



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1748A -

ANNO: 2015

A P P U N T I

STUDENTE: Fiorello Silvia

**MATERIA: Teoria - Progetto delle strutture in CA e CAP.1 -
prof. Giordano**

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 STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**



POLITECNICO DI TORINO
CORSO DI
TEORIA E PROGETTO
DELLE STRUTTURE IN
CA e CAP
Teoria

Docente relatore del corso:
Prof. L. Giordano

Esercitatore: G. Bertagnoli

a.a. 2013-2014

CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Il cls è un materiale noto dall'antichità, esso è un legante idraulico cioè sviluppa presa ed indurimento anche in assenza di ossigeno e in presenza di acqua. La calce invece è un legante aereo.

Con il termine CEMENTO si intende la polvere che serve per fare il cls. Il cls insieme alle barre di armatura forma il CEMENTO ARMATO (CA). Allo fine dell'impero romano il betone non veniva più prodotto, si dovrà attendere fino al 1755 in Inghilterra.

Nel 1852 Wierkinson redizzò un'armatura in cui metallici per un solaio. Il brevetto ripreso "la scoperta ha per oggetto costruzioni a prova di fuoco con solai in cls armati con ferri metalliche e piccole barre di ferro posizionate sotto l'asse centrale del cls".

L'uso di barre di armatura è necessario per le costruzioni. Il cemento armato è un materiale composito ed il legante tra conglomerato e armatura d'acciaio si ottiene con l'aderenza del legante cementizio e per l'azione di ingranamento. Nelle strutture sollecitate a flessione o a trazione, le barre di armatura devono assorbire le forze di trazione poiché gli spazi a trazione superano la ridotta resistenza a trazione del cls che è pari di 8-10% della sua resistenza a compressione. Una trave non armata in cls, alla prima fessura cedrebbe di colpo senza che la resistenza a compressione molto più elevata del conglomerato possa essere sfruttata. L'armatura va quindi collocata nelle zone tese della struttura, possibilmente seguendo la direzione delle forze interne di trazione.

7. Facilità di ridisposizione di strutture monolitiche
anche per getti in tempi diversi → maggiore
iperstaticità → miglior comportamento in
presenza di scenari di carico eccezionali.

SVANTAGGI:

1. Elevato costo dei coperi
2. Il mix-design, il getto ed il curing influenzano
le caratteristiche finali del materiale.
Durante il getto infatti il cls deve essere
vibrato stando però attenti a non arrivare
al fenomeno di bleeding.
3. A meno resistenza a compressione minore
dell'acciaio (mediamente 1/8) si hanno travi
e colonne di ingombro maggiore.
4. La scarsa resistenza a trazione implica la nascita
di fessure anche in assenza di carico.
5. Grati spostamenti evolvono nel tempo per ritiro e
viscosità.
6. Costi di smaltimento elevati e scarsa eco-soste-
nibilità.

CLASSIFICAZIONE DEGLI ELEMENTI

La classificazione può essere fatta in base a:

1. TIPO DI ACCIAIO USATO
2. LUOGO DI GETTO
3. COMPORTAMENTO

1) TIPO DI ACCIAIO USATO:

- Elementi in CA ordinario Resistenza acciaio ~ 500 MPa
- Elementi in CAP Resistenza acciaio da 1000 a 2000 MPa

Quando si parla di CAP si possono avere 3
tipi di prec compressione che serve per migliorare
le caratteristiche in esercizio della struttura.

porta se stessa e per il 60% porta i carichi esterni (ha il 60% di capacità portante).

elemento resistenza a fatica infatti per effetto dei carichi variabili, lo stato tensionale negli acciai varia nel tempo, se ho molte volte delle variazioni di tensioni $\Delta\sigma$, la struttura si fessura, nel CAP però ho $\Delta\sigma$ piccoli.

minori costi per luci e carichi importanti.

SVANTAGGI

necessità di trasporto e movimentazione di elementi di grandi dimensioni e peso (se non realizzati in situ)

maggior sensibilità delle armature da precauzioni pressoché alla corrosione.

2. LUOGO DI GETTO

- Elementi gettati in opera

- Elementi gettati in stabilimento (prefabbricati)

Vediamo di seguito i vantaggi e gli svantaggi della prefabbricazione:

VANTAGGI

- realizzazione in stabilimento con conseguente maggiore qualità del componente.

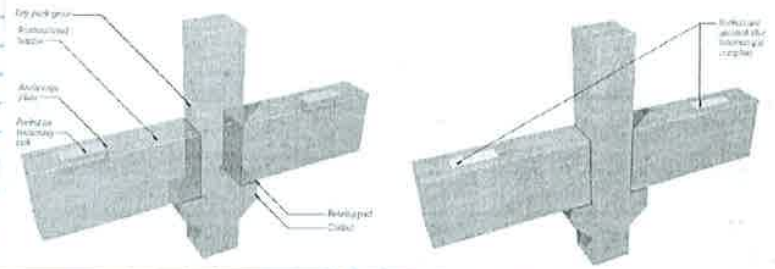
- uso di cls di qualità più elevata, il modulo elastico del cls aumenta con l'aumentare della resistenza.

- velocità di costruzione in-situ: i pezzi vengono semplicemente montati quando sono già maturati e la loro maturazione è stata effettuata in fabbrica in maniera più rapida.

SVANTAGGI

- per componenti di qualità non equivale ad avere una struttura di qualità in quanto conta molto la modalità di assemblaggio.

- voglio che lo trovi
lavori in continuo
e per fare questo
devo trasmettere
un momento
flettente negativo
con una forza di compressione inferiore che
passa per contatto e una forza di trazione
superiore che viene portata attraverso una
guaina in cui inserisco poi una barra che
verrà tesa.



3.4 COMPORTAMENTO

- MONODIMENSIONALE: sono travi, colonne o pilastre con comportamento monodimensionale per particolari condizioni di carico.
- BIDIMENSIONALE: lastre, losse e vetri
- TRIDIMENSIONALE: elementi tozzi

TIPICHE FASI DI PROGETTAZIONE

- Definire i requisiti funzionali dell'edificio (esigenze architettoniche, destinazioni d'uso, distanza minima fra elementi verticali, carico di incendio, tipo di impianti, efficienza energetica, facilità e tempistiche di costruzione, costi, ...)
- Definire compiutamente le condizioni al contorno (terreno, falda, presenza di altri edifici, viabilità, ...) e tutte le azioni agenti sull'edificio
- Individuare la soluzione strutturale ed il materiale (o i materiali)
- Pre-dimensionare gli elementi strutturali (individuazione della carpenteria e dei relativi pesi propri)
- Costruire un modello di calcolo idoneo a cogliere il comportamento strutturale e calcolare le sollecitazioni sugli elementi strutturali
- Calcolare le armature ed effettuare tutte le verifiche necessarie (fasi costruttive, SLE, SLU, EQU, ACC, ...) ed eventualmente tornare al punto precedente modificando il modello in caso di dimensioni non idonee
- La soluzione trovata rispetta i requisiti iniziali?
- Definire i particolari costruttivi
- Sviluppare gli elaborati grafici atti a definire completamente la struttura, i materiali utilizzati e le fasi costruttive
- Predisporre i computi metrici ed i capitolati
- ...

Si ha comportamento monodimensionale quando un elemento è poggato ad un elemento più rigido solo per una parte (\rightarrow caso ①).

Nei casi ② e ③ ho elementi geometricamente monodimensionali affiancati. In questi casi il carico si propaga in direzione trasversale e poi in direzione longitudinale per finire sulle travi quindi scendere verticalmente sulle colonne.

Le strutture a comportamento bidimensionale (④ ⑤ ⑥) sono quasi sempre mostrate come sono elementi anche geometricamente bidimensionali.

Le azioni orizzontali sono vento e sisma e altre legate alle imperfezioni costruttive (esempio se l'edificio non è perfettamente verticale, si generano delle forze orizzontali equivalenti che simulano le imperfezioni).

Le azioni orizzontali possono essere assorbite da controventi, telai e pareti a taglio.

Nel caso dei telai la soluzione è la stessa a quella impiegata per assorbire gli sforzi verticali. Le pareti a taglio, dette anche setti, sono progettate per assorbire le azioni taglianti.

I controventi sono usati più spesso nelle strutture in acciaio. Questi possono essere progettati per resistere a trazione e compressione o solo a trazione.

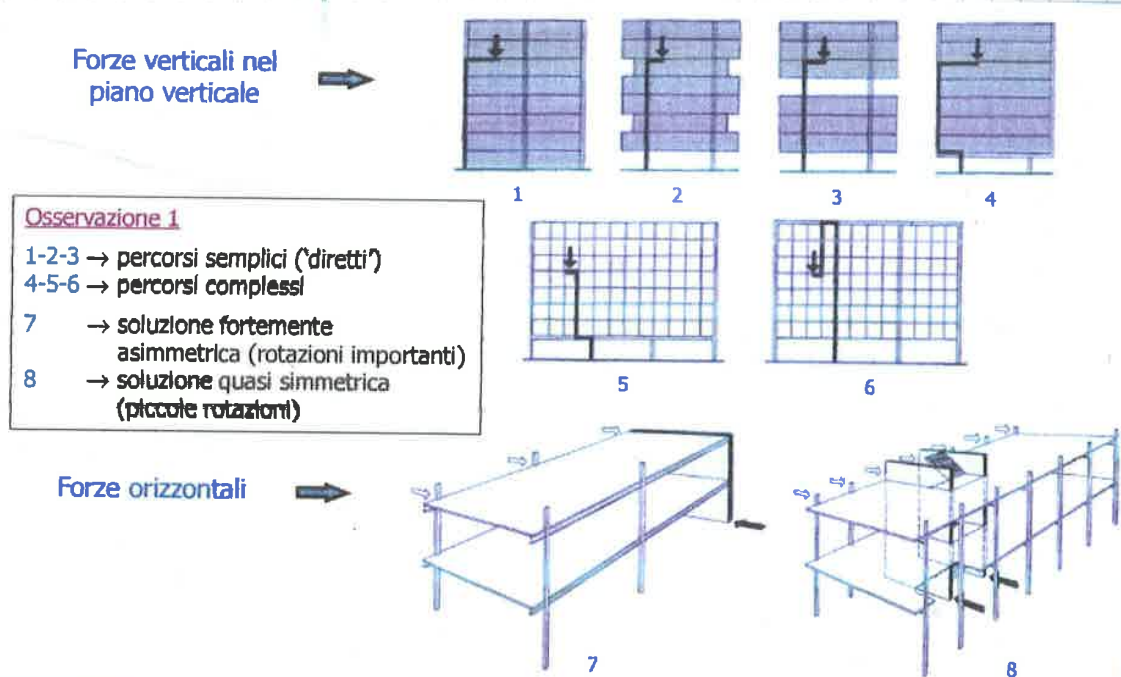
Le 3 soluzioni si possono fondere insieme.

lungo la colonna. In questo caso sono impiegati 3 ordini di elementi strutturali.

D: qui ho un'apertura (sesto) che poggia sul solaio. Il carico sullo sesto si dirige verso il solaio e poi segue il percorso della soluzione C.

E: è come la soluzione C però quando arriva il carico sulla tralicolare, esso si distribuisce sulle aste prima di scendere lungo le colonne. Ogni elemento strutturale che incontro nel percorso di carico, va dimensionato

Seguiamo ora il percorso dei carichi dalle colonne alle fondazioni.



nei casi 1, 2, 3 il carico passa direttamente dalla colonna alle fondazioni.

Nel caso 4 la colonna, scendendo verso le fondazioni, si sposta. la colonna in alto scarica su una trave e poi scarica sulle colonne più vicino e quindi in fondazione.

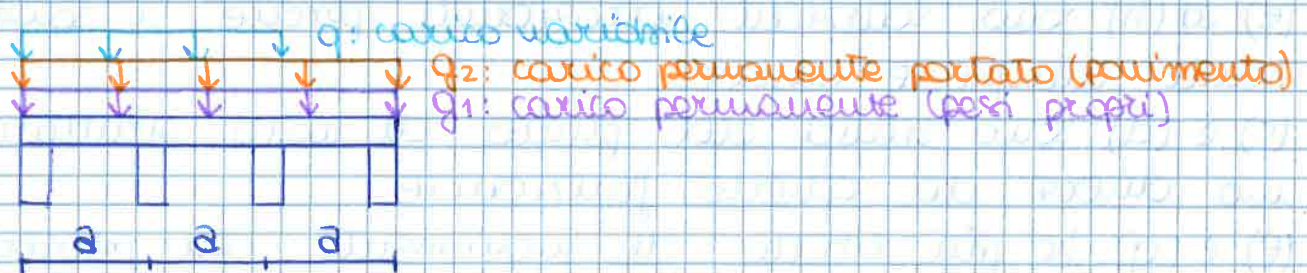
Il caso 5 è simile a 4.

nel caso 6 invece la trave di ripartizione è sopra quindi il carico non può scendere perché sotto non ho resistenza. il carico sale e poi scende.

Consideriamo l'esempio riportato in figura. Suppongo di avere dei carichi distribuiti e seguo il loro percorso. Si inizia dagli elementi secondari (i solai) su cui sono applicati i carichi. I solai poggiano sulle travi secondarie. I solai hanno reazioni che equilibrano il carico applicato, queste si ripercuotono, uguali ed opposte sulle travi secondarie e quindi sull'impalcato.

Le travi secondarie scaricano un carico puntuale sulle travi principali. La trave 1 è sostenuta dalle colonne M ed N ed è su queste che si scaricano le reazioni della trave principale. Ogni volta oltre al carico devo considerare anche il peso proprio.

Se i solai sono continui e non in appoggio come avevo ipotizzato, devo trovare la linea di influenza (deformata che ottengo applicando un cedimento unitario) per sapere dove posizionare i carichi variabili.



