



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1273

ANNO: 2014

A P P U N T I

STUDENTE: Costantino M.

MATERIA: Teoria e Progetto delle Strutture C.A. e C.A.P.,
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.**

04.03.13

prof. Luca Giordano

Progettare e calcolare sono 2 operazioni ben diverse.
Per poter progettare si parte da un foglio bianco.
Quando calcoliamo abbiamo già un problema formulato.

LEZIONI → LUNEDÌ 14:30 - 17:30 (2 Moduli)
MARTEDÌ

ESERCITAZIONI → GIOVEDÌ

Esame → Prova orale + elaborati da svolgere a casa
Gli esercizi saranno personalizzati → EXCEL (consegnare prima)
Progetto: dimensionare una struttura

RICEVIMENTO → lunedì mattina 9:00 - 11:00

Obiettivo: Progettare, identificare e calcolare una struttura

Conoscenze base:

- saper tracciare i grafici qualitativi di qualsiasi tipo di sollecitazione.
- sicurezza vista in tecnica delle costruzioni con coefficienti da applicare
- plasticità
- viscosità
- sapere dove mettere carico permanente...

LIBRI: Non c'è un unico testo di riferimento
Vedi slide con riferimenti

ARGOMENTI

① CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE (10h)

Il concetto è definire la struttura. Si faranno delle casi derivazioni per rispondere al quesito: "Da dove parto?".
È una carrellata di soluzioni tipiche nel mondo.

② CALCOLO DELLE STRUTTURE IN C.A. (40-50h)

Redimensionamento e verifiche

③ STRUTTURE IN C.A.P. (20-30h)

Per la 1ª PARTE → l'impostazione de segue principalmente il libro Structures (ultimi capitoli)

- È semplice realizzare un castro nelle strutture in ca

Si hanno però 1 serie di SVANTAGGI:

- Il costo dei casseri e la manodopera dovuta per montarli e smontarli.
- MIX DESIGN → Se getto 1 platea a luglio, l'evaporazione immediata dell'acqua porterà delle inevitabili fessure ~~trai~~ ⇒ cerco di mantenere umido il cls. Durante il getto inoltre faccio attenzione all'aria che ~~si~~ diminuisce la resistenza a compressione (vibratori). Giusto rapporto acqua cemento per le rotture fragili.
- Nasuta di fessure
- Spontamenti che evolvono nel tempo per cause reologiche.

CLASSIFICAZIONE ELEMENTI STRUTTURALI

Posso farsi diverse classificazioni.

La 1^a riguarda il tipo di acciaio usato:

- ca (Resist acciaio $\approx 500 \text{ MPa}$)
- cap ($\approx 1000-2000 \text{ MPa}$)

Per le strutture in cap si hanno 3 tipologie di strutture:

PRETESE Ho dei trefoli, lo fisso da 1 lato e dall'altro tiro con 2 punti fissi. Getto il cls. Rilascio i trefoli → PRECOMPRESSIONE

POST TENSIONE ~~Si posiziona una guscia~~ Si posiziona una guscia e si getta il cls. Innesco i trefoli e li tiro con dei manometri ⇒ PRECOMPRESSIONE

In questo modo sfrutto al massimo le proprietà dei 2 materiali. cls lavora a compressione e acciaio a trazione.

In seguito si mette una malta per avere una buona aderenza cls - acciaio.

Vantaggi e svantaggi.

Il momento d'inerzia di 1 sezione fessurata è il 25-30% rispetto a quello di 1 sezione NON fessurata ⇒ gli spostamenti viceversa saranno più grandi. Le armature risultano più sensibili alla corrosione.

TIPICHE FASI DI PROGETTAZIONE

Tutti questi aspetti concorrono nella determinazione della soluzione strutturale.

⇒ Definire i requisiti funzionali dell'edificio è importante per eliminare già alcune soluzioni progettuali.

In queste fasi:

- verde → si sa fare
- blu → si impara in questo corso (4 punti)
- rosso → manca a ing civile

Nelle fasi di progettazione delle armature posso accorgermi che il predimensionamento o la soluzione strutturale adottata sono sbagliati ⇒ Tono indicio.

I particolari costruttivi influenzano la soluzione strutturale. (Negli elementi prefabbricati i particolari costruttivi sono le giunzioni) ... Sviluppare elaborati grafici

Atti: Un ingegnere e un progettista NON parla con una relazione di calcolo ma con DISEGNI.

In questo capitolo: → SOLUZIONE STRUTTURALE
→ PREDIMENSIONARE

INDIVIDUAZIONE della SOLUZIONE STRUTTURALE

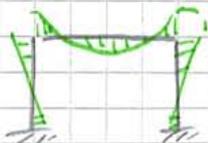
Solitamente le azioni si distinguono in verticali e orizzontali.



1° distinzione: gli elementi devono avere comportamento monodimensionale o tridimensionale

Le azioni orizzontali sono: vento, sisma
Possono arrivare in ogni direzione -
Si prendono con diversi meccanismi:

- Pareti piene in cls (che in lavorano in 1 direzione)
- Telai a nodi rigidi: capaci di tenere momento flettente:



Le azioni orizzontali vengono trasferite da trave a colonna



Il calcolo comincia dagli elementi secondari (dove ho applicato il carico) per poi arrivare ai principali.

Schema: i carichi sono sulle travi A-B-C-D possono alla fine e loro ortogonale, ai pilastri e in fondazione.

Progettare la struttura: immaginare il percorso di carico. 05.03.13

A seconda della soluzione strutturale ci sarà il percorso diverso dei carichi.

Nel calcolo di la struttura posso trovarmi in 2 situazioni:

-> Verifica

-> Progetto: devo definire io il percorso dei carichi o la soluzione strutturale alla quale corrisponde il certo percorso di carico.

Ad la soluzione strutturale corrisponde il percorso di carico e viceversa.

Più le cose sono semplici più sono:

- facili da calcolare
- " da fare
- simili al nostro modello che schematizza la realtà

Se ho la struttura complessa, il modello sarà lontano dalla realtà.

Modello = Schematizzazione della realtà.

Nella definizione della soluzione, la disposizione delle colonne in un edificio (elementi verticali) è molto importante.

=> Disponendo gli elementi verticali defusco i requisiti funzionali

a_1, a_2 distanze minime richieste tra 2 elementi verticali in direzione longitudinale e trasversale.

Il sistema piano può essere monodimensionale o bidimensionale.

Le soluzioni che possono venir fuori sono tante (da c ad h nelle slide 29)

Posso usare muri o colonne in verticale. (o colonne e travi)

$L_1 = 9\text{ m}$ luce corta $L_2 = 24\text{ m}$ luce lunga

(a) Trave corta \rightarrow uso 1 elemento gettato in opera
 Trave lunga \rightarrow uso elementi prefabbricati
 elementi principali nella direzione corta ed elementi secondari nella trave lunga

(b) ha uso se L_2 è piccola (10 m al max) \rightarrow sono + economica.

È richiesta comunque volere nello stesso edificio funzioni diverse.

Ho diverse soluzioni. La più semplice:

\rightarrow Prendo la struttura e la metto a parte (Non si può fare quasi mai purtroppo.)

Ho altre 3 possibilità:

\rightarrow Metto il volume grande nel piano inferiore e sopra posso

(1) fare delle travi uguali e più lunghe

(2) proseguo come prima ma sulla trave grande arriva anche 1 colonna.

(3) La 3^a soluzione è la più semplice e corretta strutturalmente \rightarrow si esegue il volume maggiore nel piano superiore - la tecnica di sicurezza è meno efficace (se devo sfollare)

A non è difficile dire quale soluzione è più economica.

IMPIANTI

\rightarrow Da dove si fanno passare?

Se pochi, da sotto il pavimento. Altrimenti?

Se uso un telaio TT pi greco \Rightarrow faccio passare in mezzo le gambe gli impianti, ho libertà di movimento in 1 direzione

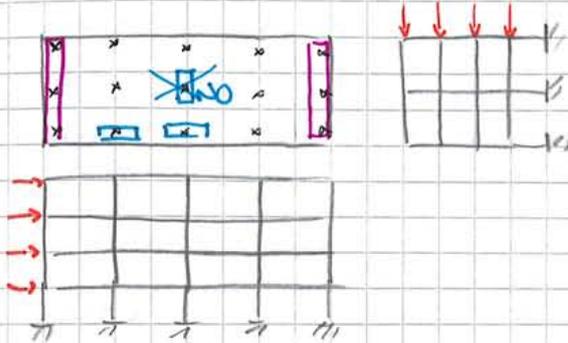
Soluzione b (slide 34) è più complessa far passare gli impianti.

VANO TECNICO \rightarrow li aiuta strutturalmente e faccio passare da lì tutti gli impianti

SLIDE 35 \rightarrow Ospedale, per ogni piano realizzo 1 vano tecnico perché gli impianti sono una parte fondamentale.

Nei grattacieli spesso dei piani si adibiscono interamente agli impianti.

In un edificio rettangolare ho il problema nella direzione corta due o più volte ogni poche colonne.
 Nella direzione lunga basta il telaio, nella direzione corta inserisco la parete in c.a. (in figura eartoventi in acciaio ma è lo stesso caso SUDE 33)



È necessario avere comportamento rigido per forze orizzontali.

Se il solaio è gettato in opera non ho problemi in genere. Con gli elementi prefabbricati collegati tra loro posso avere problemi.

Devo fare in modo che il solaio sia rigido.

Le pareti di eartovento asimmetriche creano sempre dei momenti torcenti \Rightarrow La simmetria fa parte della regolarità

Più la soluzione è simmetrica, meglio è.

Ci saranno sempre delle eccentricità ma piccole.

SUDE 41 - Oss. 3. Le trave dovrà incastrarsi

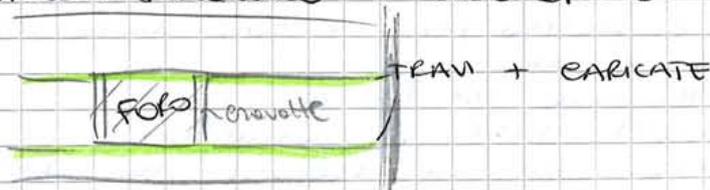
Per evitare il problema PUNZIONAMENTO si aggiungono dei capifili che aumentano la resistenza al punzionamento e trasferiscono meglio i carichi alle colonne. È complicato da eseguire. Se uso elementi prefabbricati devo fare attenzione ai collegamenti.

⑤ Pilastra a spessore costante poggiata su travi fuori spessore. Per le cerniere laterali, ho realizzato il telaio tridimensionale ⇒ buona resistenza alle cerniere laterali. Funziona bene per carichi distribuiti. Ho spessore costante ⇒ Non è adatto a forze concentrate mobili. Se ho F concentrata fissa, metto 1 trave sott. Casserare questo ha le sue difficoltà.

⑥ WAFFLE SLAB → Si posizionano degli elementi prefabbricati in rete resina quadrati e si realizza un guscio. Si adatta a carichi notevoli su luci grandi. Ha notevole performance. Il capifilo è in automatico, non metto gli alleggerimenti sopra il pilastro. → Ottima soluzione

⑦ HOLLOW CORE → È adatto a carichi distribuiti non di grande entità. Gli elementi hanno lunghezza di 120 cm. Gli spessori variano da 25-50 ma possono anche essere più elevati. Sono segnapati in modo che tra 1 elemento e l'altro resta una nervatura di 5-6 cm (CHIARE DI TAGLIO) che aiuta a distribuire il carico da 1 elemento all'altro. Sugli elementi ho 1 soletta armata che serve per dare continuità tra un elemento e l'altro. ⇒ getto di completamento che edifica. Ho 1 spessore di 5-10 cm in funzione della luce. Gli elementi si poggiano su 1 trave. Non è facile dare continuità ma è più semplice garantire il comportamento di corpo rigido → Anziché l'armatura che edifica l'elemento di dx e sx garantendo continuità e comportamento rigido. Attenzione a dove si posiziona.

Posso realizzare dei fori. Gli elementi interrotti poggiano su una sorta di crocette che poggiano sulle travi laterali e li trasferiscono il carico. Queste 2 travi laterali saranno + caricate delle altre



SCHEMI RIASSUNTIVI di UTILIZZO

(55)

11.03.13

Si ha un range consigliato.

In Italia ho 3 livelli di progetto:

preliminare \rightarrow tipologie strutt.
 definitivo \rightarrow dimensioni e costi
 esecutivo \rightarrow disegno armature

Questi schemi di uso nel progetto preliminare.

PREDIMENSIONAMENTO (60)

Servono per definire a priori le dimensioni degli elementi strutturali. (Spessore, dimens. geometriche in generale)
 In genere il predimensionamento dipende dalle luci delle travi.

Es: Campata intermedia trave continua \rightarrow Spessore $\frac{1}{20} - \frac{1}{30}$
 End-bay \rightarrow trave di bordo spessore tra $\frac{1}{17}$ e $\frac{1}{20}$
 Spalzo \rightarrow spessore compreso tra $\frac{1}{6}$ e $\frac{1}{8}$

Imposed load \rightarrow Carico variabile - Tabelle per luci tra 4 e 10 m fanno il spessore in funzione del carico

Piastre \rightarrow Spessore in funzione del rapporto tra i lati
 Campata singola, doppia ...

