i casseri.
Essi presentano un cemento a granulometria molto fine con superfluidificante.
Siccome sono molto fluidi non si usa la prova del cono x valutare la consistenza poichè non si può misurare l'altezza del calcestruzzo dopo lo spandimento. Si misura invece il diametro del cono.

VANTAGGI → risparmio di tempo
→ risparmio di manodopera
→ minori rischi x la salute degli operatori
} → poichè non c'è vibrazione

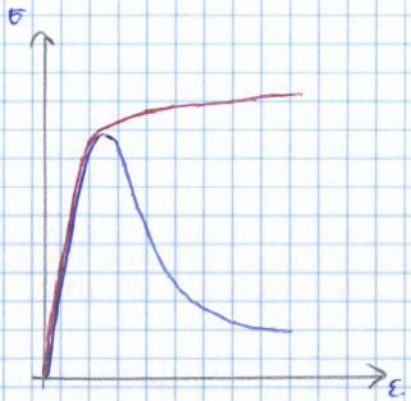
SVANTAGGI → il costo superiore (30 ÷ 40% in più rispetto a calcestruzzi ordinari) si può recuperare con il risparmio che si ha x la mancata vibrazione

SVANTAGGI → calcestruzzi più sensibili, ossia questi presentano una dispersione maggiore rispetto a quelli tradizionali tra il calcestruzzo che entra nella betoniera e il calcestruzzo che esce.

→ Calcestruzzi fibro-rinforzati:

Sono calcestruzzi in cui, x risolvere il problema della bassa resistenza a trazione del calcestruzzo, si inseriscono fibre di acciaio, vetro o polimeriche.
Le fibre hanno diverse dimensioni e diverse forme.
Ciò consente di AUMENTARE LA DUTTILITÀ A TRAZIONE del calcestruzzo

↓ serve sempre un'armatura, ma si migliorano alcune caratteristiche come il comportamento a trazione, non tanto a livello di resistenza massima ma come duttilità a trazione del calcestruzzo



→ senza le fibre, si ha comportamento fragile. In particolare, si ha un picco ma poi cominciano a nascere fessure e la resistenza a trazione diminuisce

→ con le fibre, se queste hanno un determinato comportamento e riescono a "coprire" le fessure in modo adeguato, si ottiene un comportamento praticamente plastico e duttile in trazione

Il comportamento dipende poi da quantità e tipo di fibre.

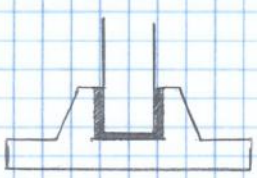
VANTAGGI → resistenza a fessurazione
→ maggiore tenacità
→ maggiore resistenza agli urti

SVANTAGGI → nel caso delle fibre in acciaio, ci sono problemi con il fuoco

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 75 di 390

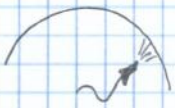
© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 77 di 390

APPLICAZIONI



Essi si usano ogni volta che occorre fare un GETTO DI COMPLETAMENTO.
In questo caso, si usa una malta espansiva che, essendo fluida, occupa tutto lo spazio disponibile e poi si espande. Così si garantisce il perfetto contatto tra gli elementi.

→ calcestruzzo proiettato



Esso è un calcestruzzo molto fluido ed a comportamento tixotropico (a ad attacco verticale) e con aggregato molto fine.
Esso è iniettato da un ugello e con esso si realizzano strati di calcestruzzo di piccolo spessore (2 ÷ 3 cm).
Nel caso di pareti più spesse, si fanno più passate.

Esso si usa tipicamente nelle GALLERIE durante la fase di scavo, siccome occorre gettare subito in modo da evitare il distacco di porzioni di roccia.

VANTAGGI → non servono casseri

SVANTAGGI → Forte variabilità delle caratteristiche meccaniche e, x questo, il calcestruzzo proiettato va bene solo x un transitorio.

8 Acciaio

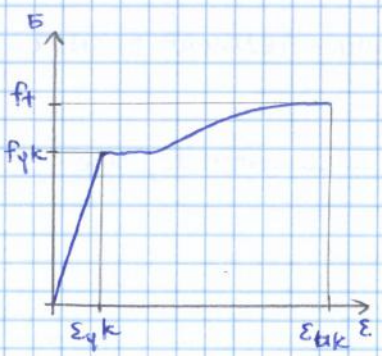
È il I materiale che interviene nelle strutture in cemento armato.
Ci si focalizza sugli acciai ordinari.