Semplicità strutturale

Percorsi chiari e diretti per la trasmissione delle azioni (verticali e laterali) dal punto in cui sono applicate fino alle fondazioni.

La semplicità strutturale consente:

- Facilità di dimensionamento
- Facilità di modellazione
- Facilità di valutazione delle sollecitazioni
- Dettagli costruttivi semplici da concepire e da realizzare

Uniformità

La struttura va concepita in modo da garantire una uniforme distribuzione dei carichi (verticali e laterali), ed una uniforme distribuzione degli elementi resistenti, o meglio una stretta correlazione fra distribuzione dei carichi e distribuzione degli elementi resistenti.

In particolare occorre garantire:

- Uniformità nella distribuzione della masse
- Uniformità nella distribuzione delle rigidità (e quindi nella distribuzione degli elementi verticali)
- Uniformità nella distribuzione delle resistenze



Elementi a comportamento mono o bi-dimensionale?

- ❑ Forma del campo. Massima efficacia elementi a comportamento 2D per forme quadrate, efficacia via via ridotta per forme allungate (di solito utilizzati fino a $L_2/L_1 < 1.5$ con $L_2 > L_1$).
- ❑ Dimensione del campo. Campi di dimensione inferiori a 10+12 m possono essere efficacemente coperti con elementi a comportamento 2D. Per luci superiori meglio 1D.
- ❑ Tipologia di carico. Per carichi distribuiti (o concentrati, ma mobili) sono da preferirsi gli elementi a comportamento 2D. Per forze concentrate e fisse sono da preferirsi gli elementi 1D.



Elementi a comportamento mono-dimensionale

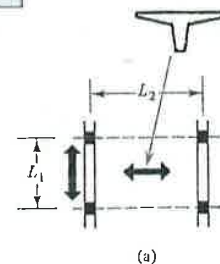
Quale soluzione scegliere fra le due indicate in figura?
In altre parole quale soluzione comporta un minor volume di materiale o un minor spessore del pacchetto strutturale?

Se immaginiamo $L_1=9m$, $L_2=24m$ si può pensare di usare elementi di solaio prefabbricati e travi gettate in opera.

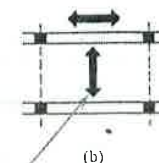
Come sempre una risposta univoca alla domanda non esiste, ma dipende dal valore delle luci e dall'entità del carico.

Spesso, per L_2 grande in valore assoluto (come nel caso preso ad esempio), e meglio optare per la soluzione a) mantenendo la trave il più corta possibile.

Quando la dimensione assoluta di L_2 è piccola (e quindi è piccolo il suo spessore) è spesso preferibile adottare la soluzione b)



(a)



(b)



OSS Per ossurola la scelta risulta relativamente semplice per grandi luci in quanto possono essere usati pochi elementi, viceversa per piccole luci vi è un'ampia scelta e quindi l'individuazione della soluzione più adatta al singolo caso risulta più complessa e può essere fatta tramite lo sviluppo delle diverse alternative in modo da individuare il costo e le tempistiche di realizzazione.

OSS con il crescere della luce aumenta il numero di livelli strutturali per poter minimizzare i pesi.

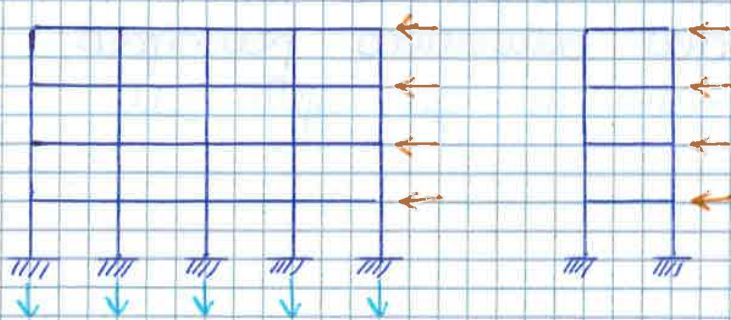
Il modo in cui si ossurola da costruzione la stabilit  laterale   un elemento fondamentale della fase di individuazione della soluzione strutturale.

Le pareti a taglio sono soliti in CA pieno, sono convenienti quando ho una divisione nello tra 2 ambienti.

Il telaio a nodi rigidi ha un'ossatura con pareti e travi in entrambe le direzioni.

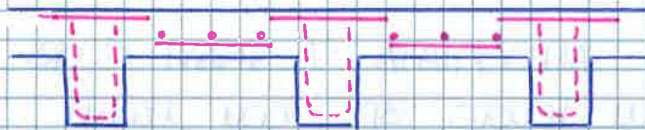
La situazione pi  comune prevede l'uso contemporaneo di pareti a taglio e travi. Negli edifici rettangolari i problemi si hanno nella direzione corta. Infatti nella direzione lunga, il vento impatta sulla superficie in cui ho molti elementi resistenti mentre nella direzione corta, la distanza tra le colonne   minore, quindi nascono dei momenti flettenti maggiori. Posso avere quindi telai

in una direzione e struttura controventata nell'altra.

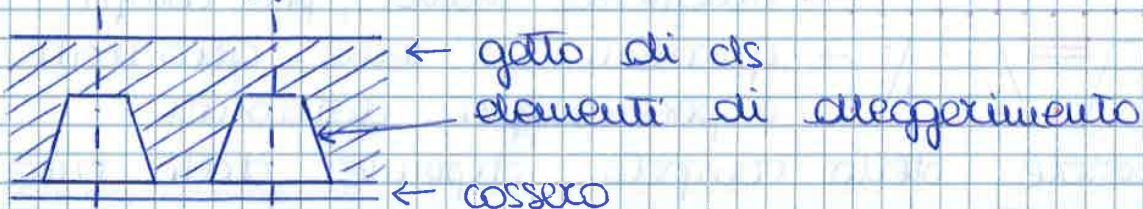


b PIASTRA NERVATA : in questo caso si ha una soletta una trave principale ed una secondaria. Avendo una luce più grande oltre il solito devo inserire una nervatura avendo così due livelli strutturali.

In questo caso la cassaforma è più complessa, lo spessore della soletta è circa $1/30$ della luce. L'armatura a flessione è quella parallela al foglio, quella perpendicolare al foglio invece serve per il ritiro e la temperatura.



c PAN JOIST SYSTEM : in questa soluzione faccio un cassero in mano e creo degli alleggerimenti in acciaio o vetro resina. La struttura può essere facilmente irrigidita colando il cls. negli alleggerimenti per creare una trave in più.

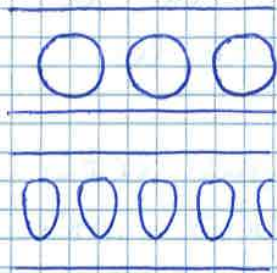


Nei calcoli considero la trave a T e considero l'intera struttura come tante travi a T affiancate con comportamento indipendente.

Gli alleggerimenti non arrivano fino in fondo alla trave così che l'ultimo minimo della trave a T risulta più spesso in corrispondenza dell'appoggio.

d PIASTRA A SPESSORE COSTANTE APPOGGIATA AUE COLONNE : la piastra è appoggiata in modo puntuale. In questo caso ho un comportamento 2D e l'armatura sarà uguale in ogni direzione. La parte tesa è all'estradosso nello zona vicino alle colonne e qui l'armatura andrà posizionata

h HOLLOW CORE: questa è una soluzione prefabbricata realizzata tramite gli hollow core che consentono di creare degli alleggerimenti diminuendo il peso vengono realizzati per vibrazione e sono adatti per carichi distribuiti e luci continue.



Questi elementi sono poggianti su travi gettate in opera o prefabbricate, ho quindi 2 elementi indipendenti.

Anche gli elementi prefabbricati sono indipendenti fra loro quindi devo collegarli con uno spessore (5-10 cm) per farli lavorare in continuità. Il collegamento è realizzato attraverso delle chiavi di taglio. La continuità è garantita dal getto superiore fatto in opera e dal riempimento degli spazi tra gli elementi attraverso la chiave di taglio.

In presenza di apertura devo studiare delle soluzioni strutturali particolari usando travi di acciaio unite da una soletta in cls.

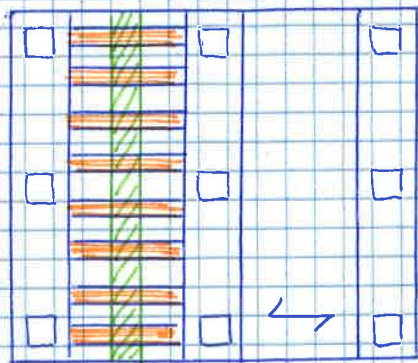
Dalle trave escavo dei ferri ad U che consentono la continuità con la trave gettata in opera.

i CHANNELS AND DOUBLE TEES (10): elementi prefabbricati a doppia T o a U (detto anche c rovescio). Si possono usare fino a 20 m di luce.



Questa soluzione ha un peso minore rispetto agli hollow core perché in questo caso ho solo nervatura e soletta superiore, mentre nel caso degli hollow core devo anche una soletta inferiore. Il collegamento trasversale viene fatto solo con una soletta gettata in opera spesso 5-10 cm. Questi elementi hanno lunghezza di 2,5 m perché questa è la lunghezza dei cassoni con cui vengono trasportati. L'altezza è tra 35 e 85 cm.

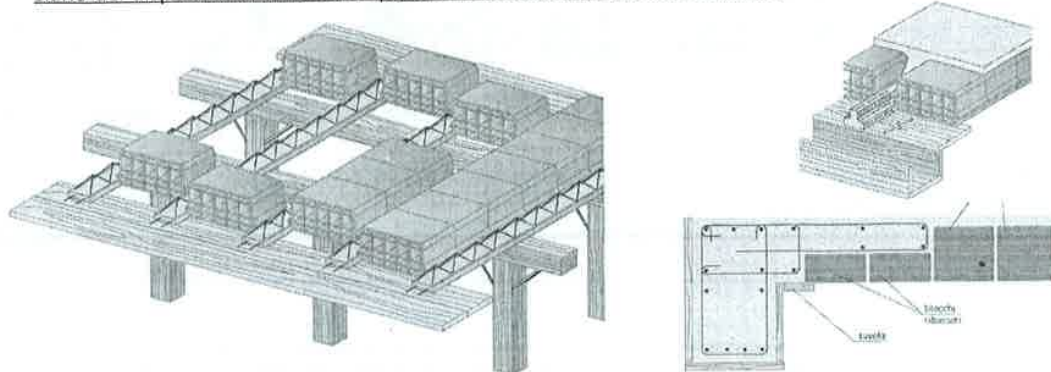
Il peso del solaio in opera dipende dalle dimensioni delle pignate, dallo spessore del getto di completamento, dal numero e dimensione del travetto.



Per spessori del solaio maggiori di 5 m posso realizzare un travetto, cioè distanzio le pignate centrali creando uno fascia piena che collega i vari travetti e conferisce più resistenza. Il fatto che le pignate abbiano una dimensione fissa fanno sì che anche i solai debbano essere composti da un numero intero di pignate (lunghe 25 cm), se mi servono solai con lunghezze diverse, posso compensare la differenza giocando sulle lunghezze delle travi e dei travetti.

• Solaio misto a travetti e blocchi interposti di laterizio. La preparazione dell'impalcato provvisorio

Solaio misto a travetti e blocchi interposti di laterizio. La preparazione dell'impalcato provvisorio è semplificata dalla introduzione di elementi trave lineari prefabbricati in ca o cap. Questi elementi possono contenere già al loro interno la quantità di armatura necessaria sia per il solaio finito. I blocchi di laterizio vengono inseriti in opera tra i travetti. Le testate dei travetti vengono poggiate, provvisoriamente, su una tavola, di adeguata larghezza e robustezza, posta di piatto lungo il bordo della trave. Arretrando il blocco, rispetto al bordo della trave, si individua una zona, avente come fondo la tavola di bordo, che potrà essere riempita completamente di calcestruzzo a formare, quindi, la "fascia piena", molto importante per le azioni di taglio ma soprattutto per assicurare l'unione dei travetti al calcestruzzo di completamento. Con blocchi di altezza diversa, e agendo sulla larghezza della tavola di bordo, si possono avere situazioni intermedie di zone piene in modo da risolvere i problemi dovuti al taglio in prossimità della zona di appoggio. Dato il momento diverso di maturazione del calcestruzzo dei travetti prefabbricati, è necessario che ci siano dei dispositivi di unione tra questi e il calcestruzzo di completamento.



- SOLAI CON ALLEGGERIMENTI SFERICI: gli alleggerimenti sono di materiale plastico e hanno quindi un problema di galleggiamento. Per fare un getto di cls di 5-10 cm e poi completo il getto, così le sfere non si muovono grazie all'aderenza con il cls

→ schemi riassuntivi di utilizzo

Concrete option	Span range		Economy	Ease of erection/dismantling	Minimum slabs height	Flexibility for partitions	Suitability for loads	Finishing ease/capacity	Deflection control	Access to roof	Suitability for external cladding	Disruption to other trades	Inherent resistance of frame	On-site construction
	Min. Height	Max. Height												
Flat slab	4	10	7	13	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Sold flat slab with drops	4	12	7	14	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Sold flat slab with column heads (forming taking level finish)	4	10	7	13	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Waffle slab	8	12	9	14	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Waffle slab with integral beam	8	14	7	15	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

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

a. Requires 100 tonnes for maximum economy. Special curing methods required to obtain early age concrete strengths.
 b. Temporary props required.