FLAT SLABS

Il problema può essere riguardo al puntamento
 Ho i m² che possono insistere su 1 colonna

Es: colonna 300 x 300 \rightarrow piastra spessa 250 mm
 \Rightarrow Area di 42 m² può insistere su quella colonna
 (6 x 6 m²) \rightarrow No problem al puntamento

\Rightarrow Fissato lo spessore, scelgo la colonna (300 x 300)
 \Rightarrow Area per non avere problem al puntamento

Posso avere differenze tra 1 tabella e l'altra se si riferiscono a normative diverse.

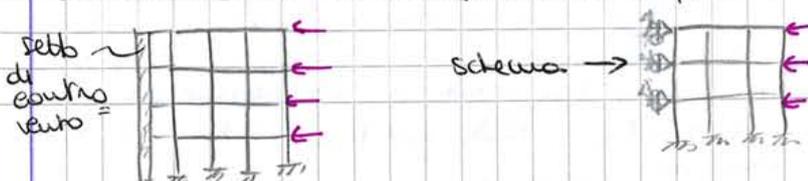
SUDE 63 \rightarrow Predalles senza alleggerimento

64 \rightarrow Hollowcore \rightarrow Ho salti, non ho spessore continuo

COLONNE (facente parti di un telaio)

Tabella per telai a nodi fissi o colonne corte.

T a nodi fissi \rightarrow Non prende forze orizzontali ma c'è la struttura di equilibrio con questo compito.



→ L'unione dei 2 materiali è la soluzione migliore.
L'egemonia delle strutture in acciaio per gli edifici alti non c'è più.

Principio di Pagani per l'altezza → 1960
Le azioni laterali al crescere dell'altezza crescono in modo più che lineare - KHAN.

Edificio 10 PIANI

20 PIANI

↳ Pesa il doppio

Il quantitativo di acciaio al m² cresce decisamente ~~più~~ più che linearmente

Cinefrico → 25 - 65

Slide 71: Come resiste alle azioni laterali?

La prima approssimazione lo posso schematizzare come una mensola soggetto ad azioni laterali.

Posso pensare di mettere gli elementi resistenti in periferia (bordo) perché lì mi danno maggiore resistenza (braccio maggiore)

Posso pensare a 2 classificazioni: • STRUTTURE INTERNE
• " " " " PERIFERICHE

① INTERNE
pianta



② PERIFERICHE

Le colonne sono posizionate lateralmente.
→ Per portare le azioni orizzontali.

Le piccole colonne interne portano invece le azioni verticali.

STRUTTURE INTERNE (73)

Si dice il max m di piani consigliabile

① Controventi e croce di S. Andrea e vincoli cerniere.

② Telai a nodi rigidi in cls

③ Telai a nodi rigidi in acciaio (dispendioso)

④ Telaio in acciaio con pareti a taglio in c.a per i carichi ~~orizzontali~~ orizzontali

- - - ho poi le varie combinazioni.

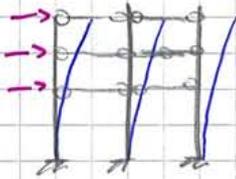
⑤ Nucleo centrale in cls opportunamente irrigidito → OUTRIGGER

Tabella 74 → Vantaggi e svantaggi, m piani per ogni categoria costruttiva

f) Telai pluripiano: in genere si realizzano esecuzioni continue sulle quali poggiano delle travi.

Molto usati per il commercio (centro commerciali) la divisione delle maglie è in genere più piccola. L'azione orizzontale pesa sui pilastri.

Lo schema statico:



Nodi mobili

g) Pilastro e mensola cementati: per le forze orizzontali

→ Ho nodi fissi.

CLASSE DI ESPOSIZIONE

Per dice in che ambiente vado a progettare

CORROSIONE ARMATURA

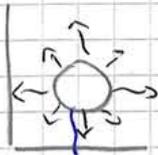
cls \rightarrow ambiente basico.

La barra si ricopre di 1 ossido protettivo per la corrosione.

Può succedere che salti questa copertura.

Se $PH_{cls} < 12 \rightarrow$ si rompe il film protettivo e si va incontro a corrosione.

Nelle zone di splash \Rightarrow aria, acqua, sale PERICOLO!
È molto peggio rispetto a 1 struttura immersa sempre.



La barra si corrode (ossidi di ferro)
 \Rightarrow Nasce 1 pressione che fessura il cls

① CARBONATAZIONE: entra anidride carbonica nel cls.
Il cls è poroso e permeabile ai gas. Già in aria ha Anidride carbonica ma aumentando il processo di carbonatazione il PH scende al di sotto di 12 e inizia il processo di corrosione.

All'aumentare del tempo lo spessore carbonatato cresce e arriva alla barra. Si crea ruggine, aumenta la pressione interna fino alla fessurazione.

TEST \rightarrow VIOLA NON carbonatato.

Slide 16: Diagramma - Tempo (giorni) - Penetrazione (mm)
al variare del rapporto $\frac{a}{c}$

Il rapporto $\frac{a}{c}$ è un valore indispensabile nel valutare la DURABILITÀ e la resistenza del cls.

\rightarrow Troppa acqua, c/cera, cls con troppi vuoti
 \Rightarrow bassa resistenza

1 m³ ~~cls~~ CEM: 300 kg di cls
il rapporto acqua/CEM non deve superare 0,5
150 l di acqua
aggregati: sabbie e ghiaie di diverse pezzature.

Altra fonte di corrosione: CLORURI (sali) (PITTING)
Possano entrarci in fase di preparazione, con aggregati non lavati o additivi non conformi.
Oppure in esercizio dall'esterno.

Il cloro oltre all'armatura, diminuisce la resistenza del cls. La corrosione dovuta a cloro si localizza nelle armature.

CLASSE STRUTTURALE slide 30-31

S4 può variare in funzione della classe di esposizione.
TABELLA slide 31

In funzione della classe di esposizione e strutturale
trovo il minimo valore di espriferro.

$\Delta C_{dev} \rightarrow$ tolleranza (33)

Attenzione al calcolo del espriferro, spesso questo mi porta
ad escludere alcune soluzioni strutturali.

es: $c = 40$ cm devo realizzare un tegolo e TT

\Rightarrow Devono avere uno spessore min di 80 mm
Spesso tegolo e TT sono meno spessi (50 mm)

SLIDE 35

\rightarrow Allontanamento delle acque \rightarrow va studiato sempre, è un
dettaglio che differenzia il buon progetto da il mediocre

Avere troppi ferri non va bene: non si riesce a compatire oppure
 \Rightarrow Uso barre più grandi e distanziate l'el non passa.

Gli spigoli vivi sono sempre parti complesse. Si preferisce il
spigolo arrotondato. Gli spigoli vivi soltanto. Le armature
si piegano con una certa curvatura.



La durabilità è anche influenzata dal CURING: fessure
molto grandi. Devo farle in modo che il el non escorra
troppo presto: $R_{TR0} =$ evaporazione acqua.

che dimensioni di eggregati si usano?

30-32 mm se non ho prescrizioni particolari

CLASSE DI CONSISTENZA

Se ho el troppo secco e poco fluido, gettandolo questo
sta dov'è. Dove invece poter muovere.

Ci sono dei metodi per usarlo. Il più usato in
europea è l'abbassamento al caos

L'abbassamento dovrà essere regolare e meglio ancora
se auto livellante. Ho diverse classi di abbassamento.

Per G8 \rightarrow Ho le classi di consistenza richieste.

S4 o S5 meglio tranne per i tetti

Slide 28 \rightarrow richiede una $\frac{c}{c}$ precisa

Per avere sia $\frac{c}{c}$ di consistenza \Rightarrow Aggiungo additivi

(fluidificanti e additivi saranno aggiunti dal produttore)

CALCESTRUZZI PROIETTATI

Usato per i rivestimenti. es.: Galleria

ACCIAIO

14.03.13

Parleremo di acciaio da c.a. Per ora descriviamo quello ordinario.

È definito nelle norme EN10080

Le barre in acciaio le troviamo in commercio da 12 m. Se ho da armare 1 trave più lunga \Rightarrow Salderò più barre d'acciaio.

Barre di diametro più piccolo le possiamo trovare anche in rotolo. \rightarrow length. max 12 m.

Le tensioni di snervamento f_{yk} in commercio sono comprese tra 400 e 600 kPa \rightarrow S400 S500 S600 in Europa.

In Italia la norma ci impone di usare una tensione di snervamento di 450 kPa \Rightarrow B450 è l'acciaio usato. Segue un'altra lettera A, B, C in funzione della duttilità.

Slide 66 \rightarrow diagrammi fvs scala

b) Non ha limite di snervamento questo acciaio, come limite convenzionale si prende il valore che dopo lo scarico ha una ~~deformazione~~ deformazione residua dello 0,2% \rightarrow Valore di snervamento

$$Duttilità = \frac{E_{PLASTICA}}{E_{ELASTICA}} = \frac{E_{ULTIMA} - E_{SNERVAMENTO}}{E_{ELASTICA}}$$

E_{SNERV} molto piccola.

Le tre classi A, B, C corrispondono a classi di duttilità crescente.
A = Basso duttilità
C = Elevata duttilità (Descrivere questa classe)

Tabella pag. 63

Il B450 A è reperibile solo per barre di piccolo diametro (65)

Solitamente i diametri sono pari (ϕ) fino a $\phi=60$
Solo $\phi=25$ esiste.

Come direttore lavori dovrà controllare che le barre siano quelle esatte

Tutte le barre sono ad aderenza migliorata (hanno delle nervature che migliorano l'aderenza col c.s.)

Il n° di nervature serve per vedere il paese di produzione

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{in Italia} \quad \alpha_{cc} = 0,85 \quad \gamma_c = 1,5$$

α_{cc} dipende dal paese

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad \text{Italia} \quad \alpha_{ct} = 1,0$$

L' α_{cc} si applica solo nelle verifiche di Stato flettente e Sforzo Normale \rightarrow No taglio.

SLIDE 9

Il diagramma della legge costitutiva del c/c in funzione della velocità di applicazione del carico.

Più applico il carico velocemente, più è alta la resistenza.

Se tengo conto del tempo la resist diminuisce $\rightarrow 0,85 = \alpha_{cc}$

Ma da 28 giorni in avanti ho aumento di resistenza e se mantengo il carico nel tempo ho diminuzione di resistenza \Rightarrow I due effetti si compensano.

L'eurocodice sceglie $\alpha_{cc} = 1$. SLIDE 11.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad \text{EUROCODICE in GENERALE (suggerisce 1)}$$

La legge costitutiva nella slide 4 è troppo complessa da usare in fase di progetto \Rightarrow Uso una legge costitutiva semplificata \rightarrow SLIDE 12 relazione $\sigma - \epsilon$

M - o tabella slide 2 \rightarrow definisce l'andamento delle parabole inoltre per definire questa legge costitutiva servono altri due parametri: E_{c2} e E_{cuz}

Nella classe C30 i 2 parametri diventano uguali.

Solitamente ci riferiamo a classi di c/c fino a S0

$\Rightarrow M=2 \rightarrow$ DIAGRAMMA PARABOLA - RETTANGOLO

$$E_{c2} = 2 \times 1000 \quad \text{e} \quad E_{cuz} = 3,5 \text{‰}$$

Sono a compressione \rightarrow Velocità di ϵ negativi.

ACCIAIO SLIDE 14

$$f_{yk} = 450$$

La legge costitutiva dell'acciaio ordinario è approssimata ad una legge elasto-plastica incoerente.

Dalla legge costitutiva caratteristica presso a quella di calcolo dividendo per γ_s .

Posso scegliere se usare una legge cost elast plastica con comportamento perf plastico (2° tratto orizzontale) o quella incoerente. In genere uso la 1, a favore di sicurezza, non con sidero l'ulteriore resistenza dovuta all'incrud. che è del 2/3 %.

SLIDE 19 CAMPO 3 → Cambia il punto neutro

Il ds è in def. max, ha def. dell'acciaio varia dalla def. ultima fino alla def. di snervamento dell'acciaio.

Ho max sfruttamento sia dell'acciaio (tens. di snerv.) e del ds ⇒ Max sfruttamento di entrambi i materiali.

Se varia ancora la def. dell'acciaio → CAMPO 4
 Lo snv è raggiunto senza lo snervamento delle armature (ne ho troppe)

Comportamento fragile e non Duttile.
 Vogliamo raggiungere lo snervamento ⇒ Voglio comp. duttile
 Ma lavorare in campo 4. L'acciaio non si snerva.

SLIDE 21 Campo 4a l'asse neutro varia da d a h .

SLIDE 22 Campo 5

Il polo si sposta nella fibra che ha def. ϵ_{cz} (2‰)
 ⇒ $\frac{3}{7}h$

La ϵ_{cz} è la minima def. in cui raggiungo f_{cd} di picco.

correggi slide. | Nella fibra superiore del els ho def. che variano da ϵ_{cz} a ϵ_{cz}
 " " inferiore ho def. che variano da 0 a ϵ_{cz}

Asse neutro esterno alla sezione inferiore

Tutte queste considerazioni valgono per momento positivo.

Note la def. m e le leggi costitutive, conosco anche le tensioni σ .

\Rightarrow Sono in grado di tracciare anche il diagramma delle tensioni.

Individuo anche la posizione dell'asse neutro.

Sotto l'asse neutro ho tensione nulla perché il cls non resiste a trazione.

Così come ho fatto per il cls posso fare per l'acciaio.
Vedo che ho acciaio svernato inferiormente e dunque sono in campo 3. (σ_{s1})
Superiormente trovo σ_{s2} .

