

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 622

DATA: 0409/2013

A P P U N T I

STUDENTE: Sannipoli

MATERIA: Teoria e Progetto delle Costruzioni in C.A. e C.A.P.

Teoria + Esercizi

Prof. Torchio

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.**

+CAP. 11 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO

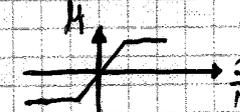
- POLO ATTORNO A $\epsilon_{cu2} = -3,5\%$ \Rightarrow n A_s piccola o grande, come varia la duttilità?
- LO SNERVIMENTO DELL'ACCIAIO NON AVVIENE IN UN PUNTO, MA SU UN TRATTO PIU' ESTESO
- DIAGRAMMA CARICO-FRECCIA DA PROVE SPERIMENTALI
- DIAGRAMMA MOMENTO-CURVATURA MEDIA (sperimentale e modellizzato)
- CONSEGUENZE DI FESSURAZIONE E PLASTICIZZAZIONI IN STRUTTURE ISOSTATICHE E IPERSTATICHE

+ LA ROTAZIONE PLASTICA θ_{pr} (dipende da x_c , f_t/f_y , ϵ_{su} , x_u/d) : STATI ISOSTATICI

- INFLUENZA DELLE CARATTERISTICHE DI DUTTILITÀ DELL'ACCIAIO

+ STRUTTURA IPERSTATICA CON FESSURAZIONE ALL'APPOCCIO: applicazione P.L.V.

- GRAFICO $\theta_{pr} - x_u/d$

+ ANALISI INCREMENTALE PLASTICA SU STRUTTURA IPERSTATICA 

+ METODI DI CALCOLO PER L'ANALISI STRUTTURALE DI STRUTTURE IPERSTATICHE

+ ANALISI LINEARE ELASTICA SENZA RIDISTRIBUZIONE (vale per S.L.E. e S.L.U.)

+ ANALISI LINEARE ELASTICA CON RIDISTRIBUZIONE LIMITATA (metodo progettuale allo S.L.U.)

- $\delta_{min} = f(f_{ct}, \frac{x_u}{d}, \text{tipo acciaio})$; se $\frac{x}{d} = 0,45 \Rightarrow \delta_{min} = 1$

- RIDISTRIBUZIONE IN FASE DI PROGETTO (armature) E DI CALCOLO q_{max}

+ ANALISI PLASTICA (vale solo per S.L.U.)

- 3 LIMITAZIONI DA RISPETTARE PER DIRE CHE LA DUTTILITÀ RICHIESTA È SUFFICIENTE

+ METODO STATICO

- RISPETTO DI EQUILIBRIO, PLASTICITÀ, DUTTILITÀ

+ METODO CINEMATICO

+ ANALISI NON LINEARE (vale per S.L.E. e S.L.U.)

- DIAGRAMMA $M - \frac{1}{R_{sm}}$ e $M - \theta$ per SEZIONE C.A.

+CAP. 12 ZONE DI DIFFUSIONE DELLA PRECOMPRESSIONE

- DOVE NON VALE LA TEORIA DI DE ST. VENANT

- ANDAMENTO DELLE σ_y (di trax. e compr.)

+ METODO STRUT AND TIE (si basa sul metodo statico)

- PUNTOE CON DISCONTINUITÀ PARZIALE

- PUNTOE CON DISCONTINUITÀ TOTALE

+ TESTATE DI TRAVI A CAVI POST-TESI

+ 4 ZONE CRITICHE DELLA TESTATA

- ZONA A (bearing zone) \Rightarrow ARMATURA DI FRETTAGGIO

- ZONA B (bursting) $\Rightarrow A_{sb}$ DA DISPORRE TRA $\frac{H}{3}$ E $\frac{H}{2}$

- ZONA C (spalling) \Rightarrow barre verticali

TCAP.9 VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

- IPOTESI PER ELEMENTI PRECOMPRESSI A CAVI ADERENTI

- LE DIVERSE ROTTURE CHE POSSONO VERIFICARSI (a seconda di come è stata realizzata la ^{precompressione})

- DIVERSE CONFIGURAZIONI DI DEFORMATE ALLO S.L.U. (vari σ_{mp})

- DIAGRAMMA DI INTERAZIONE $M_{Rd} - N_{Rd}$ (come si fa la verifica?)