Gli acciai ordinari sono definiti nell'EN10080 e l'EC2 riporta una tabella con le caratteristiche degli acciai

→ TENSIONE DI SNERVAMENTO

$$f_{yk} = 400 \div 600 \text{ MPa}$$

→ CLASSE DI DUTTILITÀ, indicata con una lettera alla fine (es. B450 B) che si lega all'allungamento a rottura.



La legge costitutiva è una legge di tipo elasto-plastico con un tratto elastico fino a f_{yk}.
Segue un tratto a tensione costante dove la deformazione aumenta.
C'è poi un tratto di incrudimento fino a una tensione di rottura

$$f_t = k f_{yk}$$

e una deformazione caratteristica ultima ε_{uk}.
Il tratto discendente finale è fittizio perché, durante la prova, una barra in acciaio di sezione A_0 è soggetta a una forza F.
La tensione che si calcola è

$$\sigma = \frac{F}{A_0}$$

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 77 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 79 di 390

In funzione della duttilità, si individuano 2 tipi di acciaio

→ B450C: si usa in barre di diametro 6÷40 mm e x le strutture principali (è molto duttile ed è idoneo nelle zone sismiche)

→ B450A

→ B450A: si usa solo in barre di diametro 5÷10 mm e x le reti

In genere, si usano barre aventi diametro compreso tra 6 mm e 40 mm. Tipicamente, si usano diametri fino a 26 mm; oltre i 30 mm, è difficile trovare tutti i diametri.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 79 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 81 di 390

→ MODULO ELASTICO

Per convenzione, non ci si riferisce al modulo tangente iniziale ma al modulo secante corrispondente al valore di tensione $0,4 f_{cm}$.
Il modulo elastico vale

$$E_{cm}[GPa] = 22\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}$$

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DI DEFORMAZIONE

I valori in campo strutturale sono negativi (corrispondono ad accorciamenti - lo stesso vale x le resistenze) e sono valutati in ‰

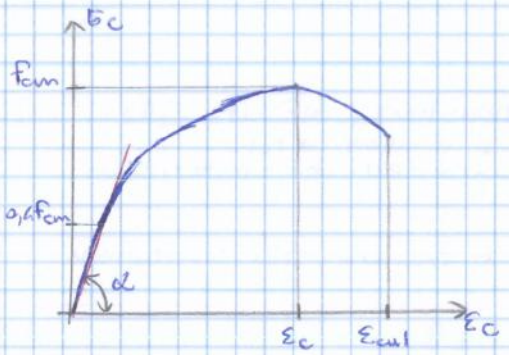
→ DEFORMAZIONE ALLA MASSIMA TENSIONE

$$\varepsilon_{c1} = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8$$

→ DEFORMAZIONE ULTIMA

$$\varepsilon_{cu1} = \begin{cases} 2,8 + 27\left(\frac{98 - f_{cm}}{100}\right)^4 & f_{ck} \geq 50\ MPa \\ 3,5 & f_{ck} < 50\ MPa \end{cases}$$

LEGGE COSTITUTIVA



La legge costitutiva del calcestruzzo è complessa.
Se si valuta in compressione, si nota che il legame è non lineare anche x bassi livelli di carico.
D'altra parte, fino a una tensione di circa $0,5 f_{ck}$, la non linearità può essere trascurata dal punto di vista del calcolo

} in realtà, nello SLU si considera la non linearità fin dall'inizio;
nello SLE, siccome si è in esercizio, si considera comportamento elastico-lineare

Il legame costitutivo presenta poi un ramo di SOFTENING, cioè a un certo punto si riduce la tensione necessaria x applicare la deformazione.
Per ottenere una curva avente questa forma, si ricorre alla prova a controllo di deformazione:

si schiaccia il campione tra 2 piatti e si impone un accorciamento del provino (controllo degli spostamenti). La macchina dà poi la tensione di risposta (letta dalla pressione dell'olio) che è necessaria x ottenere quello spostamento.
Per questo motivo, la deformaz.
Per questo motivo, la deformazione si trova sull'asse delle ascisse in quanto è la variabile indipendente.
Del resto, il legame deformazione - tensione $\varepsilon = \varepsilon(\sigma)$ non è una funzione (a una tensione non si associa un unico valore di deformazione). Viceversa, il legame $\sigma = \sigma(\varepsilon)$ è una funzione.