Calcolo la resistenza.

$N_{Rd} \rightarrow$ Sf. normale interna corrispondente ad uno stato di tensione corrispondente ad i stato di def. m e di SIV \Rightarrow Ho sforzo normale RESISTENTE

$$N_{Rd} = \int_A \sigma dA = - \int_{A_c} \sigma_c dA + \underbrace{\sigma_{s1} A_{s1}}_{\text{Anni. inferiore}} + \underbrace{\sigma_{s2} A_{s2}}_{\text{Anni. superiore}}$$

integrale esteso all'area di cls (negativo)

$\sigma_c > 0$ sicuramente
 \hookrightarrow SUDE 12 (espressione)

σ_{s1} e $\sigma_{s2} \geq 0$ dipende dalla conf. limite considerata

$b \cdot x =$ area compressa $\cdot f_{cd}$

Considero tutte le fibre compresse di cls a f_{cd} (approssimo)
 \hookrightarrow grafico tensioni

Attn.: Nell'espressione di β_1 (slide 27), se ho $\epsilon_c = 2\text{‰}$ uso dentro la formula $|E_c| = 2$ (multiplico $\times 1000$)

$f_{cd} > 0$ è la resistenza

Se $\epsilon_c > 0 \Rightarrow \beta_1 = 0$ perché il cls non resiste a trazione

Il momento interno:

$$M_{Rd} = \int_A \sigma y dA = \int_{A_c} \sigma_c \cdot y dA + \sigma_{s1} A_{s1} (d - h/2) + |\sigma_{s2}| A_{s2} (h/2 - d_2)$$

\rightarrow Spesso muovamente l'integrale nel termine relativo al cls e nel termine relativo alle armature.

La risultante delle tensioni di compressione: $= f_{cd} b x \beta_2 (h/2 - \beta_2 x)$

Ad ogni profondità di asse neutro, corrisponde 1 e 1 sola configurazione di stato limite.

Ad ogni profondità di asse neutro corrisponde 1 valore di β_1 e β_2

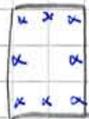
$\frac{\sigma_s}{f_{cd}}$ può essere scritto anche come rapporto tra deformazioni

Posso fare la stessa cosa per il momento flettente.
Divido per un momento flettente: $bh^2 f_{cd}$
individuo

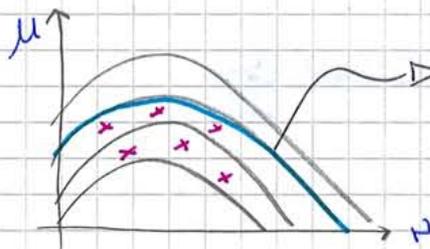
$$\frac{M_{ed}}{bh^2 f_{cd}} = \mu = \frac{x}{h} \beta \dots$$

Momento ridotto

Posso tracciare i diagrammi di resistenza adimensionali zati slide 34 → diagramma valido per $d' = 0,05h$.
ho 1 curva anche per $w=0$. senza armatura posso sopportare degli sforzi di flessione se $N \neq 0$.
Aumentando il diagramma, aumenta l'armatura.
slide 35



→ fisso il rapporto tra le armature
slide 34 → ho simmetria



Scelgo questa curva e l' w relativo.

Da $w \rightarrow$ A_s

Progetto l'armatura.

Ho tra sformato 1 oggetto valido in verifica come oggetto di progettazione.

Analiticamente $N_{sd} = N_{rd}$ valuto $M_{ed} \geq M_{rd} \Rightarrow OK$.

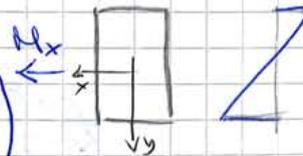
Attenzione → slide 36 per $M_{sd} = M_{ed}$ se ho $N_{rd} \geq N_{sd}$
non è garantita la sicurezza

→ Argomento della 2ª esercitazione individuale

Nei campi 2-3-4 potrei usare anche altri metodi.

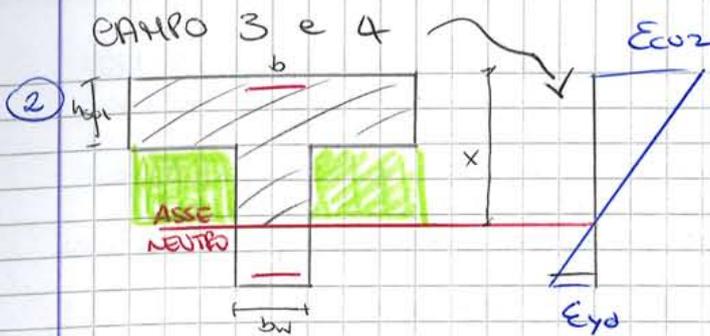
Fino ora abbiamo visto G_0 che vale per sforzo normale e momento flettente

$M_x > 0$ se diretto lungo x positivo dir. felice e tende le fibre delle y positive



M_x
 $M_y = 0$

$M_y > 0$ se diretto lungo $-y$ e tende le fibre delle x positive → convenzione di SdC



Il problema è sempre valutare l'integrale $\int_{Ac} \sigma_c dA$

lungo $\int_A \sigma_c dA = B_1 f_c b x$ considerando anche le aree (sez. rettangolare)

dove $B_1 = \beta_1(E_{c, sup}) = \beta_1(E_{cu2})$

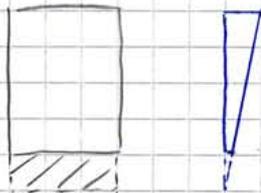
Eliminando le 2 aree

$$\int_{Ac} \sigma_c dA = B_1 f_c b x - B_1^* f_c (b - b_w)(x - h_{sp})$$

$$B_1^* = \beta_1(E_{cs})$$

Questo metodo è più semplice rispetto a quello per strisce.

③ Lt.: Nel campo 5 devo fare attenzione



Diagrammi a ROSETTA

μ_A, μ_B 2 mom flett. nelle 2 direz. adimens.
 \Rightarrow Trovo

Sulla sez. rettangolare ho 2 momenti flettenti, di adimensionalità $\rightarrow \mu_A, \mu_B$.
 μ_1 è il maggiore dei 2. μ_2 l'altro.

Da N , ho $\nu \rightarrow$ vedo dal diagramma se entrare con μ_1 o μ_2 .

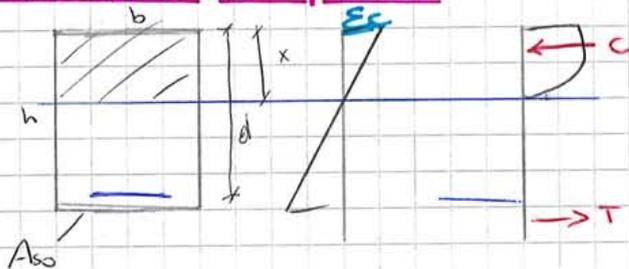
Metodo semplificato

\hookrightarrow dato dall'Eurocodice \rightarrow slide 42

Per le strutture a doppia curvatura:
 Se aggiungo l'armatura in zona compressa, la curva D si trasforma nella curva D' e E in E' .
 \Rightarrow Aumenta la resistenza della sezione nella curva E' e " la duttilità della struttura " " D' poiché lo spostamento max viene quasi raddoppiato.

Generalmente quando inserisco armatura compressa in realtà cerco un aumento della DUTTLITÀ.

Flessione semplice



slide 44.

$$N_{rd} = C + T = - f_{cd} \cdot b \cdot \beta_1 + \sigma_s A_{s0}$$

$$N_{rd} = N_{sdl} \rightarrow M_{ed} \geq M_{sdl}$$

$$N_{rd} = 0 \Rightarrow C = T \rightarrow \sigma_s A_{s0} = f_{cd} \cdot b \cdot \beta_1$$

Per adimensionalizzare divido l'eq. me per $(b \cdot d \cdot f_{cd}) \rightarrow$ siamo in pura flessione

Pongo $\xi = \frac{x}{d}$

$$\frac{f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot \beta_1}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{f_{yd} A_{s0}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$\beta_1 \xi = \omega_s$$

\rightarrow Più armatura mettiamo più l'asse neutro è basso (aumenta x)

Per valutare M_{ed} ho fatto eq. bwo al baricentro. In questo caso, $N_{ed} = 0$, \Rightarrow Non varia se faccio il'eq. bwo rispetto a qualsiasi altro punto:

$$M_{rd} = |C|z = T \cdot z$$

z = braccio di leva interno = distanza tra la risultante delle compressioni e la risultante delle trazioni.

$$M_{rd} = |C|z = T \cdot z = f_{yd} \cdot A_{s0} (d - \beta_2 x)$$

Per adimensionalizzare divido per $b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$:

slide 45: $M_{rd} = \omega_s \cdot (1 - \omega_2 \xi)$

$M_{rd} = \beta_1 \xi (1 - \beta_2 \xi) \rightarrow$ fissato una qualunque posizione dell'asse neutro, posso valutare ω_s e M_{rd} noto β_1 .

β_1 e β_2 dipendono solo da E_c (def. me spre del ϵ_s compresso)
 Ma ad ogni diverso asse neutro corrisponde 1 valore preciso di E_c
 fisso $\xi \rightarrow E_c \rightarrow \beta_1, \beta_2 \Rightarrow \omega_s, M_{rd}$

In generale voglio elevate curature, elevati spostamenti, elevata duttilità.
 Le Norme impongono i limitazioni alla deformazione dell'asse neutro.

Per travi CONTINUE ... l' Eurocodice impone che: (52)

$$\begin{cases} \xi \leq 0,45 & \text{per } C_{es} \leq C_{50/60} & \text{CLASSE ORDINARIA} \\ \xi \leq 0,35 & \text{per } C_{es} \leq C_{55/67} \end{cases}$$

Questa limitazione obbliga a mettere poca armatura, deve avere ξ piccolo.

$$\xi \leq 0,45 \Rightarrow \text{Tabella } \mu_{sd} \leq \mu_{lim} = 0,295$$

$$\xi \leq 0,35 \Rightarrow \text{Tabella } \mu_{sd} \leq \mu_{lim} = 0,241$$

Se $\mu_{sd} > \mu_{lim}$? $\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b d^2 f_{cd}}$ \Rightarrow intervergo sul denominatore per diminuire μ_{sd} .

\rightarrow Modifico la geometria della sezione.
 di probabile è stata predimensionata con le tabelle viste. b può essere invece determinata anche con questo criterio:

$$\mu_{sd} = \mu_{lim} = \frac{M_{sd}}{b d^2 f_{cd}}$$

\hookrightarrow Predimensiono in questo modo la base

$$b = \frac{M_{sd}}{\mu_{lim} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (\text{Ovviamente dovrà stimare } M_{sd} \text{ siano in predimensionamento})$$

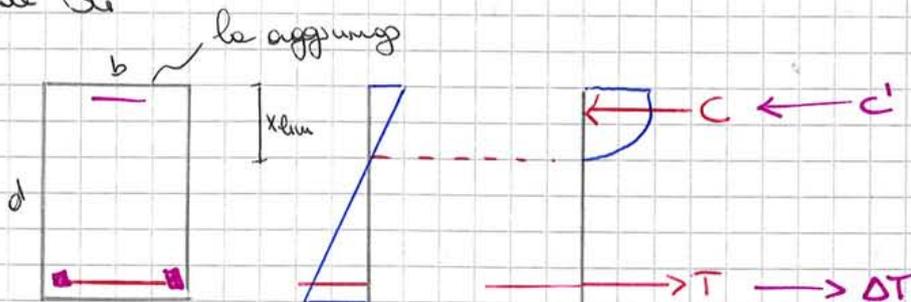
\rightarrow Ho predimensionato sia h che b .

Se b e d devono essere contenute \Rightarrow Armatura compressa.

DOPPIA ARMATURA

La usò per strutture in c.a. quando $\mu_{sd} > \mu_{lim}$.

slide S4



Blocco la configurazione deformata. Dell' M_{sd} ho assorbito M_{lim} .
 Devo ancora assorbire $\Delta M = M_{sd} - M_{lim}$
 \Rightarrow Aggiungo l'armatura di compressione + incremento armatura tesi, che fa nascere c' e ΔT .

$$|c'| = \Delta T = \frac{\Delta M}{d - d'}$$

Si tratta di 1 procedura approssimata più corretta in caso di sforzi N di trazione.

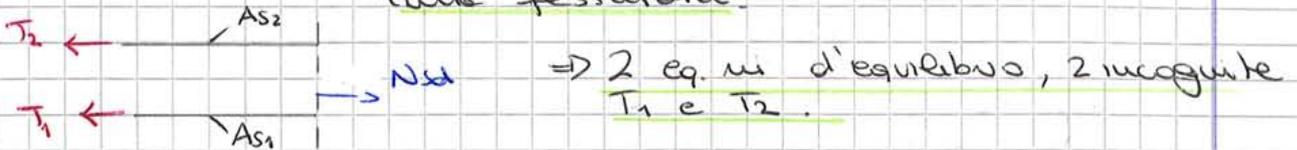
② PREVALENTE TRAZIONE

Metodo approssimato
Definito e se è maggiore di y_{s1} = distanza dall'armatura
⇒ Avrà compressione

Ma non meno che l'è corrente ⇒ il momento flettente prevale sullo sforzo normale - Vale il viceversa.