+ CALCOLO DELLA RISULTANTE DELLE TENSIONI

+ METODO DEL COEFFICIENTE DI RIPIAMENTO (si applica a sezioni rettangolari)

- CASO DI SEZIONE A T

+ METODO DELLA DISTRIBUZIONE RETTANGOLARE DELLE TENSIONI

- COSA RAPPRESENTA ϵ_p

- QUANDO SI PROCEDE A TENTATIVI PER TROVARE x_e E QUANDO NO?

- dato di fatto: se c'è precompressione integrale \rightarrow l'armatura di precompressione è sempre ^{merata} (se l'ho per $\nu=0,4$ e quale deformata?)

+ DIAGRAMMA DI INTERAZIONE: BALANCED MOMENT E CALCOLO DI $N_{Rd, max}$ (limite campo 3)

- CONTRIBUTO DELLA PRECOMPRESSIONE

+ FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE DEVIATA

- IN QUALE CASO SI HA?

+ PROCEDIMENTO PER CALCOLO LA SOLLECITAZIONE RESISTENTE PER PRESSO-FLESSIONE DEVIATA

- COME SI FA LA VERIFICA

- COSTRUZIONE DEL DIAGRAMMA DI INTERAZIONE PER ^{PRESSO} FLESSIONE DEVIATA (diagramma a ^{rotta}) ($\theta \in [0; \pi/2]$)

- CRITERIO SEMPLIFICATO PER LE VERIFICHE DI RESISTENZA ($\theta \in [0; \frac{\pi}{2}]$)

+ S.L.U. PER TAGLIO

- È UNA VERIFICA DI ZONA, NON A LIVELLO DI SEZIONE

+ COMPORTAMENTO SPERIMENTALE

- FESSURAZIONE A CAUSA DI SOLLECITAZIONE: - A FLESSIONE, - A TAGLIO

+ CERCHI DI MOHR PER SPIEGARE L'EFFETTO DELLA PRECOMPRESSIONE

- COME È IL CERCHIO DI MOHR PER IL C.A.?

- DESCRIZIONE QUALITATIVA DEL TRALICIO DI RITTER - MORSCH

+ ELEMENTI PRIVI DI ARMATURA A TAGLIO

- MECCANISMO RESISTENTE E CONTRIBUTO DELLA PRECOMPRESSIONE (\uparrow interlock e μ ^{merata})

+ VERIFICA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO

+ RESISTENZA A TAGLIO DELLE ZONE FESSURATE PER FLESSIONE

- FORMULA DI $V_{Rd,C}$ E DESCRIZIONE DEI VARI CONTRIBUTI

+ RESISTENZA A TAGLIO DELLE ZONE NON FESSURATE PER FLESSIONE

- DEFINIZIONE DI $V_{Rd,C}$ TRALICIO DI RITTER, DI JOURNALSKU

($M_{Ed} > M_{fess}$)
(vicino all'appoggio)
($M_{Ed} \leq M_{fess}$)
(vicino all'appoggio)

UN CAVO DI ANCORAGGIO IN ESEMPIO

- + SEMPLIFICAZIONI PER IL CALCOLO DELLE PERDITE PER ATTRITO
 - DETERMINARE σ NEL CASO DI TRACCIATO PARABOLICO
- + PERDITE PER RIENTRO DEGLI ANCORAGGI
 - L'ENTITÀ DEL RIENTRO È DEFINITA DAL COSTRUTTORE
 - RICAVARE L'ESPRESSIONE DI L_k
- + PERDITE PER TESATURE IN FASI SUCCESSIVE
 - PRIMO CAVO NON INIETTATO
 - PRIMO CAVO INIETTATO
 - SOVRATESATURA, TESATURA DALLE 2 ESTREMITÀ