Se si eseguisse una prova a controllo di tensione, non si vedrebbe il ramo di softening.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 81 di 390

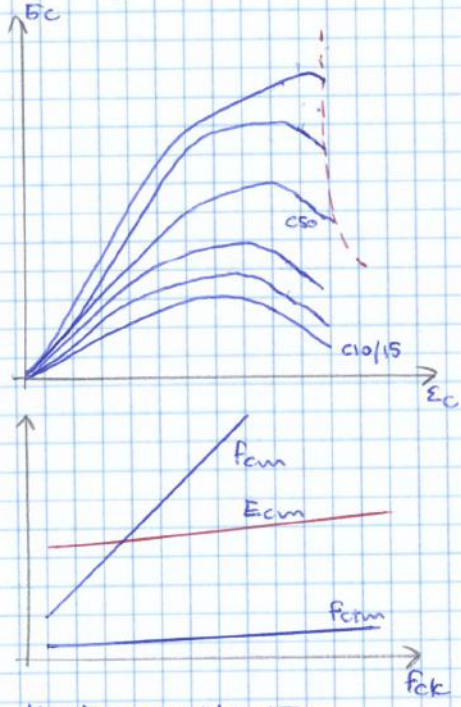
© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 83 di 390

La curva sforzo-deformazione è descritta dall'equazione di Sargine

$$\frac{E_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad \text{per } 0 < |\varepsilon_{c1}| < |\varepsilon_{cu1}|$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \qquad k = 1{,}05\, E_{cm} \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} \rightarrow \text{basta conoscere } f_{ck}$$

L'equazione è tipicamente usata x il calcolo non lineare.



Se si traccia la legge costitutiva di Sargine, si ottiene un grafico che varia al variare della resistenza a compressione, cioè di f_{ck}.
In particolare, all'aumentare della classe di resistenza

→ aumenta il modulo elastico

→ aumenta la deformazione a cui si arriva al picco di resistenza e aumenta il massimo ($f_{cm} = f_{ck} + 8$)

→ diminuisce la deformazione ultima, cioè quella a cui avviene rottura. Il materiale è dunque più fragile

Valutando nel dettaglio la variazione dei parametri di resistenza in funzione della resistenza caratteristica f_{ck}, si ha

→ f_{ctm}: varia da 1 a 5 MPa in modo quasi lineare

→ E_{cm}: varia da 27 a 44 GPa in modo quasi lineare

→ f_{cm}: varia linearmente poichè essa vale $f_{ck}+8$

INVECCHIAMENTO

Il calcestruzzo è un materiale invecchiante e i parametri di resistenza variano nel tempo.
Infatti, i valori con cui si definiscono le classi di resistenza e si fanno le verifiche, sono riferite a un tempo convenzionale di 28 giorni.
Se si volesse sapere come evolve la resistenza del calcestruzzo e dunque avere la resistenza in tempi diversi (sia superiori che inferiori a 28 giorni), si può usare la relazione

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)\, f_{cm}$$

f_{cm} = resistenza a 28 giorni

$$\beta_{cc}(t) = e^{s\left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]}$$

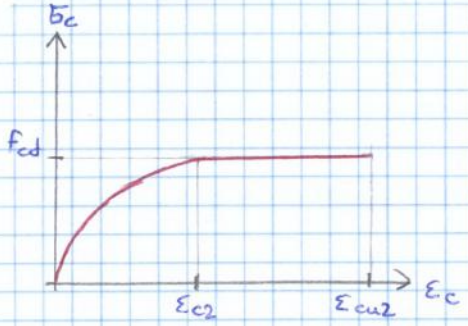
s = coefficiente che è funzione del tipo di calcestruzzo.
I calcestruzzi confezionati hanno una diversa evoluzione della resistenza nel tempo e, x questo, si definiscono le classi NORMALE N, RAPIDO R e LENTO S.

A 3 giorni, il rapido ha già il 66% della resistenza a 28 giorni, il normale ne ha il 60% e il lento il 48%.
A 28 giorni, tutti hanno la resistenza f_{ck}.
A 1 anno, il rapido ha il 15% di resistenza in più rispetto a f_{ck}, il normale ne ha il 19% e il lento ne ha il 31%.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 83 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 85 di 390

LEGGE COSTITUTIVA DI RIFERIMENTO



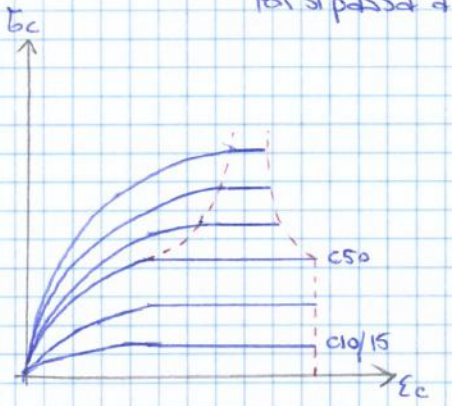
Nel calcolo allo SLU, si considera un legame costitutivo di tipo semplificato rispetto a Sargine, con la legge parabola - rettangolo.
Essa presenta un tratto parabolico da 0 a deformazione ε_{c2}, seguito da un tratto a tensione costante pari a f_{cd} fino alla deformazione ε_{cu2}