Concrete option	Span range		Economy	Ease of erection/dismantling	Minimum slabs height	Flexibility for partitions	Suitability for loads	Finishing ease/capacity	Deflection control	Access to roof	Suitability for external cladding	Disruption to other trades	Inherent resistance of frame	On-site construction
	Min. Height	Max. Height												
One-way slab	4	12	0	14	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Sold one-way slab with beams	4	12	7	13	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Sold slab with hand beams	7	11	9	12	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Waffle slab with integral beam	8	11	9	12	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Waffle slab with integral hand beams	8	12	9	12	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

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

a. Requires 100 tonnes for maximum economy. Special curing methods required to obtain early age concrete strengths.
 b. Temporary props required.

Concrete option	Span range		Economy	Ease of erection/dismantling	Minimum slabs height	Flexibility for partitions	Suitability for loads	Finishing ease/capacity	Deflection control	Access to roof	Suitability for external cladding	Disruption to other trades	Inherent resistance of frame	On-site construction
	Min. Height	Max. Height												
One-way slab	4	8	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Precast hollow slab	4	14	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Composite precast slab	4	11	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Precast concrete with steel reinforcement	4	10	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Precast concrete and solid precast slab	4	7.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

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

a. Requires 100 tonnes for maximum economy. Special curing methods required to obtain early age concrete strengths.
 b. Temporary props required.

Concrete option	Span range		Economy	Ease of erection/dismantling	Minimum slabs height	Flexibility for partitions	Suitability for loads	Finishing ease/capacity	Deflection control	Access to roof	Suitability for external cladding	Disruption to other trades	Inherent resistance of frame	On-site construction
	Min. Height	Max. Height												
One-way slab	4	12	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Two-way slab with beams	5	14	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Waffle slab with integral beams	5	11	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

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

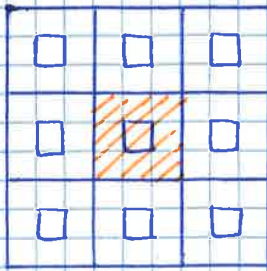
a. Requires 100 tonnes for maximum economy. Special curing methods required to obtain early age concrete strengths.
 b. Temporary props required.

Concrete option	Span range		Economy	Ease of erection/dismantling	Minimum slabs height	Flexibility for partitions	Suitability for loads	Finishing ease/capacity	Deflection control	Access to roof	Suitability for external cladding	Disruption to other trades	Inherent resistance of frame	On-site construction
	Min. Height	Max. Height												
Precast concrete and steel reinforcement (precast concrete or solid and precast concrete)	4	7.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Precast columns and edge beams with in-situ floor slab and topping	4	10	6	12	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Precast columns and floor beams with in-situ beams	4	14	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
In-situ columns and beams with precast floor units	4	14	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
In-situ columns and floor topping with precast beams and floor units	4	7.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

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

a. Requires 100 tonnes for maximum economy. Special curing methods required to obtain early age concrete strengths.
 b. Temporary props required.

Nel caso di un copitello il dimensionamento non si riferisce al rapporto tra luce e altezza ma mi riferisco al punzonamento.



immagino di avere un solaio con delle colonne sulle quali poggia direttamente. Per ogni colonna individuo l'area di influenza. Usando lo tabella, noto il carico

che ho, posso ricavare le dimensioni di soletta e colonna.

HO 4 incognite:

- area di influenza
- altezza dello soletta
- carico applicato
- area della base della colonna

ne devo fissare 3 per ricavare una da questi dati parte è analisi strutturale e la scelta dello soluzione corretta.

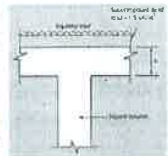
Flat slabs (4m ≤ L ≤ 10m)

Imposed load, Q_k (kN/m ²)	Multiple span
2.5	25
5.0	25
7.5	25
10.0	25

Note: This table applies to 3 and 2 bay spans. Where there are only 2 bays, the shorter span should also need to be ≤ 10m.

Punching shear design tables for flat slabs

Effective slab depth, h_{eff} (mm)	Imposed load (kN/m ²)			Effective slab depth, h_{eff} (mm)	Imposed load (kN/m ²)		
	2.5	5.0	7.5		2.5	5.0	7.5
175	541	604	715	175	143	155	204
200	617	677	791	200	163	175	224
225	693	753	867	225	183	195	244
250	769	829	933	250	203	215	264
275	845	905	1000	275	223	235	284
300	921	981	1066	300	243	255	304
325	997	1057	1133	325	263	275	324
350	1073	1133	1200	350	283	295	344
375	1149	1209	1267	375	303	315	364
400	1225	1285	1334	400	323	335	384
425	1301	1361	1410	425	343	355	404
450	1377	1437	1479	450	363	375	424
475	1453	1513	1528	475	383	395	444
500	1529	1589	1577	500	403	415	464
525	1605	1665	1626	525	423	435	484
550	1681	1741	1687	550	443	455	504
575	1757	1817	1748	575	463	475	524
600	1833	1893	1809	600	483	495	544
625	1909	1969	1870	625	503	515	564
650	1985	2045	1931	650	523	535	584
675	2061	2121	1992	675	543	555	604
700	2137	2197	2053	700	563	575	624
725	2213	2273	2114	725	583	595	644
750	2289	2349	2175	750	603	615	664
775	2365	2425	2236	775	623	635	684
800	2441	2501	2297	800	643	655	704
825	2517	2577	2358	825	663	675	724
850	2593	2653	2419	850	683	695	744
875	2669	2729	2480	875	703	715	764
900	2745	2805	2541	900	723	735	784
925	2821	2881	2602	925	743	755	804
950	2897	2957	2663	950	763	775	824
975	2973	3033	2724	975	783	795	844
1000	3049	3109	2785	1000	803	815	864



How to use this table

For example: 200 x 300 slab, 250 mm slab, 3 beam spaced 3m apart. From table maximum Q_k is 10.0 kN/m² on the span of 4.2 m.

Ribbed slabs (6m ≤ L ≤ 12m - nervature parallele al lato più lungo)
Per il pre-dimensionamento della trave vedi tabella precedente.

Imposed load, Q_k (kN/m ²)	Supported by beams ^a			Ribs integral with band beam < 11 m
	Single span < 12 m	Multiple span < 10 m	10 - 12 m	
2.5	24	23	27	25
5.0	21	27	24	23
7.5	19	25	21	21
10.0	17	23	17	19

Waffle slabs (6m ≤ L ≤ 12m)

Imposed load, Q_k (kN/m ²)	1.1 panel	1.5:1 panel (depth based on shorter span)
	Multiple span	Multiple span
2.5	23	17
5.0	21	16
7.5	19	15
10.0	18	14

Post-tensioned slabs and beams (6m ≤ L ≤ 13m)

Imposed load, Q_k (kN/m ²)	Flat slab	Flat slab with band beams	Ribbed slab	Waffle slab (with solid slab at column head)	One-way slab on deep beam
	Slab	Slab	Beam	Slab	Beam
2.5	40	45	29	26	42
5.0	36	40	27	26	38
10.0	30	35	18	23	34

per le colonne si tende ad avere delle resistenze del c/s ridotte perché se le resistenze sono più alte, diminuendo le sezioni delle colonne, aumento la sua snellezza e c'è il RISCHIO DI INSTABILITÀ.

→ TALL BUILDINGS

Si individuano diverse fonti di errore:

- CONTESTO
- PROPORZIONI
- PRESENZA DI TECNOLOGIE CLASSICHE DEGLI EDIFICI ALTI

dal punto di vista generale, si può affermare che per edifici alti si intendono edifici nei quali l'altezza determina aspetti di comportamento strutturale e problemi di progetto e di costruzione che negli edifici ordinari non intervengono o sono generalmente trascurabili, cioè quando progetto faccio un sacco di approssimazioni che però non posso più fare quando progetto gli edifici alti.

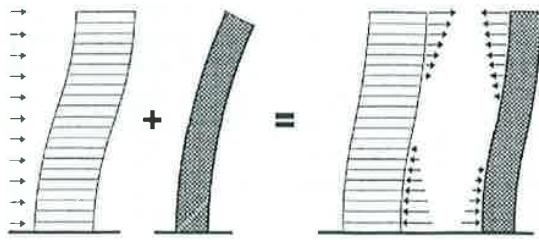
Si distinguono super-tall building gli edifici sopra i 300 m e mega-tall building quelli sopra i 600 m.

Fino agli anni '60 gli edifici alti erano costruiti per il 90% in acciaio. Negli anni '70 in poi si usò il CA per le costruzioni degli edifici alti. Negli anni 2000, solo il 21% degli edifici alti è in acciaio. Nel tempo si è capito come avere un c/s delle prestazioni elevate. Nel tempo si sono uniti gli aspetti migliori del c/s con quelli dell'acciaio negli edifici composti.

I sistemi strutturali usati per assorbire le forze laterali vengono divise in:

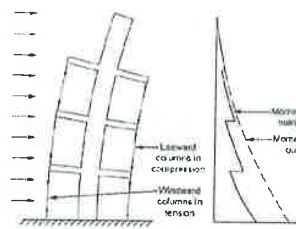
1. STRUTTURE INTERNE

Ho un nucleo in CA che può essere associato a telai o outrigger che sono telai molto rigide poste ogni 35-40 piani che servono per irrigidire il comportamento strutturale.



In questo caso ho un nucleo in ds che irrigidisce la soluzione a telaio. Nelle deformate vediamo che in basso

il nucleo è più rigido del telaio che si appoggia sul nucleo. Per aumentare dell'altezza, aumenta la deformazione del nucleo e isolando il nucleo si appoggia al telaio.



In questo caso ho un nucleo centrale e gli outrigger. Se dessi solo il nucleo, il momento flettente crescerebbe seguendo la linea tratteggiata.

Se inserisco dei piani più rigidi (outrigger) le colonne a sinistra risultano tese, quelle a destra sono compresse e questa soluzione, irrigidendo la struttura, fa scendere il momento flettente.

2. STRUTTURE PERIFERICHE

Quando ho un momento alto base, ho delle forze maggiori in periferia e minori al centro. Inoltre mi serve un momento di mezzo grande che posso ottenere allontanando le mosse dal baricentro.

Rotando gli elementi resistenti in periferia aumento la resistenza dell'edificio.

→ EDIFICI INDUSTRIALI

La scelta di un tipo di fabbricato è determinata dal **plant layout** che definisce:

- sistemazione del macchinari, uffici, spogliatoi, servizi, ...
- vie di corsa per i carroponti e per gli altri mezzi di trasporto sopraelevati
- carichi ai nodi per la sospensione di convogliatori aerei, carroponti sospesi
- banchine di carico e scarico dei veicoli stradali e ferroviari
- portoni e vie di accesso per automezzi e carri ferroviari
- carichi sul pavimento
- possibilità di futuri ampliamenti

Ulteriori vincoli che possono condizionare la tipologia del fabbricato sono:

- Illuminazione (naturale e artificiale)
- Riscaldamento
- Ventilazione
- Condizionamento
- Pericolo di incendi ed esplosioni
- Produzione di rumori
- Vibrazioni
- Fumi, polveri, odori

Prima di scegliere la tipologia edilizia, bisogna definire due caratteristiche essenziali del fabbricato:

- maglia:** individuata dai pilastri costituenti l'ossatura portante (le sue dimensioni corrispondono all'interasse fra i pilastri);
- altezza sotto filo catena:** l'altezza libera al di sotto del filo inferiore della struttura portante della copertura.

In genere, nella definizione di questi due parametri si ricorre ad elementi standardizzati per contenere i costi.

In impianti particolari si può rinunciare a tale standardizzazione per privilegiare la sistemazione del macchinari e dei reparti cui corrispondono i minori costi di esercizio.

In ogni caso bisognerà effettuare un'analisi costi-benefici.

Fabbricati industriali

A più piani

Si sviluppano in altezza; i reparti di lavoro, i magazzini, i servizi, ecc. si trovano su piani diversi, collegati mediante scale, ascensori, montacarichi. Abbastanza frequenti in passato, vengono ancora oggi realizzati per:

- lavorazioni in cui i materiali possono muoversi per gravità;
- quando il carico sul pavimento è molto basso;
- quando si ha già a disposizione un terreno insufficiente per lo sviluppo in orizzontale.

Contrastano sovente con le esigenze di un razionale plant layout (impossibilità di avere un flusso dei materiali lineare, cioè senza incroci, ritorni, soste, ...).

A un solo piano

Si sviluppano in orizzontale, per cui tutti i reparti di lavoro, i magazzini ed i servizi sono disposti sul medesimo piano (coincidente in genere con il piano campagna o con un piano poco più elevato).

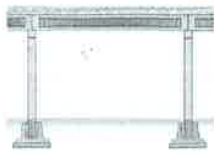
Permettono maglie più ampie rispetto ai fabbricati a più piani. Vanno scelti quando:

- il carico a pavimento è elevato;
- si devono trasportare materiali pesanti e ingombranti;
- la disponibilità di terreno è notevole ed il suo costo è basso;
- le lavorazioni presentano pericoli di incendi ed esplosioni,
- provocano vibrazioni, polveri ecc.;
- si prevedono variazioni nel layout ovvero ampliamenti dell'impianto;
- si può utilizzare la luce naturale.

un classico carico industriale : 50 kN/m²

si possono avere soluzioni intermedie in cui la parte inferiore è di tipo industriale mentre le altre attività vengono posizionate su piani ammezzati.

b MONOPIANO : TRAVE PIANA (I, H)

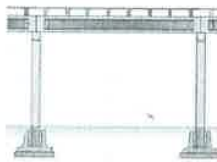


Posso usare travi ad I (con ali strette) o ad H (con ali larghe)



Il ringrosso che ho sotto serve per inserire i tefli, quello superiore serve per dare più area in compressione. Per smaltire le acque posso realizzare un mossetto di pendenza con ds alleggerito. Questi elementi possono portare quelli a pi-greco, quelli alveolari (per luci inferiori) o con profilo dare una soluzione

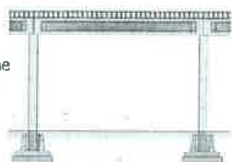
Con pannelli nervati (luce 10+15m, interasse 15+30m)



Con tegoli dal profilo alare (luce 10+15m, interasse 15+30m)



Con pannelli alveolari (luce 10+30m, interasse 6+10m)

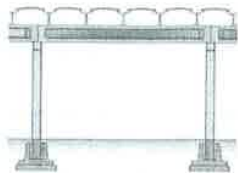


Un'alternativa all'utilizzo delle travi ad I è l'impiego di travi ad H con la realizzazione della conversa fra le testate delle voltine

per lo smaltimento delle acque consiste nell'uso di una trave ad H che funge da converso.