+ CAP. 6 LE TENSIONI IN ESERCIZIO

- ISTANTI t_0, t_1, t_2, t_3
- IL CALCOLO È EFFETTUATO NELLE CONDIZIONI DI ESERCIZIO \Rightarrow IPOTESI DI CALCOLO
- RICHIAMI DI S.D.C. E DI T.D.C. per sezione semplicemente inflessa e momentaneamente inflessa

+ CALCOLO DELLE TENSIONI DOPO L'APPLICAZIONE DELLA PRECOMPRESSIONE

+ STRUTTURE ISOSTATICHE

- STRUTTURE A CAVI PRE-TESI
- STRUTTURE A CAVI POST-TESI (prima e dopo l'iniezione)

+ STRUTTURE IPERSTATICHE

- + STRUTTURE A CAVI POST-TESI (procedimento risolutivo)
 - SE USASSI IL METODO DEI CARICHI EQUIVALENTI...

+ EFFETTO DEI FENOMENI DIFFERITI NEL TEMPO (STRUTTURE ISOSTATICHE)

- IPOTESI DI CALCOLO PER TENER CONTO DELL'EFFETTO DEI FENOMENI REOLOGICI
- DIFFERENZIAZIONE TRA STRUTTURE A PRECOMPRESSIONE INTEGRALE E PARZIALE
- SCHEMIO DEI CARICHI IN FUNZIONE DEL TEMPO

+ SEZIONE NON FESSURATA NELL'INTERVALLO $t_1 - t_2$

- PROCEDIMENTO RISOLUTIVO (è comunque una semplificazione)

+ METODO SEMPLIFICATO DELL'EC2

- PERCHÉ NON SI OMOGENEIZZA ANCHE A_p ?
- IL METODO VALE SOLO SE LA SEZIONE NON È FESSURATA (però applica p.d.e.)

+ SEZIONE FESSURATA NELL'INTERVALLO $t_1 - t_2$: procedimento iterativo

+ EFFETTI DOVUTI AI CARICHI VARIABILI (terminologia impropria!)

- OSSERVAZIONE SULLA C.C. q-p ($\alpha_e \approx 20$) e SULLA C.C. RARA (perché $\alpha_e = 15$?)

+ APPLICANDO $(\Delta M, \Delta N, \Delta T)_{max}$ POSSONO VERIFICARSI 2 CASI

- + PROCEDIMENTO NEL CASO CHE $[\sigma_c(t_2) + \Delta \sigma_{c,rara}]$ SUPERI f_{ctm}
 - ASSE NEUTRO DELLA SEZIONE PARZIALIZZATA / α_e è quello al tempo t_0 (=6-4)

+ STRUTTURE IPERSTATICHE E IPERSTATICHE

- MOMENTO IPERSTATICO DI PRECOMPRESSIONE M_0

+ IPERSTATICHE DI PRECOMPRESSIONE: N_p, N_p, V_p

+ CALCOLO DELLE IPERSTATICHE DI PRECOMPRESSIONE IN ESERCIZIO secondo l'EC2

- P.L.V.

+ IL CAVO CONCORDANTE

+ EFFETTO DELLA PRECOMPRESSIONE VALUTATO SU 2 LIVELLI

- CONDIZIONI DI SLE \Rightarrow MODELLO ELASTICO LINEARE

+ COSA RAPPRESENTA P NELLA COMBINAZIONE DI CARICO

+ PROCEDIMENTO COL METODO DELLE FORZE E CON QUELLO DEI CARICHI EQUIVALENTI

+ SE APPLICO IL METODO DEI CARICHI EQUIVALENTI SULLA TRAVATURA PRINCIPALE, OTTENGONO IL MOM. IPERSTATICO DELLA PRECOMPRESSIONE (se il cavo è rettilineo \Rightarrow il metodo dei carichi equivalenti si riconduce a quello delle forze concentrate)

- CAP. 4 I MATERIALI

+ per strutture precomprimate si devono utilizzare cls di classe non inferiore a C25/30

+ CLS \rightarrow CLASSE DI RESISTENZA, CONSISTENZA, DIMENS. MAX. AGGREGATO, CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE: il cls può essere prescritto in 2 modi

- RESISTENZA A COMPRESSIONE: $f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - k \sigma$ ($\Delta f = 8 \text{ MPa}$)