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd}\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^n\right] & \varepsilon_c \le \varepsilon_{c2} \\ f_{cd} & \varepsilon_{c2} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu2} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{c2}\ [‰] = \begin{cases} 2{,}0 + 0{,}085\,(f_{ck}-50)^{0{,}53} & f_{ck} > 50\ MPa \\ 2{,}0 & f_{ck} \le 50\ MPa \end{cases}$$

$$\varepsilon_{cu2}\ [‰] = \begin{cases} 2{,}6 + 35\left(\frac{90-f_{ck}}{100}\right)^4 & f_{ck} > 50\ MPa \\ 3{,}5 & f_{ck} \le 50\ MPa \end{cases}$$

n: fino a $f_{ck} = 50$ MPa, esso vale 2 e si ha una parabola. Poi si passa a una curva con potenza inferiore a 2.



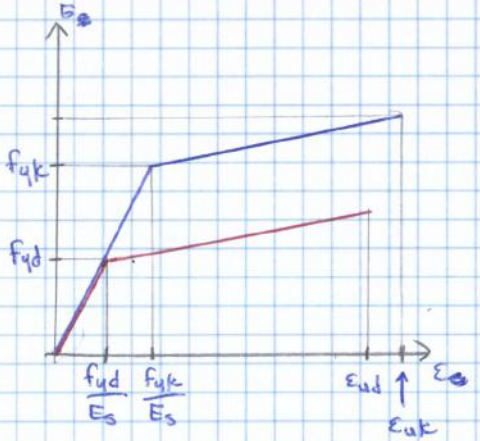
Questa è una legge costitutiva riferita non ai valori caratteristici ma ai valori di calcolo e tiene conto degli effetti a lungo termine e del coefficiente di sicurezza, che intervengono nell'approccio semiprobabilistico.

Tipicamente, si opera con calcestruzzi sotto C50, per cui si ha

$$\varepsilon_c = 2{,}0\ ‰$$
$$\varepsilon_{cu} = 3{,}5\ ‰$$

2) Acciaio

LEGGE COSTITUTIVA DI RIFERIMENTO



La legge costitutiva che si considera è di tipo elasto-plastico.
Se ci si riferisce ai valori caratteristici, il comportamento è elastico lineare fino a f_{yk}. In seguito, la pendenza si riduce e ciò indica che si è passati a un comportamento plastico.
La curva procede con andamento lineare fino alla deformazione ultima ε_{uk}.

Si può anche ragionare con i valori di calcolo, dividendo le tensioni caratteristiche x γ_s, con

$$\gamma_s = 1{,}15$$

Nel calcolo, infatti, si usa f_{yd}.
Il modulo elastico vale tipicamente

$$E_s = 200.000\ MPa$$

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 85 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 87 di 390

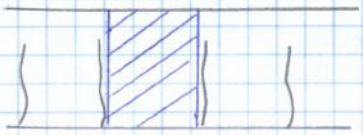
Stato limite ultimo per flessione e sforzo normale

I Come in tutti i modelli resistenti che si usano, esistono delle IPOTESI BASE che devono essere rispettate

→ conservazione della planarità delle sezioni fino a collasso:

è un'ipotesi tipicamente fatta in campo elastico, come anche in campo plastico e x le strutture in cemento armato.

In realtà, x le strutture in cemento armato c'è qualche dubbio sulla correttezza dell'ipotesi:



se si considera un concio di trave in cemento armato soggetta a momento costante, sperimentalmente si può vedere che nasce una serie di fessure.
Il comportamento della sezione è diverso a seconda che si consideri la sezione in corrispondenza della fessura o la sezione dove non c'è.

→ in corrispondenza della fessura, la sezione non è piana perché c'è uno scorrimento relativo tra armatura e calcestruzzo per poter creare la fessura. Inoltre, non vale l'ipotesi di continuità.

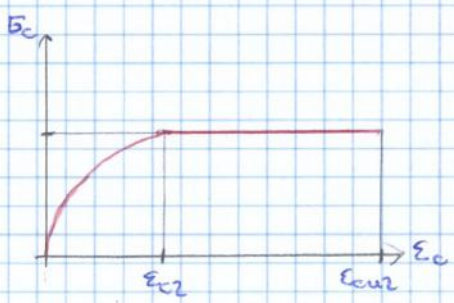
→ quando ci si allontana dalla fessura, l'ipotesi di planarità è sempre più valida.