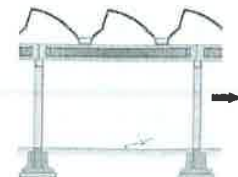
La copertura può essere fatta con trave ad Y (poco usata oggi) o con elementi a shed, questi elementi però non riescono a realizzare un diaframma di piano infinitamente rigido quindi in 3D si realizzano soluzioni 3D che garantiscono infinito rigidezza.

Con travi a Y (luce 10+15m, interasse 15+25m)



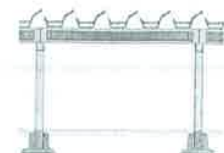
Questa soluzione può presentare problemi di collegamento, carenze dell'effetto di diaframma e limitata rigidezza trasversale e torsionale degli elementi di copertura.

Con elementi shed (luce 10+15m, interasse 15+25m)

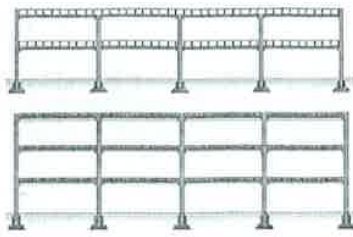


Questa soluzione può presentare carenze dell'effetto diaframma e problemi di rigidezza trasversale e torsionale degli elementi di copertura.

Con elementi micro-shed (luce 10+15m, interasse 15+25m)



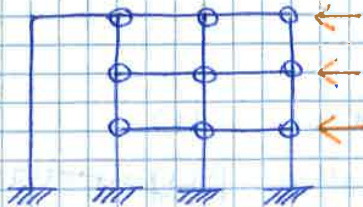
PLURIPIANO: PILASTRI A MENSOLA



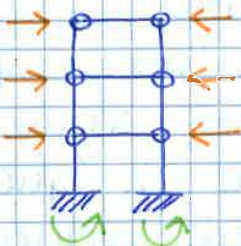
Se un edificio non è controventato, è la colonna che assorbe le azioni verticali.

Un edificio si dice controventato se esistono dei sistemi che assorbono il 100% delle azioni laterali.

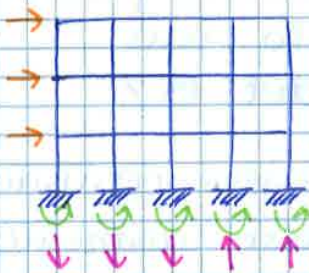
Se ho un sistema controventato a cui collego un telaio, tutti i nodi potrebbero essere cerniere e le azioni laterali finirebbero sul sistema o controvento e la flessione del pilastro sarebbe piccolissima.



Realizzare i nodi, se ho un sistema di controvento, è buona perché non devo trasmettere momento.



Se non ho un sistema di controvento le azioni laterali vengono prese per flessione delle colonne.



Se realizzo una struttura come quella a lato, ho momenti alla base più piccoli perché ho anche delle forze verticali. Questi nodi sono però difficili da realizzare con elementi prefabbricati.

L'ideale è realizzare la prima soluzione con controvento. Se non riesco a realizzare la prima soluzione, faccio la terza, la seconda soluzione per un edificio multipiano non è realizzabile.

PLURIPIANO: PILASTRI A MENSOLA CONTROVENTATI

Esistono cause di degrado della struttura non imputabili ad una carente durabilità del materiale (errori di progettazione, errata messa in opera del calcestruzzo, ecc.).

In linea di massima il 42% dei degradi rilevati è da attribuire ad un calcestruzzo non adeguatamente confezionato, il 22% per deficienza nella messa in opera del materiale, il 12% per errori di progettazione, l'8% per sovraccarichi non adeguati all'uso, il 7% per fondazione non adeguate, il 4% per incendi, e il rimanente 5% per motivi vari.

Il vantaggio economico di realizzare un'opera con un calcestruzzo durevole è notevole, infatti l'impiego di un calcestruzzo durevole fa aumentare il costo del materiale di circa il 10-15%, ma il costo dell'opera per non più dell'1%. Tuttavia i costi di ripristino di un'opera in calcestruzzo degradata possono superare il costo originale della stessa quando il degrado è così avanzato da rendere la stessa inservibile per le originali funzioni.

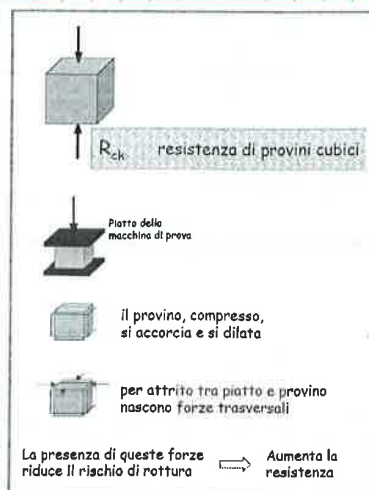
1. doti fondamentali per i cls a progettazione garantita, da indicarsi in tutti i casi sono:

1. classe di resistenza
2. classe di esposizione
3. dimensione nominale massima dell'aggregato
4. classe di consistenza
5. classe di contenuto in cloruri

1. CLASSE DI RESISTENZA

Il cls è classificato in funzione della sua resistenza a compressione.

Per la classificazione viene usata la resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni di:



- cilindri di h 300 mm e ϕ 150 mm (for-res cilindrico)
- cubi di 150 mm di lato (for-res cubica)

C for / Rck

2. CLASSE DI ESPOSIZIONE

La classe di esposizione è legata alla durabilità. Progettare in funzione di una data vita in servizio, non esclude a priori la necessità di dover effettuare interventi di manutenzione ordinaria al fine di mantenere la funzionalità della costruzione.

Per ridurre numero, estensione e gravità degli interventi di manutenzione si devono ridurre gli effetti deleteri della penetrazione delle sostanze potenzialmente aggressive, presenti nell'ambiente di esposizione.

I processi a rischio, fatta eccezione per la reazione alcali-aggregato sono:

- attacco chimico
- corrosione dell'armatura
- i cicli gelo-disgelo.

↳ Attacco chimico

Maggiore è la porosità del calcestruzzo e tanto più facilmente penetrano le sostanze aggressive

Ossidi

(SO₂, CO₂, NO_x)

da: inquinamento industriale, alto traffico veicolare, elevata presenza antropica;

Sali

(Cloruri, Solfati ed altri)

da: terreni, aerosol marino, dagli stessi materiali impiegati per la miscela del cls;

Acqua

(permeabilità, diffusività, capillarità)

L'acqua svolge un ruolo determinante nelle dinamiche del degrado:

- è il veicolo attraverso il quale all'interno del reticolo poroso possono penetrare le sostanze aggressive;
- anche da sola, è una sostanza estremamente pericolosa sia per le sue proprietà solventi che per le sensibili modifiche delle sue proprietà fisiche a seguito di eventuali transizioni di fase.

	GRADO DI ATTACCO		
	Debole	Moderato	Forte
<i>Agente aggressivo nelle acque</i>			
pH	6,5-5,5	5,5-4,5	4,5-4,0
CO ₂ aggressiva (mg CO ₂ /l)	15-30	30-60	60-100
Ioni ammonio (mg NH ₄ ⁺ /l)	15-30	30-60	60-100
Ioni magnesio (mg Mg ²⁺ /l)	100-300	300-1500	1500-3000
Ioni solfato (mg SO ₄ ²⁻ /l)	200-600	600-3000	3000-6000
<i>Agente aggressivo nel terreno</i>			
Ioni solfato (mg SO ₄ ²⁻ :kg di terreno seccato all'aria)	2000-6000	6000-12000	> 12000

Al proseguire del tempo la procedura di carbonatazione aumenta fino ad arrivare allo stato. La carbonatazione non influisce la resistenza del cls, anzi la aumenta; il problema si ha con l'armatura.

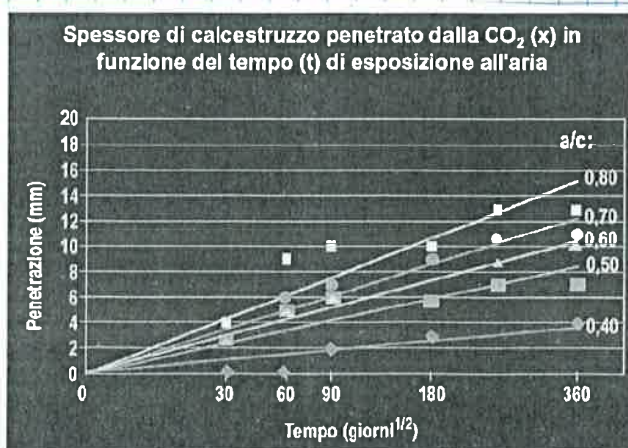
Il pH dello zona grigia chiara scende e l'armatura non è più protetta. La corrosione comincia se è presente dell'acqua (umidità nell'aria).

La corrosione dipende da 2 fattori: carbonatazione e presenza di acqua.

Il test usato per conoscere la profondità di carbonatazione è quello con la fenolftaleina, il principio si colora evidenziando la zona carbonatata.

Per ritardare questo fenomeno posso aumentare lo spessore del copriferro c , o diminuire k (costante che dipende dal materiale e legata alla permeabilità e porosità del cls).

Se solo il rapporto acqua-cemento (a/c), a parità di giorni, solo la profondità di carbonatazione. Il rapporto a/c è fondamentale



perché se metto più acqua di quello che serve per la reazione, questo vapora e lascia dei vuoti e il cls diventa poroso ed aumento la profondità di carbonatazione a parità di tempo.

La norma limita il rapporto a/c in funzione della classe di esposizione.

Mentre la corrosione per carbonatazione è uniforme ed ha quindi una perdita di sezione diffusa, per la corrosione da cloruri ho il fenomeno di "pitting", cioè la corrosione è concentrata in una sola sezione.

Le zone più pericolose, anche in questo caso sono quelle in cui ho alternanza di aria e acqua.

↳ cicli di gelo - disgelo.

Il degrado per gelività (cicli di gelo-disgelo) è legato al fatto che l'acqua, nel passaggio dallo stato liquido a quello solido, aumenta il proprio volume di circa il 9% e congelando esercita forti pressioni disgiungenti entro la matrice porosa.

L'acqua può provenire dalla superficie esterna o essere presente nella struttura del calcestruzzo se confezionato con elevati rapporti a/c.

La formazione di ghiaccio inizia nei pori di dimensioni maggiori e si estende a quelli più piccoli soltanto se la temperatura si abbassa ulteriormente.

Temperatura di congelamento dell'acqua nei pori

Spazi interstratici	3-10 · 10 ⁻⁹ m	-80°C < T < -25°C
Pori capillari	0,04-3 · 10 ⁻⁶ m	-20°C < T < 0°C
Macro-pori	0,1-5 · 10 ⁻³ m	T = 0°C

▶ Classi di esposizione

Le azioni dell'ambiente sono classificate come Classi di esposizione (ved. prospetti successivi)

Le classi di esposizione da scegliere dipendono dalle disposizioni valide nel luogo d'impiego del calcestruzzo.

Questa classificazione dell'esposizione non esclude considerazioni in merito a condizioni speciali che possano esistere nel luogo di impiego del calcestruzzo o di misure protettive quali l'uso di acciaio inossidabile o altri metalli resistenti alla corrosione e l'uso di rivestimenti protettivi per il calcestruzzo o per l'armatura.

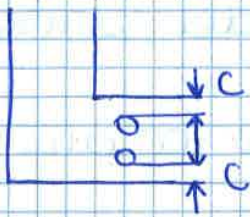
Il calcestruzzo può essere soggetto a più di una delle azioni descritte nei prospetti e può essere necessario esprimere le condizioni dell'ambiente alle quali esso è esposto come combinazione di classi di esposizione.

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

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

↳ RICOFRIMENTO (CORIFERRO)

la classe di esposizione ha una ricoduto diretta sul copriferro che è la distanza tra barra di acciaio e la superficie della sezione dell'elemento



Il copriferro è definito come la summa di 2 contributi: il copriferro minimo e la toleranza

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

Il copriferro minimo è il massimo di 3 valori:

$$C_{min} = \max \{ C_{min,b} ; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,r} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add} ; 10 \text{ (mm)} \}$$

ricoprimento
MIN per aderenza
cumulativa

incremento
sicurezza
elemento $R=0$

riduzione
per impiego
di protezioni
addizionali
 $R=0$

ricoprimento
MIN per condizioni
ambientali

riduzione per
impiego di
acciaio
inossidabile

VR: valore raccomandato

se sono in ambiente poco aggressivo, il copriferro nominale è condizionato dall'aderenza, in caso contrario è condizionato dallo durabilità.

Tra acciaio e cls c'è uno perfetto aderenza.

$C_{min,b}$ dipende dalla disposizione delle armature:

- BARRE ISOLATE $\rightarrow C_{min,b} = \varnothing_{BARRA}$
- BARRE RAGGRUPPATE $\rightarrow C_{min,b} = \varnothing_{EQUIVALENTE}$

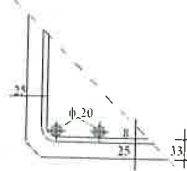
NB se la dimensione max dell'aggregato è maggiore di 32 mm, deve moltiplicare il valore di $C_{min,b}$ di 5 mm.