Se il prevale ⇒ caso ①

Se $e < y_{s1}$ ⇒ Resiste solo l'armatura e la sezione è tutta fessurata.



EQ. BILIO TRASLAZIONE • $T_1 + T_2 = N_{sd}$

EQ. BILIO ROTAZIONE ATTORNO a qualsiasi punto:

• $T_1 (y_{s1} + y_{s2}) - N_{sd} (y_{s2} + e) = 0$

⇒ fissa T_1 e T_2

Ipotesi che entrambe le armature siano snervate (non è detto sia così ⇒ approssimazione)

$A_{s1} = \frac{T_1}{f_{yd}}$

$A_{s2} = \frac{T_2}{f_{yd}}$ ✓

③ SEZIONE a T - flessione semplice. (61)

Se l'asse neutro toglie l'anima ⇒ le tabelle del Montoja non valgono più → Torio al metodo generale (61) dovrà togliere l'area in rosso → vedi integrale.

Precisazione



PRINCIPIO:

Cen. ann → l'armatura si mette in zona tesa (dove ho trazione)

⇒ $M > 0$ → armatura in basso (estradosso)

$M < 0$ → " in alto (intradosso)

Se si ha uno sbalzo, l'armatura continua a mettersi in alto



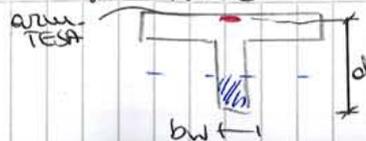
Att.: Se $M > 0$ → $b = beff$

Se $M < 0$ → $b = bw$

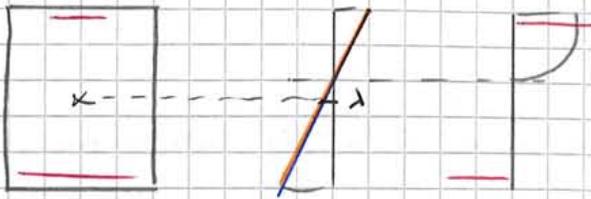


fessurata

↳ è prob. che ho solo arm. inferiore



$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{bd \cdot f_{td}}$



$\int_A \sigma dA = N_i$
 La distribuzione di tensione mi dà il risultato.
 Tale risultato deve essere uguale N_{sd} dato
 $N_i = N_{sd}$.

⇒ Scelgo la configurazione limite in modo che la distribuzione mi dia $N_i = N_{sd}$ di tensione.

λ = deformazione del BACICENTRO ⇒ la def. me è funzione di λ e della x assegnata

Devo trovare λ tale che $N_i - N_{sd} = 0$.
 Gli sforzi interni uguagliano N_{sd} assegnato.
 Riportando in 1 grafico:



Immaginiamo di conoscere λ_1 tale che $N_i(\lambda_1) - N_{sd} < 0$
 Pongo $N_1 = N_i(\lambda_1)$ ⇒ $\lambda_1 / N_1 - N_{sd} < 0$

Ho anche $\lambda_2 / N_2 - N_{sd} > 0$ $N_2 = N_i(\lambda_2)$

⇒ Posso trovare da λ_1 e λ_2 ⇒ $\lambda_3 = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{2}$ ↙ $N_3 - N_{sd} < 0$ ①
↘ $N_3 - N_{sd} > 0$ ②

① $\lambda_4 = \frac{\lambda_3 + \lambda_2}{2}$

② $\lambda_4 = \frac{\lambda_3 + \lambda_1}{2}$

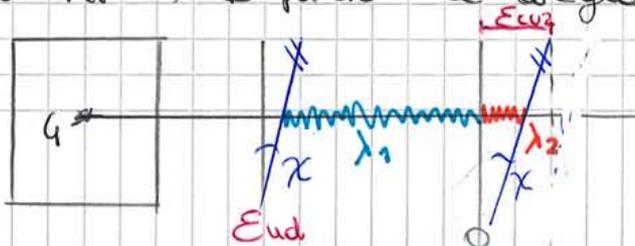
⇒ Ricomincio fino a ridurre molto l'intervallo.
 In 10 iteri troverò un valore di λ finale corretto.

Trovato λ finale, calcolo N_i .
 Ripeto l'operazione per diversi punti e traccio il grafico $N_i - x$

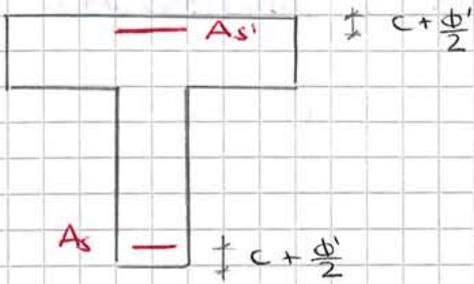
Come trovo λ_1 e λ_2 ?

Dato la sezione ho dei valori di S_{iU} per l'acciaio e per il c.a. ⇒ E_{ud} e E_{cu2}

Ho anche 1 curvatura che è quella per cui sto cercando il momento N_i ⇒ 1 punto nel diagramma ⇒



Esercitazione



Calcolare per ogni campo
 $N_{Ed} - M_{Ed}$
un paio di settimane.

Le Sollecitazioni vanno date
in base al baricentro della
sezione di c.s.

ELEMENTI IN C.A. CHE NON RICHIEDONO ARMATURA A TAGLIO

- Si può omettere l'armatura a taglio in elementi secondari o in strutture che hanno capacità di distribuzione bidimensionale del carico.
- $\sigma_1 \leq f_{ctd}$ → in genere eseguo la verifica in 3 punti:
 - baricentro → H_0 e T_{MAX}
 - in $2/3$ dell'altezza (larghezza minima)
 - nei punti d'attacco eli. civile.
- Il calcolo delle tensioni principali si esegue con i cerchi di Mohr.
- Se V_{ed} non supera i limiti definiti ⇒ Posso trascurare l'armatura a taglio e disporre l'armatura a taglio minima tranne che negli elementi detti prima.
- MODELLO ARCO-TIRANTE: Immagino che all'interno della trave si formi 1 arco e spinta eliminata (dalla catena inferiore che è l'armatura messa x il momento flettente)
 - Immagino che le azioni trasversali siano sopportate da 1 struttura arco-tirante con spinta eliminata dal tirante che è formato dalle armature di flessione.
 - Tale armatura deve essere ancorata e qualcosa.

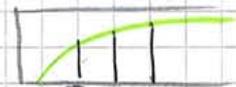
Slide 6 → $V =$ Taglio
2 = bracci di leva interni

$T =$ Tiro

→ Comp. a trave
" " e arco

2 = COST
T = COST

} slide 7



2 bracci di leva interni
variabili



Da cosa dipende l'istaurarsi di 1 comp. a trave o arco?
Da tutti i parametri ma conta tanto la **SMALLEZZA** dell'elemento

(9) → tb solo armatura tesa. Non ho armature a taglio

(8) → Il els è talmente compresso che spara via il capo ferro ($\frac{a}{d}$ piccoli)

At: $\frac{a}{d} = 1$ NO TRAVE ma zona di discontinuità.

Se $\frac{a}{d}$ cresce, il comportamento diventa di tipo 2

→ rottura e fessure che interessano la zona compressa

Rottura di tipo 3 → La rottura si ha immediatamente dopo l'apertura della fessura inclinata.

Cresce $\frac{a}{d}$ e il comport. diventa di tipo flessionale. (a trave)

al crescere della luce di taglio (a) ho comportamenti via via diversi (da arco a trave)

Conoscendo $\lambda = 3,95 \cdot 10^{-6} \frac{1}{mm}$

STAVRO

Mi metto al limite delle 2 situazioni $\begin{cases} \epsilon_c = \epsilon_{w2} & \text{per il c.a.} \\ \epsilon_s = \epsilon_{w1} & \text{per l'acciaio} \end{cases}$

Valuto data λ la profondità dell'asse neutro.

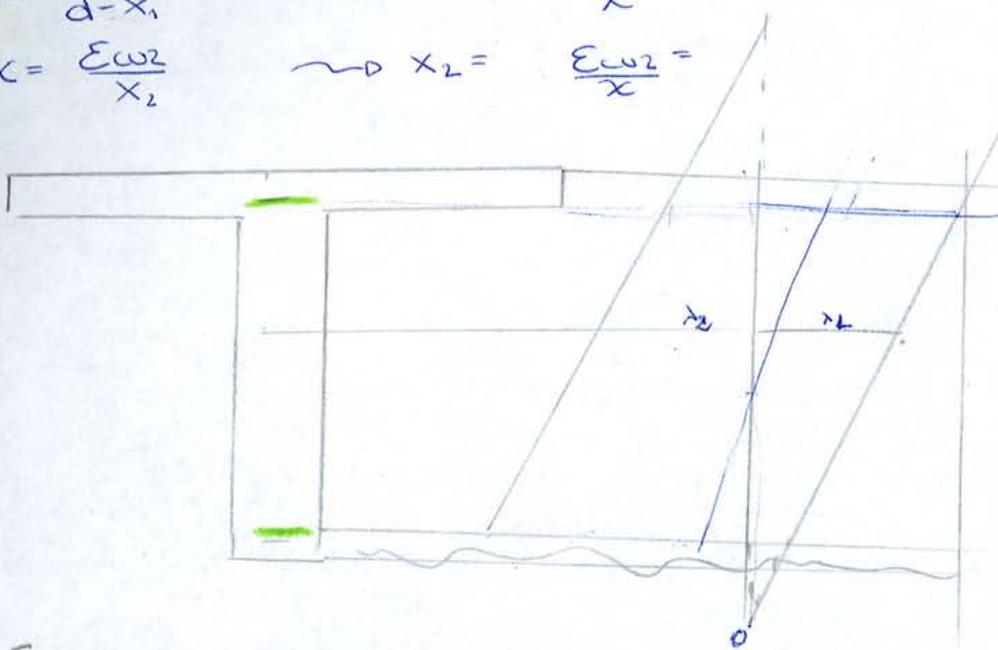
① $\lambda = \frac{\epsilon_{w1} d}{d - x_1}$

$\rightarrow x_1 = d - \frac{\epsilon_{w1} d}{\lambda}$

$d = H - c + \frac{\phi'}{2}$

② $\lambda = \frac{\epsilon_{w2} x_2}{x_2}$

$\rightarrow x_2 = \frac{\epsilon_{w2}}{\lambda}$



$\epsilon_{w1} : x = \epsilon_c : (x - H + c + \frac{\phi'}{2} + y_g)$
 $\epsilon_{w2} : x = \epsilon_c : (x - y_g) \rightarrow \lambda \text{ medio}$

~~③~~ $\lambda = \frac{\lambda}{x}$

$x =$ distanza asse neutro dal bordo superiore (c.a.)

$\epsilon_s : (x - d) = \lambda : x - y_g \rightarrow \epsilon_s = \frac{\lambda \cdot (x - H + c + \frac{\phi'}{2})}{x - y_g}$

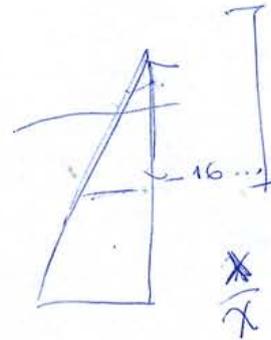
$\epsilon_s : (d - x) = \lambda : x - y_g \rightarrow \epsilon_s = \frac{\lambda \cdot (d - x)}{x - y_g}$

$\epsilon_s' : (x - c + \frac{\phi'}{2}) = \lambda : (x - y_g)$

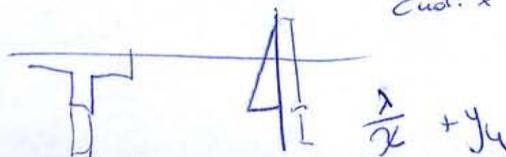
$\epsilon_s' : (x - c + \frac{\phi'}{2}) = \lambda : (x - y_g)$

$\epsilon_c : x = \lambda : (x - y_g)$

$\epsilon_{c2} : (x - c_{eq}) = \lambda : (x - y_g)$



$\epsilon_{w1} : x = \lambda : x - y_g + c + \frac{\phi'}{2}$



$\lambda \frac{(d-x)}{(x-y_g)}$

$\lambda : (x - y_g) = \epsilon_s : (x - y_g)$

$y_g = y + x$

2

...
 Un'altra parte del taglio è prota dall'effetto di ingranamento (SUDE 12 figura)
 → li trasmetto tensioni tangenziali.
 Quest'azione cessa se la fessura diventa grande.

DONEL EFFECT → Taglio sopportato dalla base
 EFFETTO SPINOTTO → figura 12 → tensioni tang.

È complicato dire quale parte è prota dai 3 meccanismi poiché varia col carico.
 ⇒ Queste quote sono variabili.

Sono 60-70 anni che si discute nei riguardi di elementi sottoposti a taglio ma non armati a taglio.

È 1 meccanismo molto fragile
 Ho diversi modelli.

Slide 15) Eurocodice fornisce 1 formulazione più o meno sperimentale - Eurhans a contribuire 1 serie di effetti:

V_{Rdc} → Resistenza a taglio di elementi non armati a taglio

b_w = largh. min dell'ovino in zona tesa.