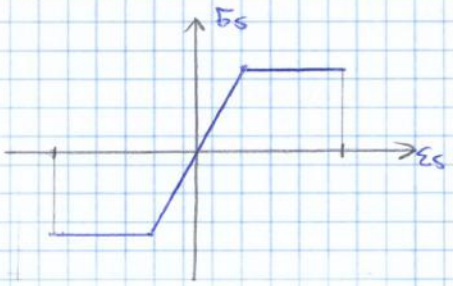
Con buona approssimazione, se si media che cosa succede nel campo compreso tra 2 fessure consecutive, l'ipotesi di planarità è verificata fino a collasso. In questo senso, l'ipotesi non è valida puntualmente in corrispondenza di tutte le sezioni, ma è valida globalmente come comportamento medio sul tratto compreso tra 2 fessure.

→ l'ipotesi di planarità implica una coincidenza della deformazione tra acciaio e calcestruzzo circostante, sia in trazione che in compressione.
Ciò è dovuto alla perfetta aderenza calcestruzzo-acciaio.
Tale aspetto vale mediamente ma non localmente poiché, in corrispondenza delle fessure, avviene scorrimento relativo.

→ nonostante il calcestruzzo abbia una deformazione a trazione, si ignora la resistenza a trazione del calcestruzzo.

→ la risposta del materiale avviene in termini delle leggi costitutive di progetto (legge parabola-rettangolo x il calcestruzzo; legge elastica-perfettamente plastica in trazione e compressione x l'acciaio)



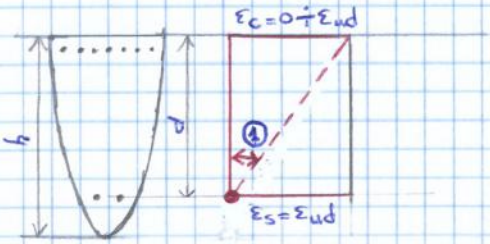


© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 87 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 89 di 390

In base a questo, si può definire una serie di configurazioni di SLU che delimitano una serie di campi, cioè diverse situazioni dove può lavorare la sezione in cemento armato.

→ campo 1



Si consideri una sezione simmetrica rispetto all'asse verticale e armata superiormente e inferiormente.
Si assume che il lato più teso sia quello inferiore.
Si indicano con h l'altezza complessiva della sezione e con d la distanza tra l'armatura più tesa e il lembo opposto della trave.

Un campo non è altro che un campo compreso tra 2 configurazioni deformate

→ la prima corrisponde ad avere tutte le fibre della sezione che lavorano a ε_{ud}

→ la seconda corrisponde ad avere l'armatura inferiore che lavora a ε_{ud} e il calcestruzzo superiore che non lavora.

Qualunque configurazione deformata passante x ε_{ud} e compresa tra le 2 configurazioni di riferimento è una configurazione deformata di campo 1.
In questo senso, si parla di campo 1 quando l'acciaio teso lavora a ε_{ud} e la fibra di calcestruzzo meno tesa lavora a una deformazione compresa tra 0 e ε_{ud}.

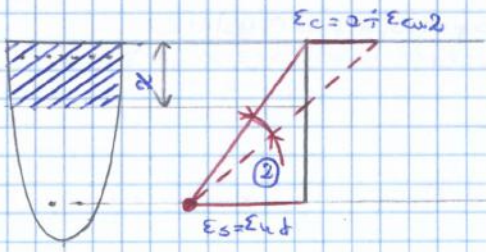
↓ il campo 1 è definito dalla variazione tra ε_{ud} e 0 nel calcestruzzo

PROPRIETÀ → la sezione lavora in campo 1 quando è soggetta a SFORZO NORMALE DI TRAZIONE CON PICCOLA ECCENTRICITÀ

→ lo SLU è raggiunto lato acciaio

→ si ha massimo sfruttamento dell'acciaio inferiore, poiché lavora oltre lo snervamento

→ campo 2

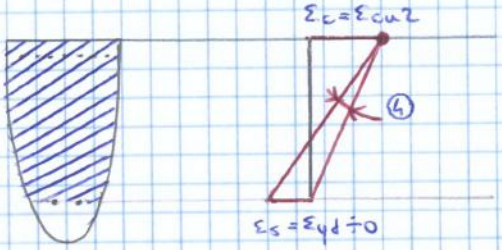


Esso inizia quando si supera il campo 1.
In particolare, la configurazione deformata di inizio del campo 2 corrisponde alla configurazione deformata di fine campo 1, dove l'acciaio inferiore lavora a ε_{ud} e il calcestruzzo superiore lavora a 0.
Nel campo 2, questa deformazione varia tra 0 e ε_{c2}.
In questo senso, la sezione di cemento armato lavora in campo 2 quando l'acciaio inferiore lavora a ε_{ud} e il calcestruzzo superiore lavora tra 0 e ε_{cu2} (deformazione negativa).