$C_{min,dur}$ tiene conto delle condizioni ambientali ed è funzione delle classi di esposizione e strutturale. Il valore raccomandato di classe strutturale con riferimento ad un edificio avente vita di progetto di 50 anni e realizzato con cls di classe di resistenza conforme ai valori indicativi prima esposti, è S4.

ESEMPIO:

Calcolo del ricoprimento [staffa]

Classe di esposizione XC1.
 Classe di resistenza del cls C25/30.
 Armatura longitudinale 5φ20; staffe φ8 / 100 mm.
 Dimensione max aggregato $d_g = 20$ mm (< 32 mm).
 Vita utile della struttura 50 anni
 Normale controllo di qualità in situ



$C_{min,b} = 8$ mm	$\Delta C_{dur,\gamma} = 0$
$C_{min,dur} = 15$ mm	$\Delta C_{dur,st} = 0$
	$\Delta C_{dur,add} = 0$

$$C_{min} = \max \{ C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 100 \text{ mm} \}$$

$$= \max \{ 8; 15 + 0 - 0 - 0; 100 \text{ mm} \} = 15 \text{ mm}$$

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

Analogia valutazione deve essere condotta con riguardo all'armatura longitudinale

- OSS la durabilità è influenzata anche da errori progettuali, bisogna sempre prevedere un sistema per il deflusso dell'acqua.
- OSS un intemperio inferiore di 5 cm mi può causare problemi quando vibro il cls.
- OSS Gli spigoli sono punti deboli quindi vanno eliminati se possibile. Se no delle zone critiche che sono soggette ad aria e acqua, devo prevedere delle coperture adeguate, delle sostituzioni o comunque tenere conto per la durabilità.
- OSS la durabilità dipende anche dal curing si possono generare fessure da ritiro plastico soprattutto sulle superfici orizzontali dove ore dopo il getto. L'entità del fenomeno dipende dalla velocità di evaporazione dell'acqua e aumento di aumentare del contenuto di cemento dell'imposto. L'entità delle fessure accettabili è intorno a 0,3-0,4 mm. ci sono anche le fessure da ritiro igrometrico che si sviluppa quando l'umidità dell'aria in cui è presente il cls, è < 95%, il cls perde parte dell'acqua dei pori. Questo tipo di ritiro è influenzato da aggregati e a/c.

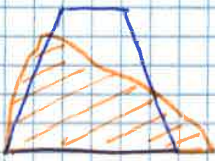
4. CLASSE DI CONSISTENZA

La classe di consistenza coincide con lo laboromètro del cls cioè con lo suo poterito di essere messo in opera.

Esso viene valutato con la prova del cono di Abrams calcolando l'abbassamento subito del cono di cls sotto il suo solo peso.

se l'abbassamento è uniforme dico il comportamento del cls è regolare

se ho un abbassamento a taglio vuol



dire che manca coesione e questo avviene nel cls che tendono a segregarsi. se il fenomeno persiste il cls non ritenuto non idoneo al getto.

se si verifica il collasso vuol dire che ho miscele molto muide o cls autolivellanti o sperfluidificanti.

In funz. dell'abbassamento si stabiliscono 5 classi di consistenza per il cls dal meno lavorabile (S1) al più lavorabile (S5).

S1	→	10-40
S2	→	50-90
S3	→	100-150
S4	→	160-210
S5	→	≥ 220

Osservazioni

Miscele molto asciutte hanno un abbassamento nullo e quindi, in un certo campo di consistenza, è possibile che non si registri alcuna differenziazione fra miscele pur dotate di diversa lavorabilità. È allora necessario il ricorso al metodo Vébé

Le miscele a consistenza plastica-semifluida cadono nel campo di maggior sensibilità del metodo di abbassamento al cono

Può anche succedere che per miscele magre tendenti alla rigidità, un abbassamento regolare facilmente si tramuti in uno di tipo a taglio od a collasso. In tal caso ci si deve accertare del fenomeno, onde evitare che si indichino valori diversi di abbassamento per campioni della stessa miscela

Per i calcestruzzi fluidi e molto fluidi, è preferibile determinare la consistenza mediante la prova di spandimento alla tavola a scosse (UNI 8020 - Metodo B)

↳ CLS INNOVATIVI

» Calcestruzzi ad alta prestazione (HPC)

Vantaggi

- Alta resistenza a compressione (60-100 MPa)
- Rapido sviluppo della resistenza meccanica
- Porosità molto bassa ed elevata durabilità
- Buona resistenza all'urto

Svantaggi

- Fragilità
- Bassa resistenza al fuoco

Come si ottengono i calcestruzzi ad alta resistenza?

- Utilizzando bassi rapporti acqua cemento (0,3-0,4)
- Impiegando additivi superfluidificanti
- Impiegando aggiunte minerali ad attività pozzolanica
- Utilizzando inerti ad alta resistenza meccanica (basalto, granito)

» I calcestruzzi autocompattanti (SCC)

La norma UNI 11040 definisce il *calcestruzzo autocompattante* come un calcestruzzo che viene messo in opera e compattato senza intervento di mezzi esterni (vibrazione), ma per esclusivo effetto del proprio peso e della forza gravitazionale.

Vantaggi nell'utilizzo degli SCC

L'assenza delle operazioni di vibrazione consente di avere:

- Risparmio di tempo
- Risparmio sulla manodopera e sull'impianto di vibrazione
- Minori rischi per la salute degli operatori

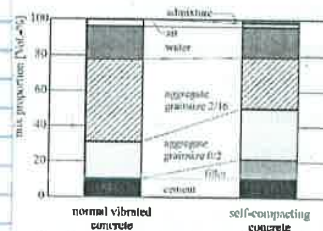
Si evitano i problemi legati ad una cattiva compattazione (segregazione, disomogeneità nel getto, bleeding, nidi di ghiala)

Si possono realizzare getti di forma complessa o opere con elevati quantitativi di armatura

Buona qualità del facciavista

Come si ottiene un calcestruzzo autocompattante?

- Elevati quantitativi di parti fini: cemento, filler (calcare, fumo di silice) e aggregati fini
- Basso contenuto di aggregati grossi che riducono la fluidità dell'impasto e possono causare blocchi in presenza di armature piuttosto fitte
- Additivi superfluidificanti e modificatori di viscosità



D > 600mm

» I calcestruzzi fibrorinforzati (FRC)

Il *calcestruzzo fibrorinforzato* è un materiale composito caratterizzato da una matrice cementizia e da fibre discrete (discontinue). La matrice è costituita da calcestruzzi o da malte, normali o ad alte prestazioni. Le fibre possono essere di acciaio, di materiale polimerico, di carbonio, di vetro o di materiale naturale. (CNR DT 204-2006).

Le proprietà dipendono dalle caratteristiche e ai dosaggi dei singoli costituenti (fibra e matrice).

Le fibre

Diverse tipologie:

- di acciaio
- polimeriche
- di vetro
- naturali

Diverse dimensioni:

- microfibre
- macrofibre

Diverse forme:

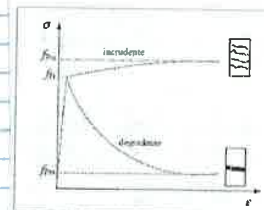
- uncinate
- ondulate
- dentellate

Vantaggi

- Resistenza alla fessurazione
- Maggiore tenacità
- Maggiore resistenza agli urti e all'abrasione
- Migliorano le proprietà a trazione e a flessione della matrice

Caratteristiche meccaniche degli FRC

Le fibre non hanno grossa influenza sulla resistenza a compressione del composito. D'altra parte sono molto efficaci nel migliorare le prestazioni del materiale sottoposto a trazione e flessione.



Contenuto di fibre maggiore, nel caso in cui la rigidità delle fibre stesse sia sufficientemente elevata,

Contenuti di fibre non elevati e fibre costituite da materiale con modulo inferiore a quello della matrice.

➤ I calcestruzzi a ritiro compensato

Conglomerato cementizio contenente un *agente espansivo* che ha il compito di compensare il normale ritiro, tipico dei calcestruzzi ordinari, con un fenomeno espansivo controllato in durata ed entità.

Agente espansivo: **sostanza chimica che, reagendo con alcuni dei componenti dell'impasto cementizio, dà origine a composti a maggiore volume. Si tratta di ossidi di calcio o di magnesio e solfo-alluminati**

Applicazioni

- Realizzazione di pavimentazioni industriali poiché consentono di aumentare le distanze tra i giunti di contrazione;
- Restauro e consolidamento: solitamente si instaurano delle tensioni tra il substrato di calcestruzzo vecchio, che ormai ha già subito il ritiro, ed il calcestruzzo nuovo. Queste tensioni possono portare o al distacco tra i due materiali o ad una fessurazione del calcestruzzo nuovo. Questo inconveniente può essere superato con i calcestruzzi a ritiro compensato purché siano accuratamente stagionati;
- Come malte nel collegamento tra elementi prefabbricati e getti in opera.

I calcestruzzi proiettati

Il calcestruzzo proiettato, noto anche come *spritz beton* o *shotcrete* o *gunite*, è una miscela di cemento, aggregati, acqua ed eventuali agglutanti, proiettata mediante una lancia ad aria compressa (UNI 10834).



È utilizzato per quelle applicazioni in cui il getto tradizionale presenta difficoltà di realizzazione, come in condizioni di:

- ✓ assenza di casseforme,
- ✓ applicazione in strati successivi,
- ✓ qualora siano necessarie resistenze a breve termine in speciali tecniche di costruzione.

Metodi di applicazione

Via secca

Tutti gli ingredienti solidi del conglomerato sono accuratamente mescolati, per poi essere spinti da un flusso di aria compressa, fino all'oggetto della pompa dove viene aggiunta l'acqua, prima di proiettare la miscela sulla superficie.

Via umida

L'acqua viene aggiunta durante il condizionamento del calcestruzzo nel mescolatore fisso o in autobetoniera. L'impasto più o meno fluido è spinto fino all'oggetto dove l'aria compressa lo proietta sulla superficie di applicazione.

In entrambi i sistemi la velocità del flusso di conglomerato viene accelerata, prima dell'uscita dalla lancia di spruzzo, utilizzando aria compressa in quantità diversa a seconda del metodo utilizzato. Più aria significa maggiore velocità di proiezione e quindi maggiore compattazione e miglior aderenza del rivestimento indurito al supporto.

Oggi la modalità per via secca è stata quasi abbandonata poiché si hanno maggiori problemi di rimbalzo degli aggregati e poiché l'aggiunta d'acqua è lasciata a discrezione dell'operatore, comportando spesso problemi di disomogeneità del getto.

Problemi

- eterogeneità del materiale in situ;
- scarsa aderenza al substrato,
- delaminazione tra i vari strati,
- Incompleto riempimento dietro le armature metalliche,
- rimbalzo degli inerti e sfido.

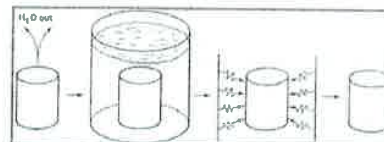
I calcestruzzi polimero impregnati (PIC)

Processo industriale

- si impregna il conglomerato cementizio, precedentemente essiccato, con un liquido monomero, che riempie quasi tutte le cavità del calcestruzzo;
- si fa polimerizzare il monomero all'interno del calcestruzzo formando così un solido a porosità pressoché nulla

Vantaggi

- Elevata resistenza a compressione (100-200 MPa)
- Miglioramento della resistenza a trazione e flessione (200-300%)
- Aumento del modulo elastico
- Elevata durabilità (resistenza a cloruri e solfati, alle acque dilavanti e ai cicli di gelo e disgelo)



Svantaggi

- Costi elevati
- Bassa resistenza al fuoco

Il valore di k in tabella è il minimo del rapporto tra tensione di rottura e di snervamento. Nell'acciaio di classe C la tensione di rottura è superiore del 15% di quello di snervamento.

In Italia esiste solo un tipo di acciaio che posso usare e si chiama B450, con 2 classi di duttilità: A e C (bassa e alta duttilità)

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 = 450 \text{ MPa}$ (tensione snervamento)

$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2 = 540 \text{ MPa}$ (tensione rottura)

1) Acciaio per cemento armato B450C

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{yk, nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{tk, nom}$	5.0
$(f_{tk}/f_{yk})_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_{tk}/f_{yk})_k$	$\leq 1,35$	
$(f_{tk}/f_{yk})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_g)_k$	$\geq 7,5 \%$	10.0

Barre \varnothing compreso tra 6 e 40 mm
Rotoli $\varnothing \leq 16 \text{ mm}$

2) Acciaio per cemento armato B450A

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{yk, nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{tk, nom}$	5.0
$(f_{tk}/f_{yk})_k$	$\geq 1,05$	10.0
$(f_{tk}/f_{yk})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_g)_k$	$\geq 2,5 \%$	10.0

Barre \varnothing compreso tra 5 e 10 mm
Rotoli $\varnothing \leq 10 \text{ mm}$

Le barre ad aderenza migliorata hanno delle scanolature che aumentano l'aderenza del cls.

Ogni barra riporta un marchio identificativo (tipo codice a barre) che contiene informazioni sulla barra stessa.