Dalho la parentesi, ho 2 contributi:

1. legato all'armatura tesa
 2. legato a eventuale sforzo normale presente.
- $$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A} < 20\% f_{cd}$$

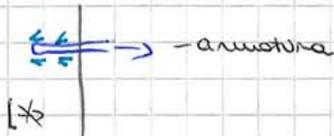
⇒ V_{Rdc} si incrementa in caso di sforzo normale presente o in caso di compressione.

1. Il 1° termine tiene conto dell'armatura tesa che è opportunamente ancorata.

$$f_{ct} = \% \text{ geometrica dell'armatura } \left| \begin{array}{l} \text{longitudinale} \\ \leq 0,02 \end{array} \right.$$

K → tiene conto dell'effetto scala → COEFF. di SCALA
 che aumenta e K diminuisce.

C_{Rk} → Tiene conto di considerazioni statistiche $\frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$



Una barra prima di poter essere considerata attiva ha bisogno di 1 certa lunghezza: LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO.

slide 16 → formule di carattere empirico

$$(19) \quad \beta = \frac{a_v}{2d}$$

Quanto vale V_{sd} ?

In SdC avrei sommato F_1 e F_2 . Ora posso ridurre F_1 poiché si tratta di 1 distanza minore di $\frac{1}{2} a_v \leq 2d$ e parva a_v

$$V_{sd} = F_2 + \beta F_1 \quad \text{con } \beta = \frac{a_v}{2d} \in [0, 0,25]$$

(24) Ipotesi di comportamento del traffico.

1. Individuo delle distanze min tra le staffe che dovranno essere rispettate. È 1 modello spalmato \Rightarrow devo rispettarlo.
2. T e C
3. Trascuro l'effetto spinotto
4. Trascuro l'interlock

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \Rightarrow 21,5^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

L'inclinazione la decide il progettista sulla base di alcune considerazioni che vedremo. (slide 26)

Il comportamento strutturale è tanto migliore quanto ha staffe vicine.

(24) Per individuare i valori resistenti scriverei delle eq. di equilibrio.

Atti: l'acciaio e il cls non possono lavorare e tensioni maggior di quella di snervamento e a σ_{max} del cls.

TEOREMA STANCO

Se trovo 1 soluzione eq. bilata e che rispetta le condizioni di plasticità statica dei materiali \Rightarrow la soluzione è a favore di sicurezza.

Questo vale se la struttura ha comportamento duttile (con capacità di redistribuzione) \Rightarrow in 1 struttura in ca ho cap. duttile se ho snervamento in almeno 1 armatura.



(28)



$$V = V^* - qx$$

Taglio il concio (27) in 1 piano // alle staffe e metto dentro le relative forze - (Tagliate)

Non taglio le staffe

Taglio il corrente compresso \Rightarrow libero C \Rightarrow n T

Inoltre taglio 1 tensione di compressione del cls e le interasse $\rightarrow \sigma_{cw}$

C e T distano 2 \rightarrow braccio di leva interno

C è la risultante delle tensioni di compressione

Da 1 punto di vista geometrico vedi slide 28.

A questo punto siamo all'equilibrio.

Diagramma di $\alpha_{cw} - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$

SIDE 29



26.03.13

Per avere una funzione di α e θ , adimensionalizzato (30)

$$v_{rd,max} = (\cotg \theta + e \cotg \alpha) \sigma_{cp}^2 \geq v_{sdl} \quad \text{RIDOTTO}$$

dividendo per $\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}$

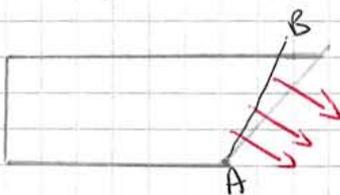
Oss 2 : $\alpha = 90^\circ \Rightarrow \cotg 90^\circ = 0$

\rightarrow Uso un'altra espressione

(31) Lo slv non raggiungerà dalla crisi di 3 dei 6 elementi che compaiono al traliccio. Ho visto già il cls. Vedo la resistenza delle stoffe

Prendo 1 cavo di trave e lo taglio // ai comp. di compressione - Taglio le stoffe ma non i comp. di compressione (non considero il loro contributo).

Devo sapere il n° di stoffe tagliate



$$n = \frac{AB}{s \sin \alpha}$$

Passo stoffe

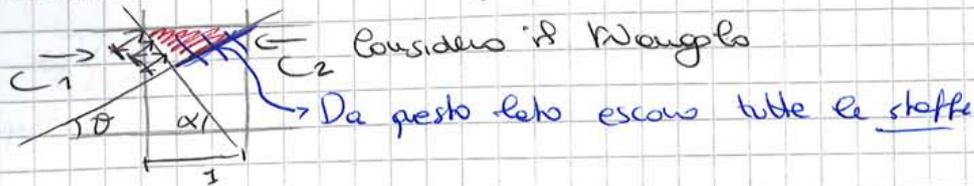
Le stoffe lavoreranno ed i tensioni σ_s (che non conosco)

Farei di nuovo l'equilibrio in direzione verticale

Mi interessa trovare il max taglio che ho nelle stoffe e questo si ottiene se ho le stoffe snervate

Vedo \rightarrow Taglio resistente dato dall'ecicario nell'armatura

Se considero il carico di lunghezza unitaria



Dall'altro escavo i campi di compressione
Questo carico dovrà essere in equilibrio con le forze date dalle staffe e i campi di compressione.

$\sigma_{cw} \cdot bw \cdot \text{sen } \vartheta = \text{Forza}$
 $\sigma_{cw} \cdot bw \cdot \text{sen } \vartheta \cdot \text{sen } \vartheta = \text{Componente verticale Forza}$
 la uguaglia alle forze date dalle staffe

$n^{\circ} \text{ staffe} = \frac{\text{sen } \alpha}{s \cdot \text{sen } \alpha} \rightarrow \text{Passo staffe}$

Forza verticale $\sigma_{cw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{s \cdot \text{sen } \alpha} \cdot |\text{sen } \alpha|_{\text{vert}}$

Resta: $\sigma_{cw} \cdot bw = \sigma_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{s \cdot \text{sen } \alpha}$ Eq. bno carico

Nel carico ho anche lo sforzo di compressione ma è orizzontale \Rightarrow Non entra a far parte dell'equilibrio
 A dx e sx ho due diversi C, Torrezioni l'esp. out.

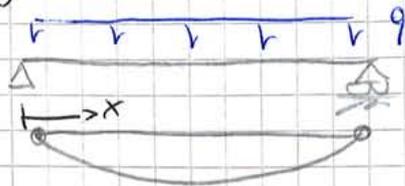
Nella rel. di (34) sostituisco il valore di $\sigma_{cw} \cdot bw$ e (35) trovo una nuova espressione di M_{sd}

$$(\cot \vartheta - \cot \alpha) \cdot (\cot \vartheta + \cot \alpha) = (\cot^2 \vartheta - \cot^2 \alpha)$$

Trovo M_{sd}

$$\rightarrow \text{Tiro } T = \frac{M_{sd}}{z} + \frac{V_{sd}}{2} (\cot \vartheta - \cot \alpha) \quad (36)$$

Nell'ossatura longitudinale il tiro è funzione oltre che del momento M_{sd} anche del taglio V_{sd} nel caso più generale. T è incrementato di $\frac{V_{sd}}{2} (\cot \vartheta - \cot \alpha)$



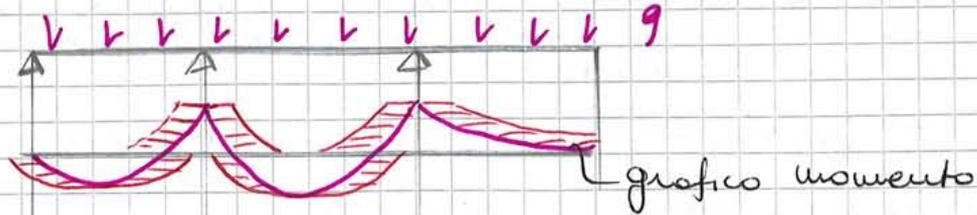
Anche dove $M=0$, ho 1 tiro

Regola della determinazione del diagramma momento

$$x=0 \Rightarrow T = \frac{V_{sd}}{2} (\cot \vartheta - \cot \alpha)$$

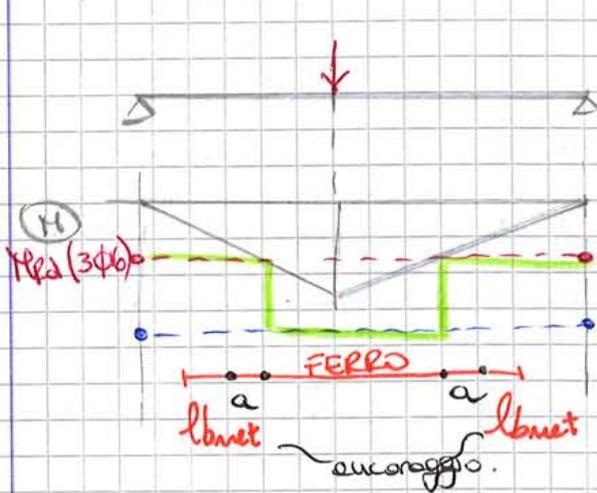
Esisteva 1 sezione a distanza x dall'appoggio tale per cui se considerassi solo momento mi darebbe un tiro che è esattamente quello che serve nella sez. A.

Se ho 1 trave di questo tipo:



⇒ Traslò il degr. di M dalla parte che me lo aumenta e di un valore non più grande del max.
 Parto dal picco e traslo di a . *vedi disegno.*

Supponiamo di avere queste strutture:



sezione →

Calcolo l'armatura con le tabelle del M_{red} ; a

Otengo $A_s = 10,8 \text{ cm}^2$

Scelgo $\Phi 16 \rightarrow 2,01 \text{ cm}^2$
 ⇒ utilizzerò 6 $\Phi 16$
 ⇒ area $12,06 \text{ cm}^2$

Diseño il grafico di M_{red} di 6 $\Phi 16$

Posso dimezzare i 6 $\Phi 16$? → 3 $\Phi 16$
 (in modo da migliorare la situazione)

Lo posso fare solo quando il momento diventa minore di $M_{red} 3\Phi 16$

In realtà per considerare il taglio e dunque la traslazione del momento flettente devo mettere una lunghezza ulteriore del ferro pari ad a .

Uso un'altra lunghezza per l'ancoraggio l_{anc}

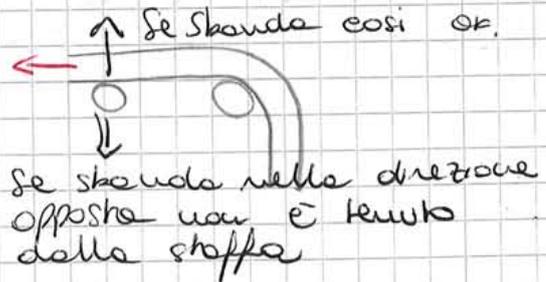
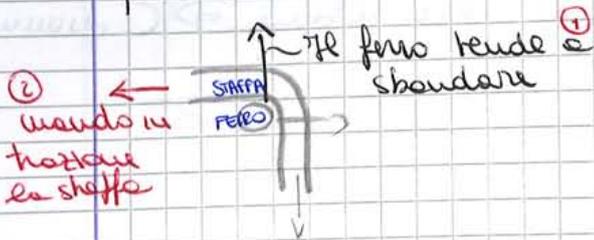
Il taglio non aumenta il ferro ($A_s = 10,8 \text{ cm}^2$) ma aumenta la lunghezza della trave nella quale metto le barre. Il n° dei ferri resta sempre 6.

slide 37 → stesso disegno

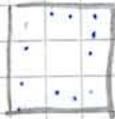
l_{bd} = lung. ancoraggio.

Att: forsemente il contributo della barra aumenta linearmente al mom. flettente. (sul quad. è considerata costante).

Per impedire la instabilizzazione posso intervenire sulle forme delle staffe



⇒ Invenzione dei meccanismi di forme di staffe



Disegno precedente

— la staffa ha 2 bracci ⇒ $A_{sw} = 2(\pi \cdot 0,005^2)$

l'angolo di usura $\phi = 10/15 \sim$ Passo

$z \approx 0,9 d$

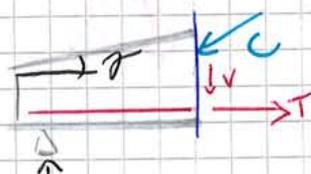
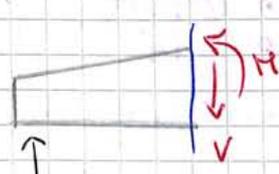
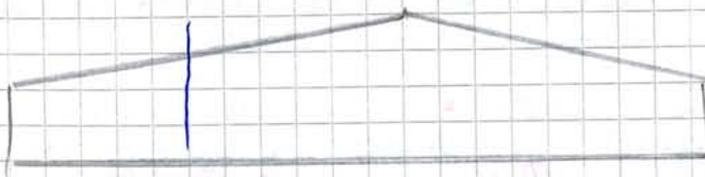
la resistenza della staffa:

$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cot \theta \sigma_{ct} f_{ywd}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{2(\pi \cdot 0,005^2)}{0,15}$$

Se il carico è applicato vicino l'appoggio, riduco il loro contributo al taglio

Bisogna fare attenzione in caso di correnti inclinate, avere travi inclinate ad altezza variabile (es: CAPANNONE)



È 1 contributo a favore!