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 89 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 91 di 390

→ campo 4



La deformazione nell'acciaio continua a diminuire, e varia tra ε_{yd} e 0, mentre x il calcestruzzo non varia. In questo senso, la sezione in cemento armato lavora in campo 4 quando il calcestruzzo lavora a ε_{cu2} e l'acciaio lavora a una deformazione compresa tra 0 e ε_{yd}.

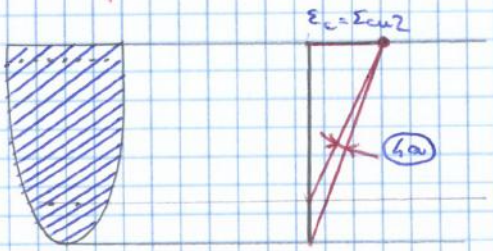
PROPRIETÀ → l'asse neutro è interno alla sezione

→ il campo 4 si ha x SFORZI NORMALI DI COMPRESSIONE MOLTO ECCENTRICI o x flessione semplice con eccessiva percentuale di armatura, cioè con GRANDE ARMATURA

→ lo SLU è raggiunto lato calcestruzzo

→ si ha massimo sfruttamento del calcestruzzo, le cui fibre lavorano alla tensione massima, mentre l'acciaio non è sfruttato e lavora a una deformazione inferiore a quella massima (con rischio di problemi di duttilità)

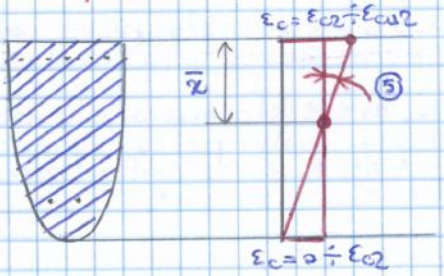
→ campo 4a



Esso corrisponde al campo dove non c'è più porzione tesa (nel campo 4 c'era la piccola porzione di calcestruzzo sotto la barra) ma tutta la sezione è portata in compressione, mentre la deformazione dell'acciaio inferiore diventa negativa. Il campo 4a si ha quando l'asse neutro si trova in corrispondenza di h, cioè tutta la sezione è compressa.

Valgono le stesse proprietà del campo 4.

→ campo 5



Per definirlo, si introduce una nuova ipotesi sul modello:

in presenza di ~~sola~~ compressione, la deformazione del calcestruzzo è limitata a ε_{c2}; se la sezione è soggetta a sole tensioni di compressione, essa è limitata a un valore compreso tra ε_{c2} e ε_{cu2}. Dunque, con sola compressione, si ha SLU con ε_{c2}.

In base a questa ipotesi, il polo cambia nuovamente e va a posizionarsi in corrispondenza della fibra che ha deformazione ε_{c2} alla fine del campo 4a. La posizione è la seguente

$$\bar{x} = \left(1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}}\right) h$$

→ se $\varepsilon_{c2} = -2‰$, $\varepsilon_{cu2} = -3,5‰$, si ha $\bar{x} = 3/7\,h$

In questo caso, la sezione in cemento armato lavora in campo 5 quando la fibra superiore lavora tra ε_{cu2} e ε_{c2} e la fibra inferiore lavora tra 0 e ε_{c2}.
Alla fine del campo 5, tutte le fibre sono compresse a ε_{c2} (lì corrisponde lo sforzo normale massimo perché si ha la tensione massima)

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 91 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 93 di 390

Siccome le sollecitazioni interne corrispondono alla ~~sto~~ configurazione di SLU, queste rappresentano la resistenza della sezione, poiché non si vuole superare questa condizione.

I domini di resistenza dipendono da

→ FORMA DELLA SEZIONE TRASVERSALE (geometria)

→ POSIZIONE e AREA DELL'ARMATURA

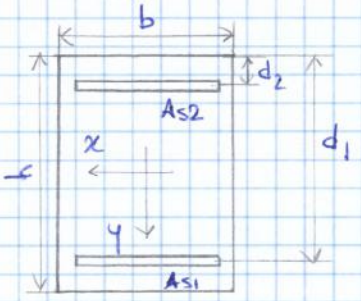
→ CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE

↓

non si legano alle sollecitazioni agenti sulla sezione

I domini di resistenza sono usati x fare verifiche di resistenza di sezioni, in genere in presenza di presso-tensoflessione (1 sforzo normale e 1 momento flettente - es. PILASTRI), in quanto sono curve che rappresentano in termini di resistenza le infinite configurazioni di SLU.