↳ Valori caratteristici / medi

- » R_{ck} : resistenza caratteristica cubica a compressione (25-90 MPa)
- » f_{ck} : resistenza caratteristica cilindrica a compressione ($f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$)
- » f_{cm} : resistenza medio a compressione
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$
- » E_{cm} : modulo elastico medio del cls
 $E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{1/3}$
- » f_{ctm} : resistenza a trazione media del cls
 $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{cls} \leq C50/60$
 $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)\right) \quad \text{cls} > C50/60$
- » $f_{ctk,0.05}$: resistenza a trazione caratteristica inferiore del cls:
 $f_{ctk,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$
- » $f_{ctk,0.95}$: resistenza a trazione caratteristica superiore del cls:
 $f_{ctk,0.95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$
- » ϵ_{c1} : deformazione sotto massima tensione
 $\epsilon_{c1} (\%) = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} < 2,8$
- » ϵ_{cu1} : deformazione max. ultimo. $\epsilon_{cu1} = 3,5\%$
 $\epsilon_{cu1} (\%) = 2,8 + 27 \left[\frac{(98 - f_{cm})}{100}\right]^4 \quad \text{per } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa}$

↳ Valori di calcolo

- » f_{cd} : resistenza di calcolo a compressione del cls

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} \cdot \frac{1}{\gamma_c}$$

EC2 → $\alpha_{cc} = 0.8 - 1.0$ / $\gamma_c = 1.5$
 DAN → $\alpha_{cc} = 0.85$ / $\gamma_c = 1.5$
- » $f_{tk,0.05}$: resistenza a trazione caratteristico inferiore del cls

$$f_{tk,0.05} = 0.7 f_{ctm}$$
- » $f_{tk,0.95}$: resistenza a trazione caratteristico superiore del cls

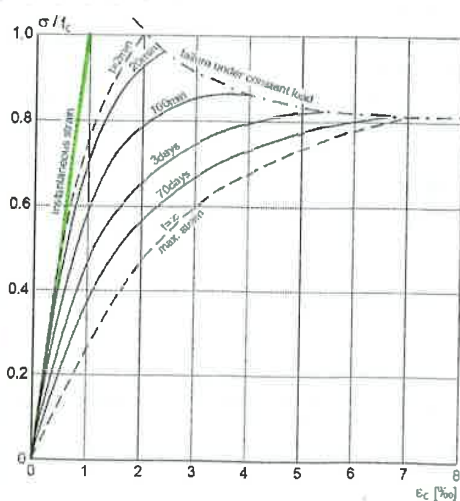
$$f_{tk,0.95} = 1.3 f_{ctm}$$
- » f_{ctd} : resistenza a trazione di calcolo del cls

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{tk,0.05} \cdot \frac{1}{\gamma_c} \quad \alpha_{ct} = 1.0$$
- » ϵ_{c2} : deformazione alla massima tensione ($\epsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$)

$$\epsilon_{c2} (\text{‰}) = 2.0 + 0.085 (f_{ctm} - 50)^{0.53} \quad \text{per } f_{ctm} \geq 50 \text{ MPa}$$
- » ϵ_{cu2} : deformazione ultima ($\epsilon_{cu2} = 3.5 \text{ ‰}$)

$$\epsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2.6 + 35 \left[\frac{(90 - f_{ct})}{100} \right]^4 \quad \text{per } f_{ct} \geq 50 \text{ MPa}$$

↳ Resistenza di progetto a compressione



la retta a sx è una curva teorica ottenuta applicando un carico istantaneo.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} \cdot \frac{1}{\gamma_c}$$

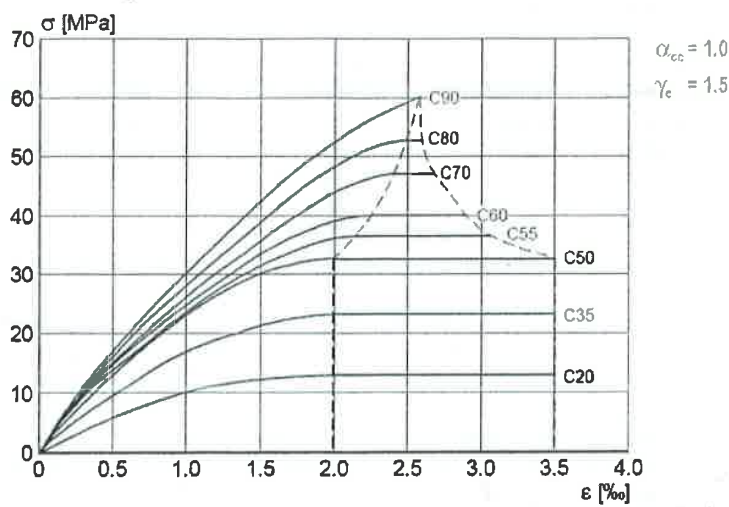
è un coefficiente che tiene conto della riduzione di resistenza che si verifica per una lunga durata di applicazione del

carico o per effetti sfavorevoli derivanti dalle modalità di applicazione del carico. In Italia $\alpha_{cc} = 0.85$

Nel ramo parabolico, all'aumentare della deformazione ϵ , aumenta la tensione σ arrivando fino al picco (f_{yk} o f_{cd} per le verifiche o SLU).

Nel tratto rettangolare invece, all'aumentare della deformazione ϵ , la tensione σ resta costante e pari a quello massimo.

Il valore di n nello snello di σ_c è definita dalla tabella. Il ramo parabolico ha un $n=2$ per un cls C50.



↳ Grandezze caratterizzanti dell'acciaio

- » f_{yk} : resistenza caratteristica dell'armatura ordinaria
- » f_{yd} : resistenza di calcolo dell'armatura ordinaria
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad \gamma_s = 1.15$
- » ϵ_{yk} : deformazione caratteristica alla tensione massima sotto carico
- » E_s : modulo elastico di calcolo dell'acciaio ($E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Product form	Wire and coiled rods			VVB fabrics			Requirement of quality value (%)
	A	B	C	A	B	C	
Steel wire							
Characteristic yield strength f_{yk} (MPa)	490 to 2000						5.0
Minimum value of f_{yk}/E_s	0.25	0.28	0.30	≥1.05	≥1.08	≥1.15	10.0
Characteristic yield strain ϵ_{yk} (%)	0.25	0.30	0.35	≥2.5	≥5.0	≥7.5	10.0
Minimum f_{yk}/E_s	0.25						Minimum
Minimum f_{yk}/E_s for steel wire	0.25						5.0

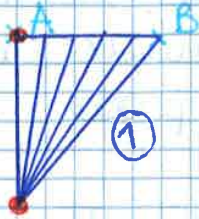
- assenza di resistenza a trazione del c/c
 Il c/c ha una resistenza a trazione che vale circa l'8% di quello a compressione.
 La resistenza a trazione comunque è un parametro molto incerto che scampare spesso il c/c si fessura e per questo, a favore di sicurezza, lo trascuro.
- rappresentazione della risposta dei materiali tramite la legge parabolo-rettangolo per il c/c in compressione ed il legame elastico perfettamente plastico per l'acciaio in trazione.
- limitazione della deformazione del c/c in presenza di solo compressione a E_{c2} ed a valori compresi tra E_{c2} e E_{cuz} nel caso di sezioni soggette a tensioni di solo compressione (campo 5)
- limitazione della deformazione dell'acciaio a E_{s1}

Stiamo considerando uno SLU che si raggiunge per rottura di un elemento strutturale.
 Nel CA la rottura viene identificata quando nell'elemento vengono raggiunte delle deformazioni ϵ che portano a rottura il materiale.
 La rottura viene individuata nel campo delle deformazioni.

Si parte dalle deformazioni ultime del materiale, si calcolano le tensioni, quindi le sollecitazioni N, T, M massime che l'elemento può sopportare.
 Noi considereremo il caso della trave soggetta solo a tensioni (deformazioni) che si sviluppano lungo l'asse longitudinale della trave. Parliamo quindi di sollecitazioni normali alle sezioni dell'elemento e parallele al suo asse.

le cls si rompe molto prima dell'acciaio perché il rapporto delle deformazioni ultime è di 20 volte ($7\% / 0,35\% = 20$)

L'armatura in basso raggiunge la deformazione ultima a trazione, la sezione quindi è completamente tesa, il cls è completamente fessurato ed è come se non ci fosse.



L'armatura sopra può rompersi (A), i 2 livelli di armatura hanno lo stesso $\epsilon = \epsilon_{ud}$ e quindi lo stesso tensione σ , ma le forze agenti sopra e sotto possono essere diverse.

NB Deformazione costante su tutta la sezione non vuol dire avere lo sforzo normale centrato perché le aree di armatura possono essere diverse sopra e sotto. Lo sforzo normale sarebbe centrato se le aree di armatura fossero uguali.

Siamo 140 volte oltre la deformazione a cui si fessura il cls (70% acciaio vs $8\% \times 3,5\%$ cls)

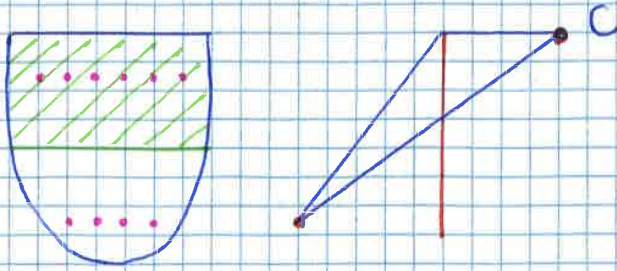
Se uno delle 2 armature arriva lo rottura, la deformazione dell'altra può scendere fino a che sopra la deformazione è non diventa nullo (B).

Nel campo ① il cls è sempre teso. Tutte le possibili configurazioni deformate prevedono comunque la rottura dell'armatura sotto.

Questo è però una configurazione improponibile per il CA.

L'asse neutro è esterno alla sezione

C. COMPRESSA lo stato compresso comprende, in questo caso, tutta l'armatura superiore.

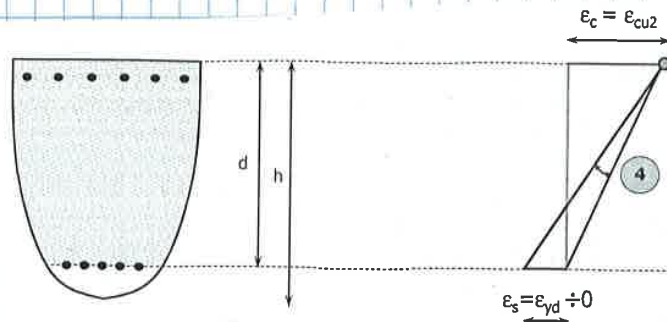


Il campo 2 termina quando si giunge alla deformazione ultima o compressione del ds. È importante notare che la rottura si raggiunge al lembo superiore del ds quindi l'armatura superiore, trovandosi un po' più sotto avrà una deformazione minore di quella ultima del ds.

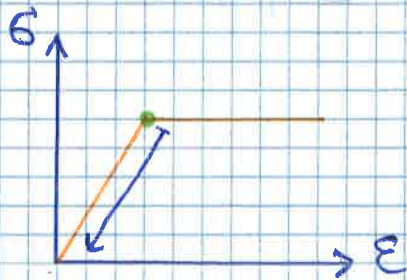
Avendo una parte di sezione che lavora in compressione, l'asse neutro di inizio (frontiera campo 1 - campo 2) si troverà in coincidenza del lembo superiore e poi scenderà di interno della sezione che quindi subirà uno sforzo normale eccentrico (N+M).

Si ha rottura per tutte le possibili configurazioni interne al campo 2 perché cede l'acciaio e nell'ultima configurazione (c) arriva a rottura anche il ds.

⇒ CAMPO 4



Il punto superiore è sempre alla configurazione =
zione ultimo del c/s. Forziamo a diminuire
la deformazione dell'acciaio teso passando
dallo snervamento a deformazione nulla
quando lo zero compresso coinciderà con
il livello inferiore dell'armatura.

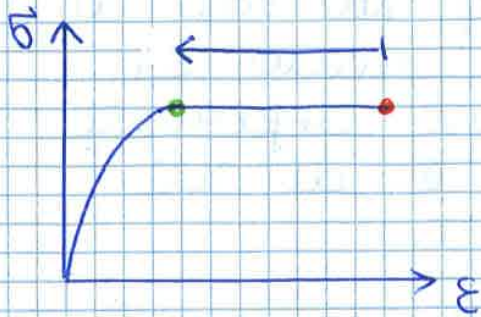


Questo fa scendere il asse
neutro fino al livello
dell'armatura sotto che
risulta quindi scarico.

Il campo 4 finisce quando lo zero compresso
 del c/s arriva a livello dell'armatura
 inferiore

Ho una sezione presso-inflessa, N di
compressione abbastanza centrata e quindi
M piccola. Ho una grossa variazione di
N nell'armatura teso sotto.

del c/s (3,5%) cioè ogni punto sarebbe esposto in compressione.



Questa configurazione da punto di vista delle forze non è diversa da quella in cui $\epsilon = \epsilon_c$. Lavoro sempre con lo σ massimo del c/s, sto solo riducendo la deformazione massima o cui lavoro.

La sezione è tutta compressa, il tempo sotto aumenta la sua deformazione mentre quello sopra la diminuisce.

L'armatura sopra è sverruata, quella sotto può essere compressa in campo elastico o sverruata in compressione.

Il fulcro è stato inserito per limitare le deformazioni quando è sottoposto a grandi compressioni. La tensione a cui si lavora lato c/s è sempre la stessa, variando solo le deformazioni (vario il limite massimo delle deformazioni).

L'inizio del campo 1 era una deformazione costante su tutta la sezione; alla fine del campo 5 ho una forza normale centrata nel centro della sezione omogeneizzata.

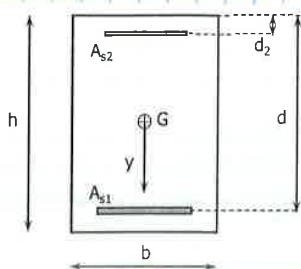
NON dipendono dalle azioni agenti.
 Posso quindi calcolare sollecitazioni e resistenze indipendentemente e una dall'altra.