$V_{sd} =$ Taglio della trave della trave

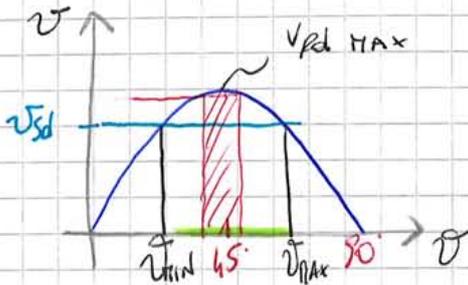
$$= D V_{sd}^* - C \sin \gamma = V_{sd}$$

$$- C \sin \gamma$$

quantità armatura adimensionale

$$V_{RdS} = \omega_w \cdot \cotg \vartheta \dots$$

α è quasi sempre 90° (sceglie il progettista)
 ϑ si sceglie sulla base di considerazioni riassunte nel diagramma slide 41.
 l'angolo di resistenza del cls:



la conoscenza di V_{RdS} mi permette di limitare il campo di scelta di ϑ tra ϑ_{min} e ϑ_{max} .
 Ho 1 intervallo di scelta. Prendo quello che mi dà la soluzione più economica, ovvero mi permette di poter usare meno armatura.

Generalmente il ϑ + economico è (ϑ_{min}).

Se ho taglio sollecitante molto grande \Rightarrow il range dei valori di ϑ si assottiglia.

Slide 30: α_{cw} b_w $\geq V$, f_{cd}
 2 dimensioni probab. per il flow. flett.
 α_{cw} , V , f_{cd} costanti
 b_w piccolo \Rightarrow cls: selgo ϑ intorno a 45°

$$V = \frac{V}{\alpha_{cw} b_w V f_{cd}}$$

b_w piccolo $\Rightarrow V$ grande
 $\Rightarrow \vartheta \approx 45^\circ$

se α_{cw} e T con α_{cw} sottile, dimensionano per $\vartheta \approx 45^\circ$.
 Valori di $\vartheta \approx 45^\circ$ si portano tanta armatura e taglio

$\rightarrow b_w$ GRANDE $\Rightarrow V$ piccolo \Rightarrow range ϑ grande
 $\rightarrow \vartheta$ piccolo selgo x l'economia
 \Rightarrow poca armatura

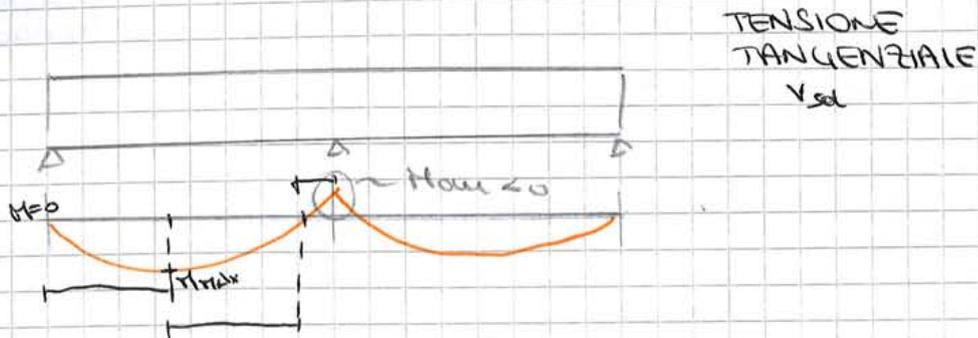
Poca armatura, tanto cls e viceversa.
 A seconda di come dispuogo l'armatura la struttura troverà un suo equilibrio.

Le SLE per limitare la fessure (la redistribuzione dei campi di compressione) selgo la $\cotg \vartheta = 2,5$
 e $\vartheta \approx 21^\circ$.

Le fessure nascono a 45° , poi si redistribuiscono andando verso lo 0 perché tendono a intercettare sempre + staffe. Per limitare l'apertura delle fessure selgo $\cotg \vartheta = 2,5$.

09.04.13

(50) Nel caso in cui abbiamo i trave continua con carico distribuito, la distanza Δx vale metro tra punto a $M=0$ e punto a M_{max} .



Attraverso l'equilibrio al nodo posso valutare l'armatura

$$\frac{A_{sF}}{S_f}$$

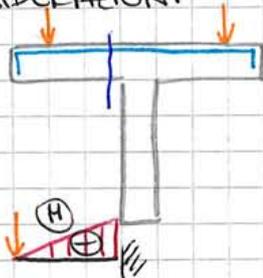
α_f = angolo di diffusione, inclinazione campi compressione nella flangia

Vedi valori slide 51 per flangia tesa o compressa

Oltre all'armatura devo verificare che $v_{sd} \leq v_{fcd} \cdot \sin \alpha_f$

TENSIONE CAMPI OBLIQUI POSSI

CONSIDERAZIONI



L'ala è soggetta ad 1 forza verticale
 \Rightarrow Ho momento flettente negativo
 Dovrò mettere spie dell'armatura aggiuntiva.



\Rightarrow Ho 2 campi di compressione in 2 direzioni, ovzè c obliquo.

Inoltre ho 2 campi di armatura

\Rightarrow Ho 2 fenomeni dett da taglio + flessione

Dovrò sommare x l'armatura metà di pelle per il taglio e metà di pelle per momento

Se ho τ sufficientemente piccola, No armature importante.
 Se ho v_{sd} grandi \Rightarrow diventa 1 problema bidimensionale.

At: slide 69 \rightarrow Il problema di diffusione è generalmente accompagnato da altri problemi.

In SLE nessuno sa cosa fare per la torsione.

Il comportamento a torsione di snutti in ca non è affidabile.

Ponte \rightarrow sez. chuse scabolare \Rightarrow Alta resist. a torsione.
 Balconi \rightarrow Armatura

Ci occuperemo di torsione d'equilibrio

Allo SLE per torsione il meccanismo resistente prevede di usare sempre 1 sezione scabolare.

Anche se ho 1 sez. rettangolare, per il calcolo considero una sez. di questo tipo:



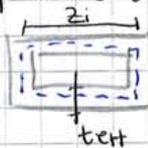
lutto il centro.

Nella zona esterna ho tensioni tangenziali elevate:



La resistenza torsionale è la stessa per sez. cava o piena. \Rightarrow Considero sempre 1 sez. chiusa e pareti sottili perché semplifico i calcoli

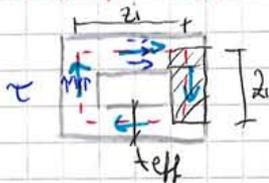
Spessore di parete efficace t_{eff}
 linee media
 lunghezza tratti linee media z_i



(59) Se ho sezioni composte da più parti \Rightarrow Opero singolarmente e divido il momento torcente tra le ~~sezioni~~ porzioni 1 e 2. Questa suddivisione si fa proporzionalmente alla rigidità torsionale di ciascuna parte.

\Rightarrow Trovo sempre 1 momento torcente su 1 sezione composta o cava che sia. Se è composta trovo lo spessore efficace.

(60) **TEORIA di BREDT**



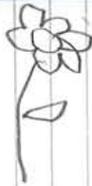
$\Omega =$ area racchiusa dalle linee media $= A_k$

$$\tau = \frac{T_{sd}}{2 A_k t_{eff}}$$

$$V_i = \tau z_i t_{eff} = \frac{T_{sd}}{2 A_k t_{eff}} z_i \cdot t_{eff}$$

$$V_i = \frac{T_{sd} z_i}{2 A_k} \quad \text{TALLO}$$

Trasformo il torcente in tanti tagli. Immagino che si formi 1 traliccio di Marsh su ogni singola parete. La verifica e il torcente si trasf. in 1 verifica a taglio.

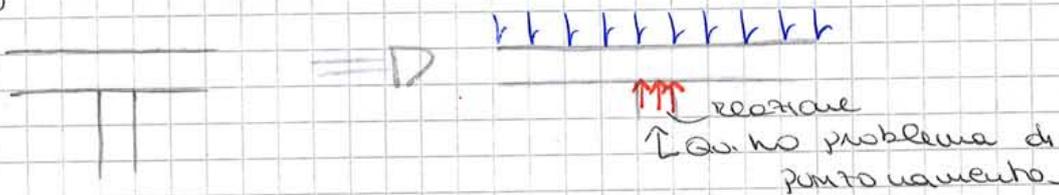


11.04.13

STATO LIMITE ULTIMO PER PUNZONAMENTO

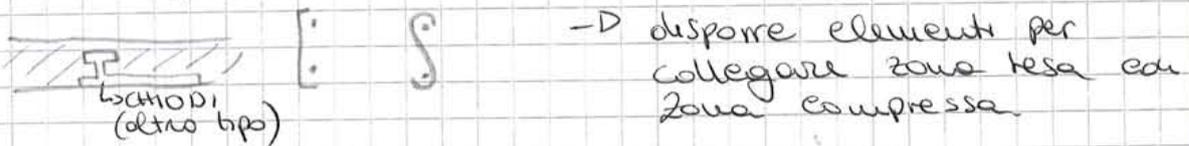
Riguarda strutture con comportamento bidimensionale \Rightarrow è un problema molto complesso da studiare. È ancora un problema aperto e soggetto a cambiamenti. Non cambierà sicuramente il tipo di approccio: si introducono dei coefficienti di sicurezza perché nel modello uso delle semplificazioni (legate al taglio).

Si ha punzonamento su strutture bidimensionali caricate ~~su~~ su aree piccole. È il problema di interazione taglio momento flettente. Ho 1 piastra di spessore 20 cm \Rightarrow il carico è applicato su 1 area piccola se è dell'ordine dello spessore (es: area 20x20, 40x40...). Se l'area è già 4-5 volte lo spessore, non ho più questo caso. Il problema nasce spesso in presenza di una piastra poggiate su colonna.



Un altro caso in cui si può ritrovare questo problema è in fondazioni, pilastro.

Succede che si formano delle zone che partono dalla superficie (dove ho forza "concentrata") della zona caricata con 1 certa inclinazione. La parte fuori questa zona crolla se non ho armature a taglio. Bisogna anche la superficie di rottura tramite elementi di armatura in direzione \perp . È difficile usare elem. $\perp \Rightarrow$ uso come per il taglio elementi verticali detti SPILLI:



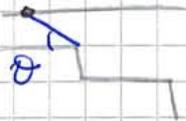
Il problema del punzonamento è che è una rottura a taglio, fra gule \Rightarrow Non ho preavviso.

- (69) Potrei vedere delle fessure di questo tipo, ma solitamente queste sono all'esterno della soletta, dunque coperte da massetto, pavimentazione... \Rightarrow Non si vedono.
 \rightarrow Rottura fragile, non si vede. Attenzione.

(73) COLONNA CON CAPITELLO

Ho 2 casi distinti

(1) $l_H < 2,0 h_H \Rightarrow H_L$ $2d$ si misura e partire dall'alto



(75) (2) $l_H > (2(d+h_H))$

\Rightarrow Ho 2 diversi tipi di controllo

(1)



(2)



Cambia lo spessore di controllo da dover considerare. Le situazioni considero se dovuto il carico sul perimetro critico. Altrimenti no.

Dovrà fare entrambe le verifiche e vedere la situazione peggiore.

(76) PUNTO DI FONDAZIONE

(77) Calcolo una tensione tangenziale sul perimetro di controllo V_{sd}

$$d = \frac{d_y + d_z}{2} \quad \text{altezza utile}$$

β è un coefficiente correttivo che tiene conto del caso in cui ho un momento flettente (varia la distribuzione delle τ)

È complesso stimare β .

COLONNA CENTRALE: $\beta = 1,15$

" di SPILLO: $\beta = 1,15$

" di BORDO: $\beta = 1,14$

(78) Esistono 2 valori resistenti

(1) in assenza di armatura $V_{Rd,c}$

È la formula vista anche per il taglio

funzione di k , % geom di armatura nelle 2 direzioni f_{yk}, f_{tk} ;

k_1 per eventuali tensioni di compressione \Rightarrow \cong overtake, nel piano delle piastre.

Se di compressione, (+) \Rightarrow aumentano la resistenza del cls; se di trazione viceversa.

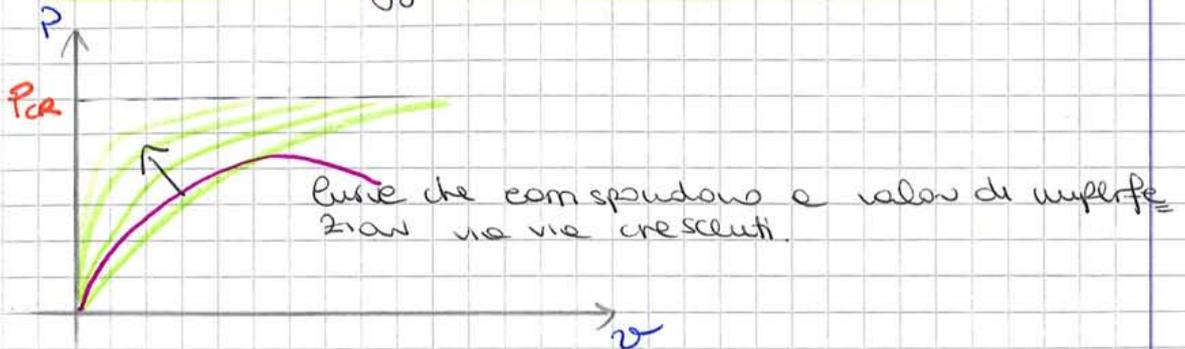
Se V_{sd} (78) è maggiore di V_{Rd} \Rightarrow devo mettere l'armatura di cucitura tale da garantire che $V_{sd} < V_{Rd}$, \cong (79)

(79) $V_{Rd,cs} \rightarrow$ ~~non~~ il contributo delle armature

(81) Come per il taglio dovrà fare 1 verifica:

$$V_{sd} < V_{Rd,max} \quad \text{Resistenza del comp. inclinato di cls}$$

Cosa succede alla legge P-v se considero i "difetti"?