TRACCIAMENTO DEI DOMINI DI RESISTENZA (caso piano: un solo momento flettente)



Per tracciarli, occorre conoscere

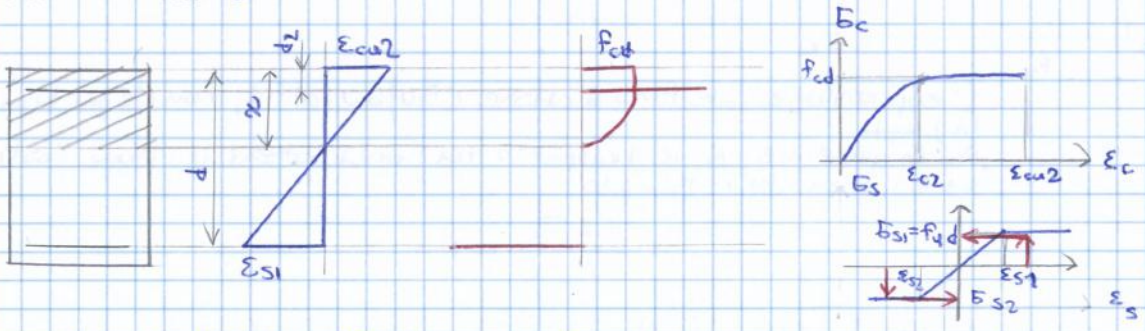
→ forma della sezione (es. sezione rettangolare b x h)

→ area e posizione delle armature (es. armatura inferiore tesa di area A_{s1} con baricentro a distanza d_2 dal lembo superiore; armatura superiore meno tesa di area A_{s2} con baricentro a distanza d dal lembo superiore)

Si definisce un sistema di riferimento avente origine coincidente con il baricentro della sezione in solo calcestruzzo (del resto, in fase progettuale non si sa ancora quanta armatura ci sia) e asse y rivolto verso il basso.

Come si valuta il dominio di resistenza?

Si considera un certo numero finito tra le infinite configurazioni di SLU, poiché il dominio non si può ottenere in forma chiusa e bisogna seguire un procedimento numerico.



Ad es. si considera la configurazione SLU di campo 3, dove il calcestruzzo lavora a una deformazione ε_{c2} e l'acciaio lavora a una deformazione $\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{yd}$.

Siccome si considera una configurazione di SLU, x le ipotesi fatte, è nota la deformazione in tutta la sezione perché la sezione è piana.
Sono anche note le leggi costitutive dei materiali

⇒ è noto lo stato tensionale in tutti i punti.

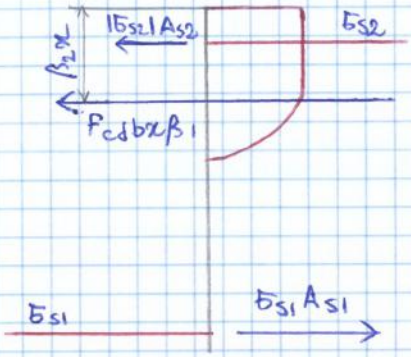
} x il calcestruzzo, si trascura la resistenza a trazione e dunque la tensione al di sotto dell'asse neutro è nulla, mentre sopra c'è parabola-rettangolo.

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 93 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 95 di 390

→ MOMENTO FLETTENTE INTERNO M_{Rd}:

esso si calcola in riferimento al baricentro della sezione



$$M_{Rd} = \int_A \sigma y \, dA =$$

$$= \int_{A_c} \sigma_c y \, dA + \int_{A_s} \sigma_s y \, dA =$$

$$= \int_{A_c} \sigma_c y \, dA + \sigma_{s1} A_{s1} \left(d - \frac{h}{2}\right) - \sigma_{s2} A_{s2} \left(\frac{h}{2} - d_2\right)$$

↓ l'acciaio inferiore teso dà $M > 0$

↓ l'acciaio superiore compresso dà $M > 0$ ma $\sigma_{s2} < 0$ (e dunque serve il segno "−")

Si può di nuovo evitare di sviluppare l'integrale x il calcestruzzo

$$\int_{A_c} \sigma_c y \, dA = f_{cd} b x \beta_1(\varepsilon_c) \cdot \left(\frac{h}{2} - \beta_2 x\right)$$

Il braccio è legato al baricentro della distribuzione delle tensioni del calcestruzzo, ~~è~~ indicato ~~con~~ rispetto al lembo superiore come $\beta_2(\varepsilon_c) x$, dove

$$\beta_2(\varepsilon_c) = \begin{cases} \dfrac{8 - |\varepsilon_c|}{4(6 - |\varepsilon_c|)} & |\varepsilon_c| \leq 2‰ \\ \dfrac{3|\varepsilon_c| - 4 + 2/|\varepsilon_c|}{6|\varepsilon_c| - 4} & |\varepsilon_c| > 2‰ \end{cases}$$