I domini di resistenza rappresentano le sollecitazioni interne corrispondenti alle infinite configurazioni di SLD della sezione sono funzione della forma della sezione trasversale, del posizionamento e area delle armature, delle caratteristiche meccaniche dei materiali (f_{cd} , f_{yd})

venivano usati per effettuare lo verifico di sicurezza della sezione; lo verifico è soddisfatto se il punto sollecitante (di coordinate N_{sd} , M_{sdx} , M_{sdy}) risulta interno o sullo frontiera del dominio in particolare se il punto è interno al dominio non sono state raggiunte le deformazioni ultime dei materiali, se è sullo frontiera sono uguali le deformazioni ultime dei materiali, se è esterno sono superate le deformazioni ultime dei materiali e lo verifico non è soddisfatto.

↳ Tracciamento del dominio di resistenza

Trattiamo sezioni di forma rettangolare $b \times h$, ci riferiamo ad una sollecitazione mono (presso-flessione o tenso-flessione retta).



Il lato h è quello lungo il quale la deformazione varia, lungo b invece non varia. Considero sempre 2 aree di armatura A_{s1} e A_{s2} .

$$\text{Se } A_{s1} \neq A_{s2} \rightarrow A_{s1} > A_{s2}$$

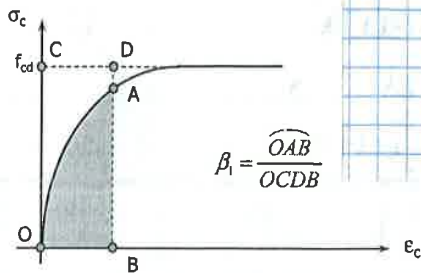
Definiamo " d " come è altezza l'utile

" d_2 " invece è la distanza tra A_{s2} e il centro del ds a lei più vicino (di solito $d_1 = d_2$).

Se ci sono n livelli di armatura:

$$N_{rd} = \int_A \sigma' dA = - \int_{A_c} \sigma_c \cdot dA + \sum_N \sigma_{sN} A_{sN}$$

Il problema sta nel risolvere l'integrale sull'area del cls. Per le sezioni rettangolari e per il diagramma parabolo-rettangolo può essere semplificato come: $\beta_1 \cdot f_{cd} \cdot h \cdot x$ dove β_1 è il coefficiente di riempimento della parabolo-rettangolo.



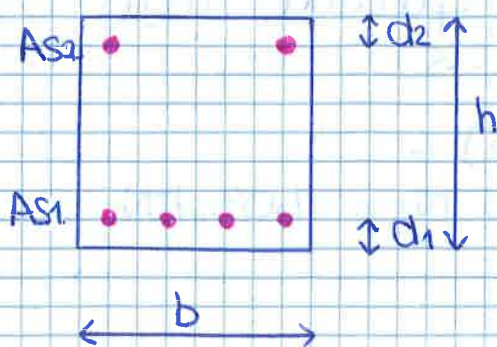
$$\beta_1 = \frac{|\epsilon_c|}{2} \left(1 - \frac{|\epsilon_c|}{\epsilon} \right) \quad \text{per } |\epsilon_c| \leq 2\text{‰}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{2}{3|\epsilon_c|} \quad \text{per } |\epsilon_c| > 2\text{‰}$$

Per il campo 2 posso usare entrambe le formule di β_1 . Per i campi 3-4-5 invece posso usare solo la seconda formula di β_1 .

β_1 è un m° adimensionale che tiene conto del fatto che integrando, non ho un rettangolo ma un parabolo.

Vediamo ora come calcolare N_{rd} per le configurazioni di SLU dei diversi campi con un esempio:



C20/25

B450C

$AS_1 = 4 \varnothing 16$

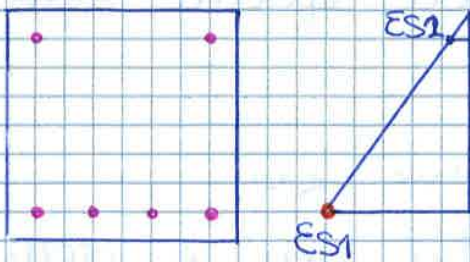
$AS_2 = 2 \varnothing 12$

$d_2 = 4 \text{ m}$

$b = 30 \text{ cm}$

$h = 30 \text{ cm}$

➤ FRONTIERA CAMPO 1 - CAMPO 2



$$\epsilon_{s1} = 6,75 \%$$

ϵ_{s2} lo calcolo con le proporzioni geometriche:

$$\epsilon_{s1} : h-d = \epsilon_{s2} : d$$

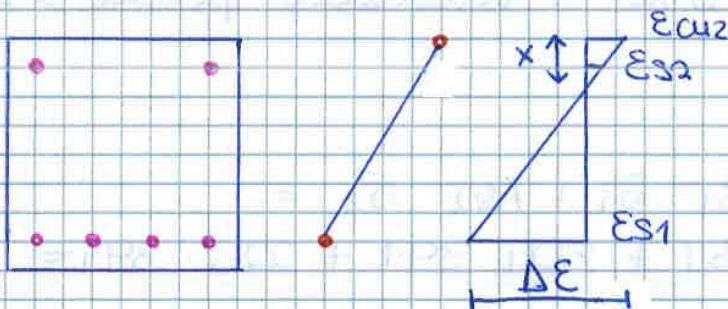
$$\epsilon_{s2} = 6,75 \cdot \frac{4}{30-4} = 1,02 \%$$

L'armatura A_{s2} è sverruata perché $\epsilon_{s2} > \epsilon_y = 2\%$.

$$\hookrightarrow \bar{\sigma}_{s2} = f_{yd} = 391 \text{ MPa}$$

$$N_{RES} = f_{yd} (A_{s1} + A_{s2}) = 391 (804 + 226) = 403 \text{ kN}$$

➤ FRONTIERA CAMPO 2 - CAMPO 3



$$\epsilon_{s1} = 6,75 \% \rightarrow \bar{\sigma}_{s1} = 391 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{cu2} = 3,5 \% \rightarrow \bar{\sigma}_{cu} = 11,3 \text{ MPa}$$

$$\Delta\epsilon = \epsilon_{s1} - \epsilon_{cu2} = (6,75 - (-3,5)) = 10,25 \%$$

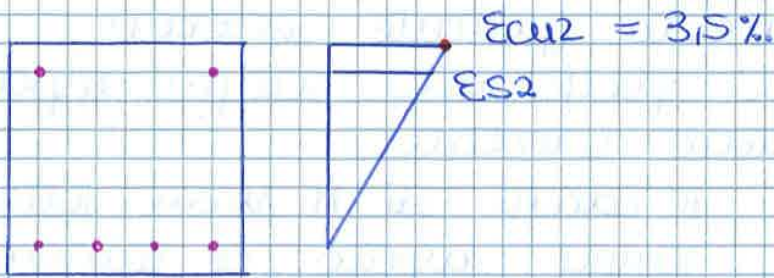
calcolo la posizione dell'asse neutro : x

$$\Delta\epsilon : d = -\epsilon_{cu2} : x$$

$$x = d \cdot \frac{(\epsilon_{cu2})}{\Delta\epsilon} = 260 \cdot \frac{3,5}{10,25} = 90 \text{ mm}$$

$$\epsilon_c > 2\% \rightarrow \beta_1 = 1 - \frac{2}{3|\epsilon_c|} = 1 - \frac{2}{3 \cdot 3,5} = 0,81$$

» FRONTIERA 4-4a

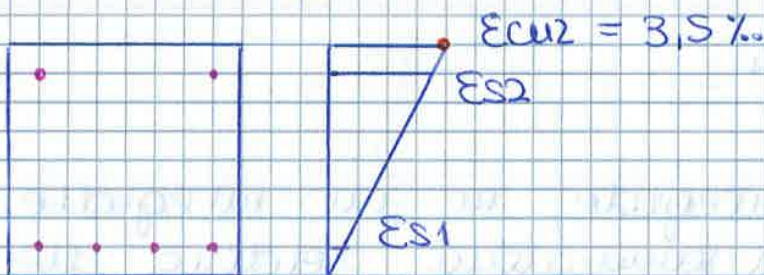


$$d: \epsilon_{cu2} = d - d_2 : \epsilon_{s2}$$

$$\epsilon_{s2} = 3,5 \cdot \frac{220}{260} = 2,96\% > 2\% \rightarrow \sigma = 391 \text{ MPa}$$

$$N_{RES} = -11,3 \cdot 300 \cdot 260 \cdot 0,81 - 391 \cdot 226 = -802 \text{ MPa}$$

» FRONTIERA 4a-5

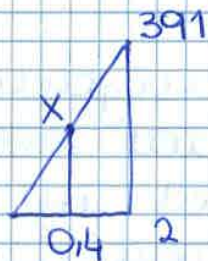


$$\epsilon_{s2} : h - d_2 = \epsilon_{cu2} : h$$

$$\epsilon_{s2} = 3\text{‰} > 2\text{‰} \rightarrow \sigma = 391 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{s1} : d_2 = \epsilon_{cu2} : h$$

$\epsilon_{s1} = 0,5 < 2\text{‰} \rightarrow$ NO sovraccarico, calcolo σ tramite proporzione

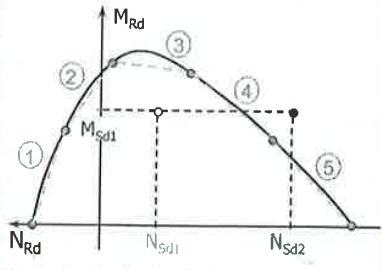


$$391 : 2 = X : 0,4$$

$$X = -100 \text{ MPa}$$

$$N_{RES} = -11,3 \cdot 300 \cdot 300 \cdot 0,81 - 391 \cdot 226 - 100 \cdot 204 = 992 \text{ KN}$$

Il punto di coordinate N_{Rd} , M_{Rd} appartiene al frontiero del dominio di resistenza, al variare della configurazione di SLU, si deprime completamente lo frontiero del dominio. Tale operazione corrisponde a far variare x (cioè la profondità dell'asse neutro) da $-\infty$ (inizio campo I) a $+\infty$ (fine campo 5)



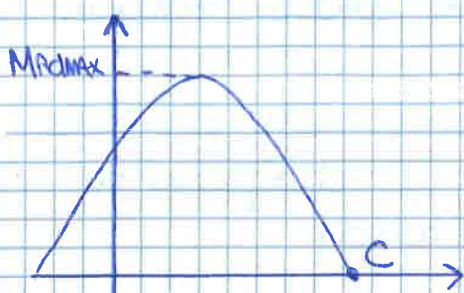
Se misuro solo i punti delle configurazioni di SLU dei campi, trovo una linea spezzata e non una forma curvilinea convessa, ma approssimo la linea continua con quella spezzata operando con a favore di sicurezza. Tutti i punti esterni al diagramma non rispettano la sicurezza

OSS I diagrammi sono riportati con N sulle ascisse orientata a sinistra e su quello delle ordinate ho M orientato in alto.

OSS Partendo da $N=0$, a parità di area della sezione, di quantità di armatura e di materiale, l'aumentare di N (trazione) diminuisce la resistenza.

Nell'aumentare di N in compressione, la resistenza in termini di momento flettente aumenta fino ad un massimo per poi avvicinare a resistenza nulla. Il picco si trova a M_{Rdmax} :

$$M_{Rdmax} = 0,3 - 0,4 \underbrace{(A_c \cdot f_{cd} + \sum A_s \cdot f_{yd})}_{\text{punto C}}$$



↳ DIAGRAMMI DI INTERAZIONE ADIMENSIONALI

Il tracciamento dei diagrammi di interazione può avvenire in forma adimensionale suddividendo dalle dimensioni reali della sezione (b, h), dalle posizioni delle armature (d, d_2) e dalle caratteristiche dei materiali (f_{cd}, f_{yd}). Riprendendo le equazioni scritte in precedenza vediamo come adimensionalizzarle:

$$N_{rd} = -f_{cd} b x \beta_1 + \sigma_{s1} A_{s1} + \sigma_{s2} A_{s2}$$

divido tutto per $b h \cdot f_{cd}$ (max N spontanea senza armat):

$$\frac{N_{rd}}{b h f_{cd}} = - \frac{f_{cd} b x \beta_1}{b h f_{cd}} + \frac{\sigma_{s1} A_{s1} f_{yd}}{b h f_{cd} f_{yd}} + \frac{\sigma_{s2} A_{s2} f_{yd}}{b h f_{cd} f_{yd}}$$

\downarrow \downarrow \downarrow
 SFORZO NORMALE RIDOTTO PERCENTUALE MECCANICA DI ARMATURA

\uparrow moltiplico e divido i termini delle armature per f_{yd} .