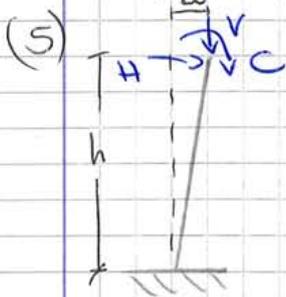
Tutto questo nell'ipotesi di avere materiali con comportamento Elastico-Lineare.

Se rimuovo anche questa ipotesi, P_{cr} non può essere raggiunto poiché il comportamento diventa questo (3)

- ① BUCKING = INSTABILITÀ → se parlo di biforcazione dell'eq. bno.
- ② Si parla invece di EFFETTI del SECONDO ORDINE se tengo in conto di tutte queste hyp. tolte. Le strutture in c.a. NON soffrono di instabilità ma di effetti del 2° ordine. (Non ho comportamento elastico lineare, ho fessurazioni, imperfezioni, ...)

EFFETTI del 2° ORDINE

Solitamente si cerca l'eq. bno nella conf. indeformata (iniziale). Questo se ho spostamenti piccoli. È lecito farlo solo se tali spost. piccoli non influenzano le sollecitazioni, altrimenti NO. L'eq. bno si fa nelle configurazioni deformate.



$$M = C + H \cdot h + V \cdot a$$

Se la struttura nasce già così, ho scritto l'equilibrio nella configurazione iniziale indeformata.

C'è differenza se la struttura nasce storta o se diventa storta dopo?

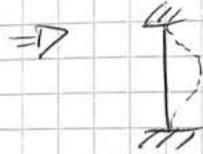
Se scrivo l'eq. bno nella conf. indeformata sto scrivendo il momento del I ordine M^I .

TRAVE SUDE (5)

Al crescere della deformata, nasce un momento del 2° ordine poiché P prima è braccio e fa nascere M^{II} .

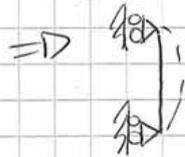
Lo spostamento totale v è funzione sia di M^I che M^{II} . Uno spostamento lo trovo dalla curvatura la curvatura dal momento. Ho 2 eq. ma NON lineare → considerando ancora comportamento elastico-lineare.

Se le 2 molle sono infinitamente rigide: $k_1 = k_2 = \infty$



$l_0 = \frac{1}{2}l$

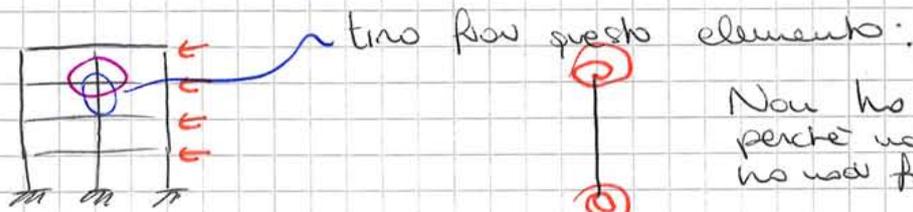
Se ho invece la situazione inversa: $k_1 = k_2 = 0$



$l_0 = l$

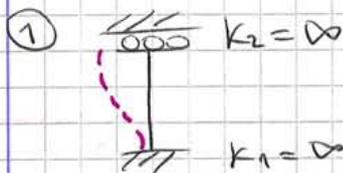
⇒ Per 1 struttura e nodi fissi l_0 varia tra $\frac{l}{2}$ e l

② Se non ho controvento e le forze orizzontali impegnano la colonna:

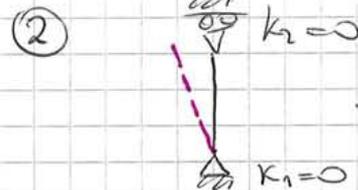


Non ho Δ perché non ho nodi fissi

Vedo le 2 situazioni limiti:



$l_0 = l$



$l_0 = \infty$

ho struttura mobile

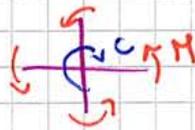
Ho per strutture e nodi mobili

$l < l_0 < \infty$

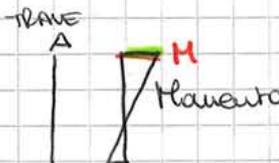
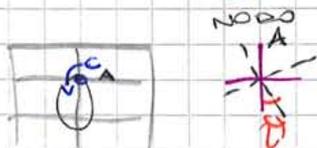
Atti.: (8) se non ho la molla sopra vale g) $l_0 > 2l$

(K) → è la flessibilità della molla e non la rigidità

Per valutare K uso la eq. C applicata nel nodo che un dato dei momenti → uso questi momenti M e la rotazione del nodo



Dunque per valutare K mi serve il momento e la rotazione del nodo



FORM. slide 8

Se M non è C. C si ripartisce tra travi e colonne.

(11) ELEMENTI ISOLATI

Strutture in acciaio: ho collegamento debole tra colonne dunque curvare.

Strutture in ca.: schematizzo con incastro.

(12) In 1 struttura si possono trascurare gli eff. del 2° ord se gli stessi sono inferiori al 10% degli eff. del 1° ordine (1)

In realtà questa espressione è poco utilizzabile.

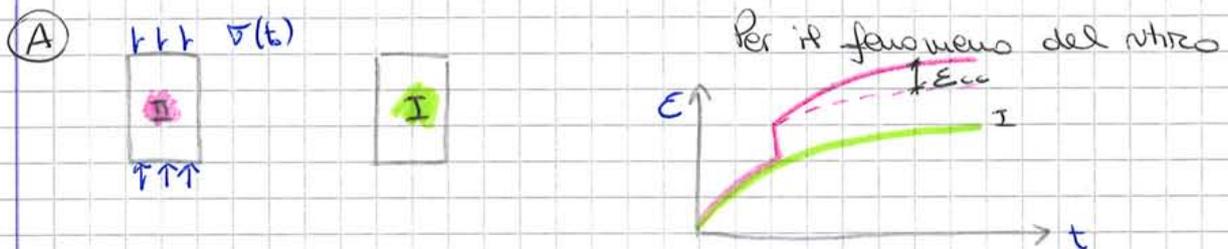
Dev. trovare in base a questo concetto dei criteri per dire se è possibile trascurarli e NON eccedersene.

Sveltezza $\lambda \leq \lambda_{lim} \Rightarrow \sigma$ piccoli Trascuro perché vale (1)

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

es: se ho una sez. rettangolare $\Rightarrow i = \frac{t}{\sqrt{12}}$

Dall'euristica $\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{M}$



E_{cc} è la def. di creep dovuta ai fenomeni viscosi

$E_{cc}(t, t_0)$, costante sono uguali i provini, non si muove // a causa della viscosità

At: Tutte le volte che uso i valori dati, sono a favore di sicurezza

Il 2° coefficiente dipende dalla % sovraccarico di armatura. Se non ho ancora stimato la w (armatura) uso $B=1,1$.

(C) È legato a σ_{lim} che dipende dalla distribuzione di sollecitazioni sulla sezione

Se ho 1 colonna con w variabile (armatura variabile) Non posso applicare questo metodo.

(M) È lo sforzo normale adimensionalizzato (μ)

I momenti M_{01}/M_{02} vanno presi coi segni. $\Rightarrow \pi$ può essere negativo o positivo.

Se non conosco $\pi \Rightarrow$ uso $c=1$ che equivale a dire di avere M costante lungo tutte le colonne.

2° METODO → Metodo della rigidità nominale.
 Consiste nel valutare gli spostamenti della struttura, considerando caratteristiche di rigidità obbligate per tener conto delle fessurazioni e viscosità. La maniera è dice come fare. È il metodo generale semplificato.

3° METODO → Metodo della curvatura nominale o della COLONNA MODELLO.

Si può usare su elementi strutturali con frizioni non precise:

- Forza Ncd costante: (Peso della colonna trascurabile rispetto al carico applicato)
- Non ho forze applicate tra 2 nodi successivi e peso colonna trascurabile.

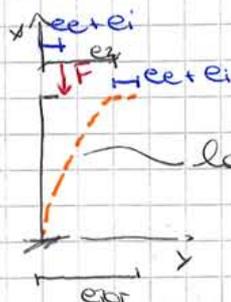
Questo è vero negli edifici, nei ponti no.

- sez. trasversali simmetriche compresa l'armatura
 - armatura longitudinale costante lungo l'altezza
- si conosce E_c . Nota E_c posso calcolare M_{sd}

(16) Questo metodo considera 1 colonna incastata alla base e caricata con una forza F che ha 1 eccentricità e_1 .

Consiste nell'ipotizzare preventivamente 1 ~~col~~ deformata della struttura.

Noi diciamo che la def. di questa struttura è di tipo sinusoidale



$$\leadsto y = e_2 \left(1 - \cos \frac{\pi x}{l_0} \right) \text{ deformata}$$

la def. ba del 2° ordine è di tipo sinusoidale.

Nota y , posso calcolare la curvatura

$$\rightarrow \text{Derivo } \frac{dy}{dx} = \frac{\pi}{l_0} e_2 \sin \frac{\pi x}{l_0}$$

$$\text{Se voglio la derivata 2°: } \frac{d^2 y}{dx^2}$$

→ Calcolo la derivata seconda con la curvatura

Farò riferimento solo alla base della colonna.

$$\left. \frac{d^2 y}{dx^2} \right|_{x=0} = \frac{\pi^2}{l_0^2} \cdot e_2 = \frac{1}{r^2}$$

Perché ho messo alla base della colonna?

La base della colonna è la + sollecitata. Questo va correlato alla resistenza delle sezioni.

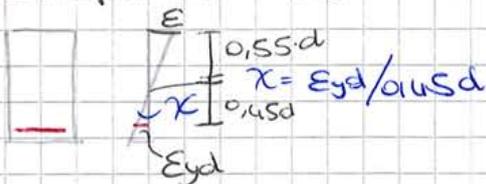
Sulla base delle hyp. posso però dire che la resistenza è costante lungo tutta la colonna.

È possibile individuare il limite tra i 2 equilibri. Posso anche individuare il max momento di I ordine applicabile.

- (19) Posso scrivere tutto in modo adimensionalizzato.
 TABELLA (19): entro con le caratteristiche e vedo qual'è il momento del I' ordine che posso utilizzare.
 Non avrà tutte le soluzioni, dovrà interpolare.

Nel tempo per non dover usare tabelle sono stati fatti modelli approssimati.

L'euronote in luogo a questa tabella, fornisce un modo per valutare la euristica: $\frac{1}{\pi} = k_r \cdot k_q \cdot \left(\frac{1}{\pi_0}\right)$ temperatura di riferimento



Trasato π , posso valutare E_2 .

$$\frac{\pi}{4} \approx 10$$

$$\Rightarrow E_2 = \frac{60^4}{10} \cdot \left(k_r k_q \cdot \frac{1}{\pi_0} \right)$$

⇒ Nota la sezione valuto $\frac{1}{\pi_0}$ immediatamente. Nota lo spazio normale valuto $k_r, k_q \sim \pi \rightarrow E_2$.

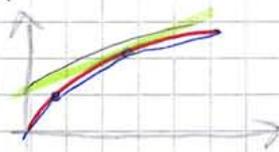
⇒ Conosco il momento del 2' ordine calcolo il H_{TOT} .

H_{TOT} e H_{SD} presente devono essere sopportati dall'armatura ipotizzata, altrimenti crollo.

(21) SOLUZIONE ITERATIVA

Se calcolo il grafico $H-\chi$ in modo approssimato con i 3 punti \Rightarrow la tg si trova sempre nel punto di snervamento.

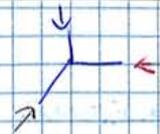
Sono sempre a favore di sicurezza.



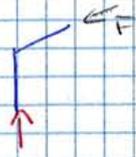
At: ipotizzare la def. ta sinusoidale è a favore di sicurezza. Con il metodo ① GENERALE traccio delle curve di H_{II} , H_{TOT} invece che rette.

- (22) Per poter trascurare gli effetti del 2' ordine, l'euronote, e la calcolare F_{red} .

Per l'equilibrio, nasce in (1) un ulteriore puntone
Tale puntone fissa nel nodo speculare



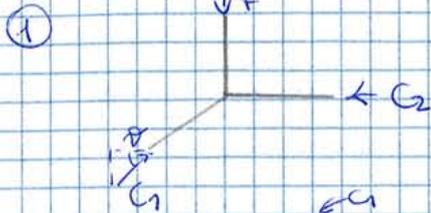
Per il nodo 2:



dovrà avere di nuovo 1 puntone o trante per l'equilibrio orizzontale.
Tale trante fissa nel nodo simmetrico.