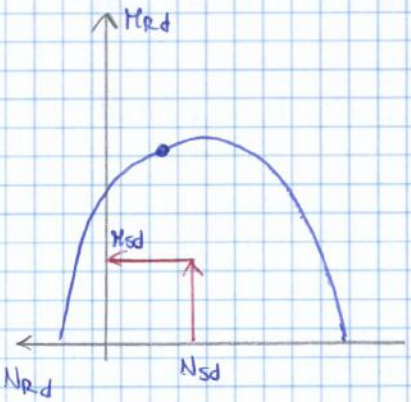
→ sotto classe C50/60

OSSERVAZIONE: a ogni configurazione di SLU corrisponde un'unica profondità dell'asse neutro

⇒ le infinite configurazioni SLU corrispondono a un asse neutro che va da $-\infty$ (campo 1), a attraversa la sezione (campi 2, 3 e 4), va fino in fondo alla sezione (campo 4a) fino ad andare a $+\infty$ (campo 5).

A ogni profondità dell'asse neutro corrisponde una deformazione della fibra superiore in calcestruzzo e a questa ε_c corrisponde un valore di β_1 e β_2

è tutto collegato ←



Una volta trovati N_{Rd} e M_{Rd}, si considera un piano cartesiano avente

→ asse $x = N_{Rd}$

→ asse $y = M_{Rd}$

Per ogni configurazione di SLU, si trova una coppia di valori N_{Rd} e M_{Rd}, che corrisponde a un punto. Allora con infinite configurazioni SLU (si sposta l'asse neutro da $-\infty$ a $+\infty$), si ottiene una curva.

↳ la curva può essere conosciuta solo x punti (non c'è una forma analitica)

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 95 di 390

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 97 di 390

→ DEFORMAZIONI

$\varepsilon_{c2} = 2‰$ $\varepsilon_{cu2} = 3,5‰$ → valori tabulati

→ acciaio B450

→ RESISTENZA

Il valore caratteristico è

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

dunque il valore di calcolo è

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450 [\text{MPa}]}{1,15} = 391,3 \text{ MPa}$$

→ RIGIDEZZA

$$E_s = 200'000 \text{ MPa}$$

→ DEFORMAZIONI

La deformazione di calcolo a snervamento è

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{391,3 [\text{MPa}]}{200'000 [\text{MPa}]} = 1,96‰$$

La deformazione ultima di calcolo è

$$\varepsilon_{yk} = 7,5\% \Rightarrow \varepsilon_{ud} = 0,9\,\varepsilon_{uk} = 0,9 \cdot 7,5 [\%] = 6,75\%$$

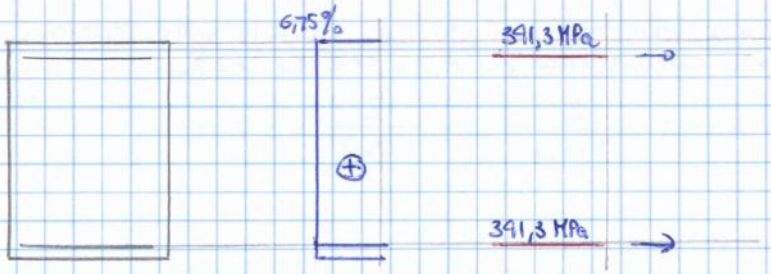
→ AREA DELL'ARMATURA

→ Armatura inferiore $A_{s1} = 4 \cdot 3,14 [cm^2] = 12,56 \text{ cm}^2$

→ Armatura superiore $A_{s2} = 3 \cdot 3,14 [cm^2] = 9,42 \text{ cm}^2$

Ora che si hanno tutti gli elementi, si calcola il diagramma di interazione con il criterio dei limiti dei campi

CAMPO 1



Il limite prevede di avere una deformazione costante pari a ε_{ud} e da qui si calcola il diagramma delle tensioni attraverso le leggi costitutive.

Per integrazione, si trovano le sollecitazioni

$$N_{Rd} = 391,3 [\text{MPa}] \cdot \left(1256 [mm^2] + 942 [mm^2]\right) \cdot 10^{-3} [\text{kN}]/[\text{N}] = 860 \text{ kN}$$

↓ siccome le tensioni sono uguali, si moltiplica la tensione x l'area totale delle armature

© Proprietà riservata dell'autore - Digitalizzazione e distribuzione a cura del CENTRO APPUNTI - Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino / Pagina 97 di 390