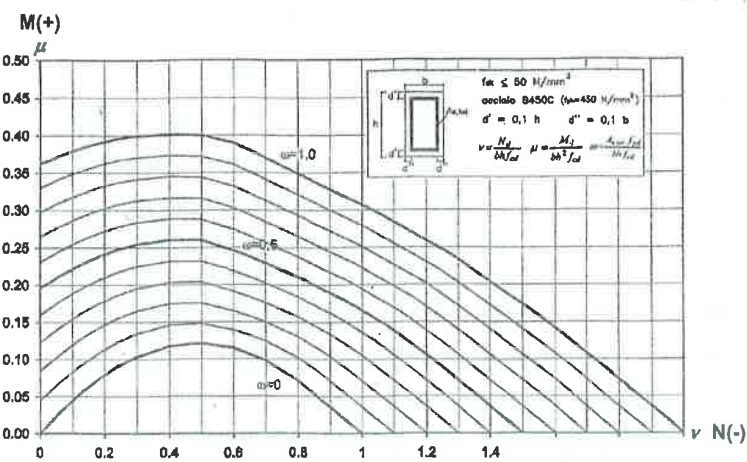
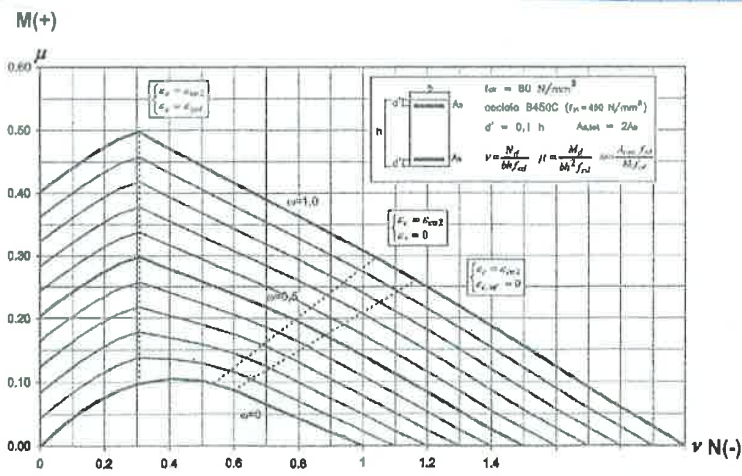
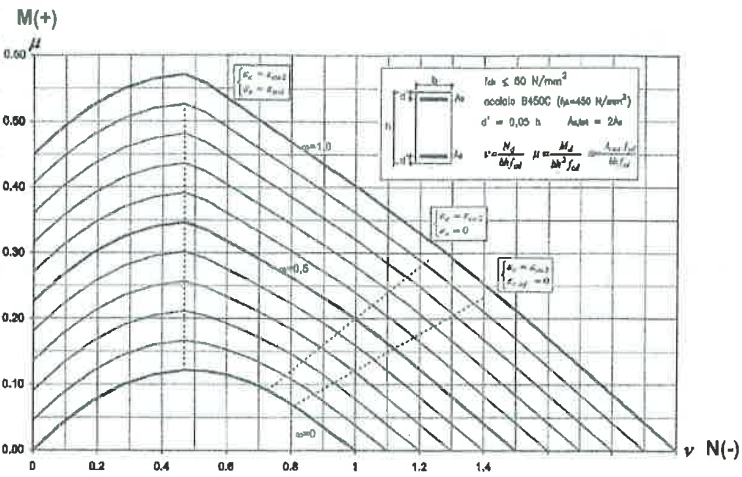
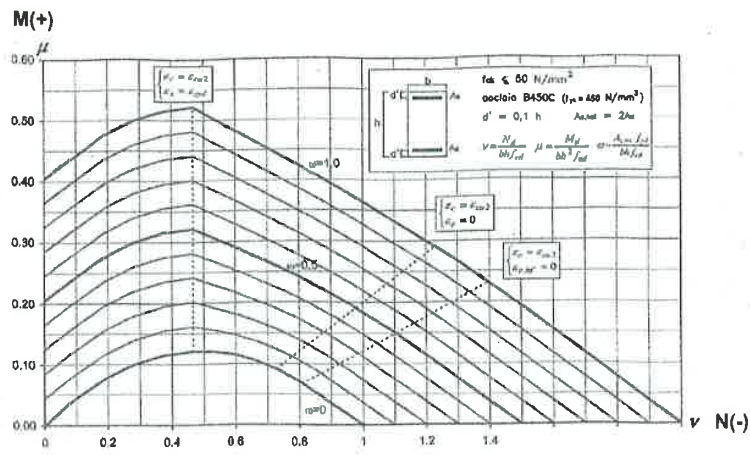
$$\sigma_{s1} = \frac{A_{s1} f_{yd}}{b h \cdot f_{cd}} \leftarrow \text{prodotto dell'area d'acciaio per la sua tensione resistente, diviso per l'area di c/s moltiplicata per la tensione resistente del c/s}$$

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b h} \leftarrow \text{PERCENTUALE GEOMETRICA}$$

OSS I rapporti tra tensione dell'armatura e relativo tensione di snervamento possono essere riscritti in termini di deformazioni mediante la:

$$\frac{\sigma_s}{f_{yd}} = \begin{cases} \epsilon_s / \epsilon_{sy} & \text{per } |\epsilon_s| < \epsilon_{sy} \\ 1 & \text{per } |\epsilon_s| \geq \epsilon_{sy} \end{cases}$$

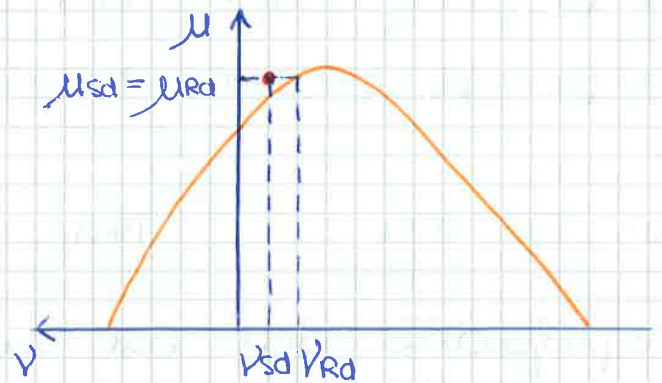
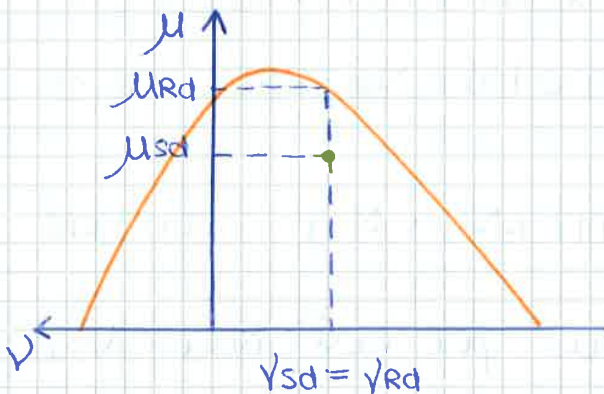
Lo sforzo normale ridotto σ_{rd} è in funzione solo di $x/h = \xi$ (ξ : PROFONDITÀ ADIMENSIONALIZZATA DELL'ASSE NEUTRO) che a suo volta dipende solo da ϵ_c ed ϵ_s :



⊛ dal punto di vista analitico il PUNTO SOLLECITANTE si trova all'interno del diagramma di interazione se:

$$\text{per } N_{sd} = N_{rd} \rightarrow M_{rd} \geq M_{sd}$$

NB Per $M_{rd} = M_{sd}$ la condizione $N_{rd} \geq N_{sd}$ non assicura che il punto sia interno al diagramma



la verifica di sicurezza consiste quindi nel trovare la configurazione deformata di SLU (ovvero la profondità dell'asse neutro x) per cui sia $N_{rd} = N_{sd}$ e verificare che sia $M_{rd} \geq M_{sd}$.

Si può osservare che per x che varia da $-\infty$ (inizio campo 1) a $+\infty$ (fine campo 5) lo sforzo normale risulta monotonicamente decrescente. In tale situazione la profondità dell'asse neutro può essere trovata tramite un procedimento dicotomico (o di bisezione).

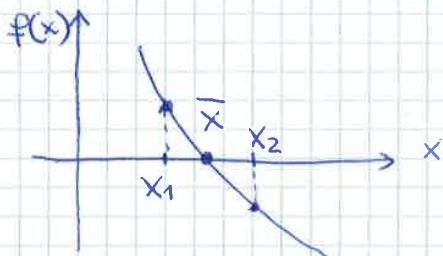
↳ **ESEMPIO:** la sezione rettangolare di geometria e materiali di seguito indicati, è soggetta a sforzo normale $N_{sd} = -5000$ kN e ad un momento flettente $M_{sd} = 1200$ kNm. verificare la sicurezza della sezione

$b = 400$ mm	$h = 700$ mm
$A_{s1} = 2655$ mm ² (5 ϕ 26)	$A_{s2} = 1593$ mm ² (3 ϕ 26)
$f_{cd} = 30$ MPa	$f_{td} = 391,3$ MPa
$E_s = 200000$ MPa	$E_{ud} = 6,8$ %
$c + d/2 = 75$ mm	

ESEMPIO

Calcolo di x per cui $N_{rd} = N_{sd}$ con METODO DICOTOMICO.
Verificare la sicurezza della sezione soggetta a M_{sd} e N_{sd} .

Devo trovare 2 punti x_1 e x_2 del punto \bar{x} che ci interessa



$x_1 \rightarrow f(x_1) > 0$
 $x_2 \rightarrow f(x_2) < 0$ } \rightarrow se la funzione è
monotona la \bar{x}
si trova tra x_1 e x_2

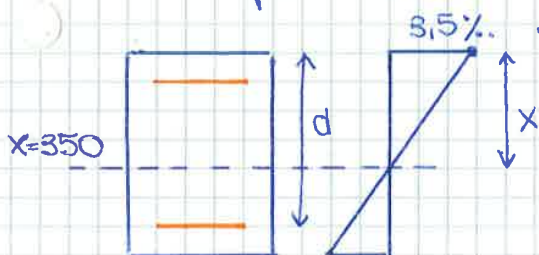
$$\textcircled{1} \quad x_3 = \frac{x_1 + x_2}{2} \rightarrow f(x_3) \begin{cases} > 0 \rightarrow x_2 < \bar{x} < x_3 \\ < 0 \rightarrow x_1 < \bar{x} < x_3 \end{cases} \text{ (NS caso)}$$

$$\textcircled{2} \quad x_4 = \frac{x_1 + x_3}{2} \rightarrow f(x_4) < 0 \rightarrow x_1 < \bar{x} < x_4$$

vado avanti dimezzando il campo finché non
arrivo a convergenza. $f(x) \sim 0$

Nel nostro problema $f(x) = N_{rd} - N_{sd} = 0$, prendo una
 x grande (+100 m) e una piccola (-100 m) se poi
ho altre informazioni posso ridurre il campo di
potenza e limitare così il numero di iterazioni.

Come posso del valore di x o quello di N_{rd} ?



questo valore è noto perché so
in che campo sono se è noto
 x/d noto e è noto δ quindi N_{rd} .
Una volta noto x per cui

$N_{sd} = N_{rd}$ calcolo M_{rd} . Se $M_{rd} > M_{sd}$ la verifica è
soddisfatta.

$$\frac{x}{3.5} = \frac{d}{3.5 + 67.5} \rightarrow \frac{x}{d} = \frac{3.5}{3.5 + 67.5} = 0.49 \rightarrow \frac{x}{d} < 0.49 \rightarrow \text{CAMPO 2}$$

$$x/d < 0 \rightarrow \text{CAMPO 1}$$

$$x/d > 0.49 \text{ e } x/d < 3.5 / (3.5 + \epsilon_d) \rightarrow \text{CAMPO 3}$$

$$x/d < 1 \rightarrow \text{CAMPO 4}$$

$$x/d > 1 \rightarrow \text{CAMPO 5}$$

Dal punto di vista pratico, ho la sezione ornata a cui ho applicato N_{sd} e M_{sd} , devo trovare la configurazione deformato incognito, tale per cui $N_{rd} = N_{sd}$. Procedo quindi per tentativi usando il **METODO DELLA BISEZIONE**.

Ipotesi su N di 1° tentativo $\rightarrow N_{rd}^I$:

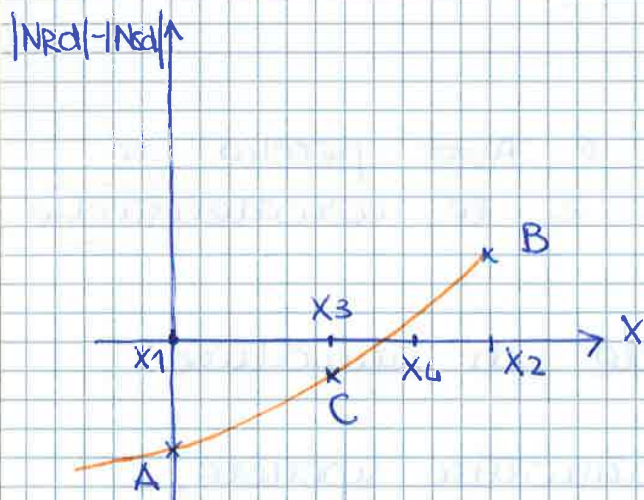
se $|N_{rd}^I| < |N_{sd}| \rightarrow AN$ deve scendere (con laumentare lo sforzo normale resistente in modulo $\rightarrow N$ diventa sempre più di compressione)

Considero da la nuova configurazione $\rightarrow N_{rd}^{II}$

se $|N_{rd}^{II}| < |N_{sd}| \rightarrow AN$ deve scendere ancora

se $|N_{rd}^{II}| > |N_{sd}| \rightarrow AN$ deve risalire

Andando di volta in volta a dimezzare l'intervallo trovo il valore di x che mi rende $N_{rd} = N_{sd}$.



Scelgo due valori di x_1 e x_2 tali per cui la differenza $|N_{rd} - N_{sd}|$ abbia segni opposti (A e B) con solo intuito che lo zero si troverà tra quei due valori di x . Considero da x_3 che è pari a $x_3 = (x_1 + x_2)/2$

e valuto la differenza $|N_{rd} - N_{sd}|$ in x_3 , nel nostro caso è negativa (C) quindi so che lo zero sarà tra x_3 ed x_2 . Considero quindi $x_4 = (x_3 + x_2)/2$ e procedo nello stesso modo di prima fino a che non trovo la x per cui $|N_{rd} - N_{sd}| = 0$.

Nota la posizione dell'asse neutro, calcolo M_{rd} e verifico che $M_{sd} \leq M_{rd}$.

Devo quindi eseguire un calcolo iterativo per N_{rd} ed un solo calcolo per M_{rd} .