(No puntone poiché la struttura fissere poi)

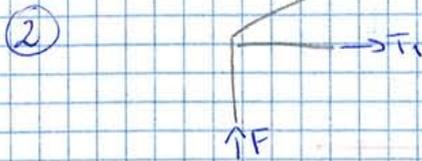
Ad: le parti laterali di struttura NON servono



$$C_1 \sin \vartheta = F \rightarrow C_1 = \frac{F}{\sin \vartheta}$$

eq. traslazione orizzontale:

$$C_1 \cos \vartheta = C_2 \rightarrow C_2 = \frac{F}{\sin \vartheta} \cos \vartheta = F \cotg \vartheta$$



⇒ la componente verticale di C_1 è uguale a F .
 C = Modulo delle forze di compressione.

Ma cosa è ϑ ? ϑ dipende da dove mettiamo i nodi. Ottengo valori di sforzi diversi se vario la posizione. Qual'è la posizione corretta? Nessuna.

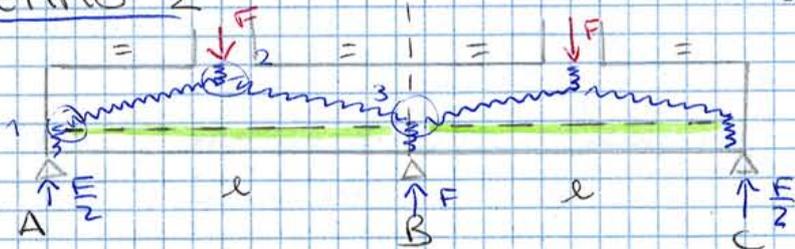
Posso metterlo vicino al baricentro

$$T_1 = C_2 = F \cotg \vartheta \Rightarrow A_{s1} = \frac{T_1}{f_{sd}}$$

Non posso emp mettere meno di un tot di armatura.

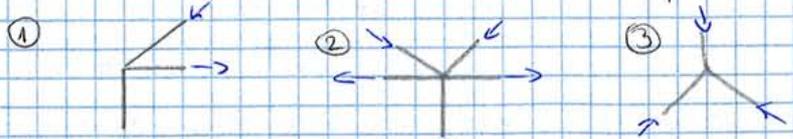
ESEMPIO 2

SUDE(10)

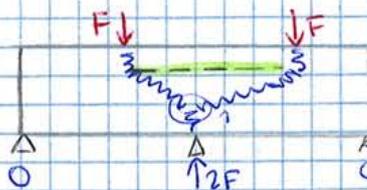


1ª soluzione: eq. traslazione verticale e rotaz. soddisfatti (OK)

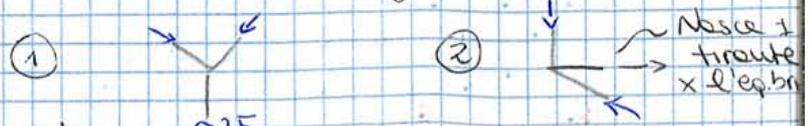
Disegno il traliccio:



Usando questa soluzione disporre armatura solo sotto, solo in trazione.



2ª soluzione. Disegno il traliccio



Usando la 2ª soluzione avere l'estradosso

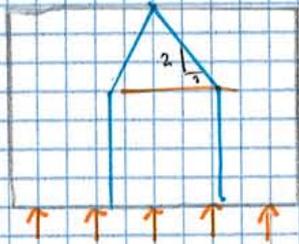
Qual'è corretta? Nessuna. La soluzione più corretta è quella intermedia tra le due (in $B = \frac{3}{2}F$, in A e $C = 0,25F$) che mi dà armatura sia all'estradosso che all'intradosso.

ESEMPIO 4 (12)

Ho 1 forza concentrata su un'area piccola

A una distanza h dalla fibra mi ritroverò uno stato tensionale che risulta ormai completamente distribuito $\frac{F}{Area} = \sigma$.

- ① ISOSTATICHE
- ② TENSIONI che diminuiscono man mano.
- ③ MECCANISMO



In questo caso uso un angolo di diffusione 2 a 1 (2:1)

È solo dei casi standard per i quali si conosce già tale angolo di diffusione (come in questo caso).

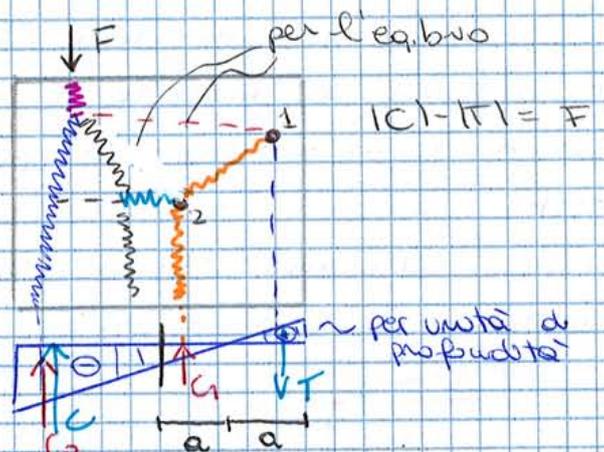
↑ ↑ ↑ ↑ ↑ σ distribuite

④ Ho forza eccentrica \Rightarrow Isostatiche di COMPRESSIONE e TRAZIONE

⑤ Meccanismo.



⑤



Come individuo il MECCANISMO:

a) individuo 1 sezione uguale a T nella parte delle compressioni

individuo ① e ② e ho $C_1 + C_2 = C$

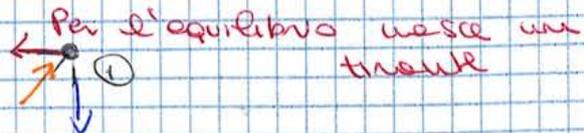
Avrò: $|C_1| = |T|$ $|C_2| = F$

Ho 3 forze: C_1 , C_2 e T .

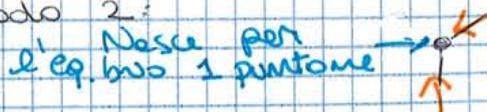
b) Il meccanismo può essere il seguente: da F scende 1 forza che si fa equilibrio direttamente con C_2

Posso poi pensare che il trante sale. C_1 sale. (fino a 1 certo punto per poi unirsi al trante).

Analizzo il nodo 1



Faccio l'equilibrio al nodo 2:



Questo trovato è il meccanismo semplificato rispetto al ⑤ della slide. L'armatura che ho in più è detta di bushing.



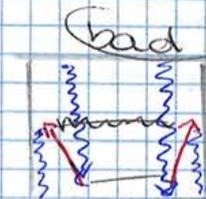
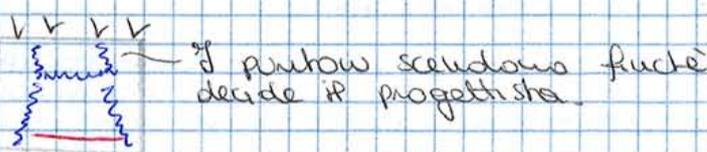
in alto o più in basso. Questo mi cambierà il quantitativo dell'armatura. Attenzione all'ancoraggio. L'armatura va sempre ancorata. L'ancoraggio dell'armatura avviene subito dopo il nodo, se non riesco per lo spazio, uso delle piastre di ancoraggio. È una limitazione da dover considerare.

(18) $\sum F_i \cdot l_i \cdot E_{mi} = \text{min}$ $i = \text{bello}$ $i = \text{esima}$

E ds è piccola rispetto a quella dei tranti \Rightarrow posso trascurarlo. Tutto ciò non può essere utilizzato perché non stiamo considerando il teorema statico e non conosciamo le E .

\Rightarrow Questa affermazione è corretta teoricamente ma non utilizzabile (comporterebbe l'uso di modelli complessi e non strut & tie).

(19) Questo approccio mi consente di distinguere il buon modello da uno cattivo. Ho 1 trave tutta con carico distribuito.



bad \rightarrow scende la forza fino agli appoggi, risale con dei tranti e risale

Per l'eq. bvo ai nodi vedono 1 punto e 1 trante (m -)

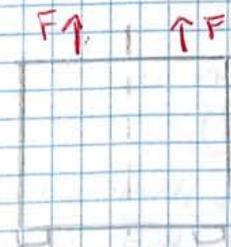
Questo modello è troppo complesso, non si ha in natura.

Potrebbe aversi solo nel caso in cui l'armatura in basso non è ben ancorata.

Att: la corrispondenza dei nodi l'armatura deve essere ancorata.

⊕ Quando disegno il meccanismo strut & tie devo considerare anche le modalità costruttive. L'armatura inclinata è sempre più complessa da usare \Rightarrow le armature dovranno preferibilmente essere orizzontali e verticali o comunque // ai lati della estrusione.

Per caso: Determinare il meccanismo strut & tie con 2 forze di trazione e confrontarlo con quello che avrei ottenuto se le forze fossero di compressione.



S₁ ha una soletta di 40 mm (meglio 50) (CALDANA)
 Le Aquatte si hanno da 18-20-25-30 mm. Questo spessore condiziona l'altezza del solaio e dunque l'altezza dell'edificio.
 In tutto il solaio pesa 376 kg/m^2

(2-3) → In realtà ho le travi piene in parte.

→ Il peso sale di 46 kg/m^2 se andiamo e consideriamo l'effetto delle travi piene che aumentano il peso.

$$\rightarrow 376 + 46 \text{ kg/m}^2$$

(2-7) Ho 1 campo di solaio

$S_1, 7 \text{ m}$ e d_x e s_x

Usò lo schema di solaio come trave continua - Questo appoggia sui pilastri A-B-C. Ho 1 camera e 2 carrelli come condizioni di vincolo.

È uno schema reale? In realtà non ho semplice appoggio perché le travi sono in parte "immerse".

Il comportamento a torsione non è sostanziale per l'equilibrio
 → torsione di compatibilità.

In campo fessurato G scende di un fattore che va da 5 a 10.

La rigidezza e torsione scende del 70/80% sul ds fessurato.

Il ds è quasi sempre fessurato. ⇒ Le travi in c.a. non resistono a torsione → Sono necessarie staffe chiuse.

UNICO SCHEMA: Ho simmetria perfetta.

Dove il solaio interseca le travi metto il elemento strutturale filtrato per alla rigidezza flessionale dei 2 pilastri. Questo simula la difficoltà di inflettere la trave di bordo.

È 1 modello fisicamente corretto ma a suo avviso inutile.

Ho rappresentato diverse combinazioni di carico.

Negli edifici di civile abitazione $Q_1 = 200 \text{ kg/m}^2$ simulano le persone + l'arredamento che vi hanno messo sopra.

Sulle scale e balconi uso $Q_1 = 400 \text{ kg/m}^2$ perché si suppongono più affollati.

In un'aula $Q_1 = 600 - 600 \text{ kg/m}^2$

Aumentando il n° di campate, le combinazioni di carico che ho aumentano in modo fattorabile.

In questo caso ho solo 3 comb. di carico: Variabile su 1^a

campata, su 2^a campata, su entrambe le campate.

Per il carico permanente ho $\gamma = \begin{matrix} 1 \\ 1,3 \end{matrix}$ CARICO PERMANENTE CARICO SFORZABILE

COMBINAZIONE 2

$1,35 \textcircled{A} + 1,5 \textcircled{B} + \emptyset \textcircled{C}$

(è il max momento in campata 1 (a sx))

COMBINAZIONE 3

$1,35 \textcircled{A} + \emptyset \textcircled{B} + 1,5 \textcircled{C}$

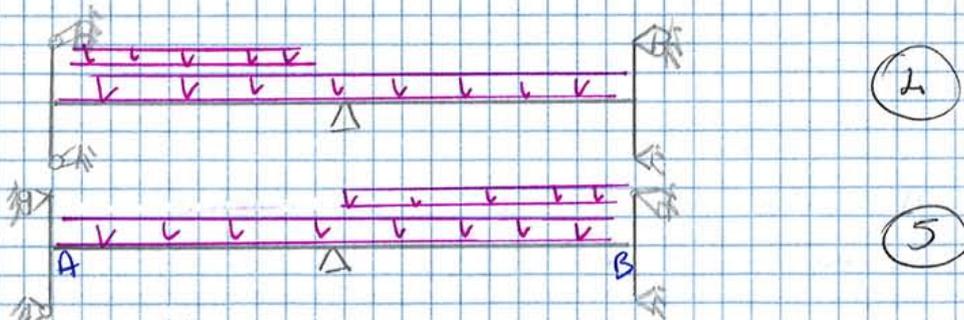
MAX momento in campata 2

Nella slide (2-8) le ultime 2 combinazioni di carico si riferiscono allo schema con i pilastri di slide (2-7)

COMBINAZIONE 4

È uguale alla 2 ma su uno schema statico diverso

In A e B ho dei valori di momenti negativi (prima era 0)



COMBINAZIONE 4

$1,35 \textcircled{A} + 1,5 \textcircled{B} + \emptyset \textcircled{C}$

Momento minimo in A

COMBINAZIONE 5

$1,35 \textcircled{A} + \emptyset \textcircled{B} + 1,5 \textcircled{C}$

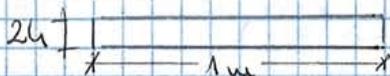
Momento minimo in B

Si può quindi tracciare l'involucro dei momenti e calcolare le armature.

(2-9) Armature

Sezione A → Siamo ancora dentro la trave di bordo (all'interno della campata) → è larga 1 m e alta quanto il solaio.

$M_{ED} = -31,1 \text{ KN}\cdot\text{m}$ $x = 0 \text{ m}$



Metterò l'armatura sopra per il momento negativo.

(Ho anche 1 piccolo M positivo ?)