- RESISTENZA PER CARICHI DI LUNGA DURATA (α_{cc} tiene conto di 2 fattori)

- DIAGRAMMA PARABOLA-RETTANGOLO PER LE VARIE CLASSI DI RESISTENZA DEL CLS

- DISTRIBUZIONE RETTANGOLARE DELLE TENSIONI (stress block)

- RESISTENZA DEL CLS IN REGIME BIASSIALE (Kupfer, Ottosen)

+ RITIRO (è un fenomeno reologico)

- DA COSA DIPENDE E DA COSA NON DIPENDE (o.d.g. della E_{ritiro})

- RITIRO AUTOGENO E RITIRO PER ESSICCAMENTO

- GRAFICO DELLA DEFORMAZIONE TOTALE DI RITIRO

- DIMENSIONE PITTIZIA h_0 DELL'ELEMENTO

+ DEFORMAZIONI VISCOSE (fluage, creep) (è un fenomeno reologico) (la def. viscosa si sviluppa maggiormente nei primi 5 anni di vita)

- DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI VISCOSITÀ $\varphi(t, t_0)$ (è mo. o. l.g.)

+ DETERMINAZIONE DEL COEFF. DI VISCOSITÀ SECONDO L'EC2

- I VALORI VALGONO PER TENSIONI NON SUPERIORI A $0,45 \cdot f_{ck}$ (c'è proporzionalità tra...)

- METODO GRAFICO PER DETERMINARE φ A TEMPO INFINITO

+ MODELLAZIONE DELLE DEFORMAZIONI DIFFERITE (viscosità e ritiro)

- 3 IPOTESI ASSUNTE QUANDO LE TENSIONI SONO INFERIORI A $0,45 f_{ck}$

- FUNZIONE FLUAGE (\Rightarrow 2 modi, per esprimere la viscosità del cls)

CAP. 44 CALCOLO DI STRUTTURE IN C.A.

- LASTRE SOTTILI CARICATE CON CARICHI ORTOGONALI AL PIANO MEDIO
- SCRIVERE LE 3 EQUAZIONI DI EQUILIBRIO
- CONDIZIONI DI CONGRUENZA (2)
- + EQUAZIONE DI SOPHIE-GERMAIN: SPIEGAZIONE TERMINI
 - CONFRONTO COL CASO MONODIMENSIONALE
 - METODO DI WOOD

- PROGETTAZIONE DI STRUTTURE IN C.A. ESPOSTE ALL' INCENDIO

- REI 90
- $R_{d,fi} \geq E_{d,fi}$
- METODO DELL' ISOTERMA 500°C

04/03/12

TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. e C.A.P.

prof. De Bernardi - Tolono

Celid Struttura di cemento precompresso EDIZIONE 2013

1850 cl.s armato Mallier

1928 Fremet precompressione
FREYSSINET

→ Prima la precomp. su perdere
* fenomeni di flessione.

(ha capito che doveva usare cl.s ad alta resistenza e acciaio con alto limite elastico)

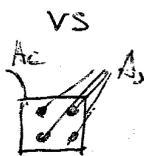
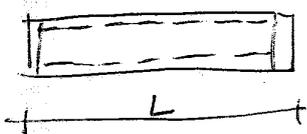
- Riduce la formazione in esercizio
- Limita la deformazione
- Sfrutta la resistenza di acciaio ad elevato resistenza meccanica.

STADI DI CARICAZIONE => Provoca stati di compressione nella zona ove agiscono delle trazioni per le azioni esterne.

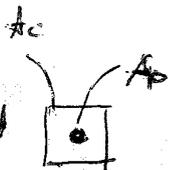
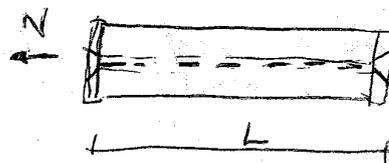
Con la PRECOM. si realizza un campo di azione che si oppone alle trazioni esterne.

→ con MARTINETTO impongo stato di azione.

TIRANTE IN C.A



C.A.P. PAG. 22



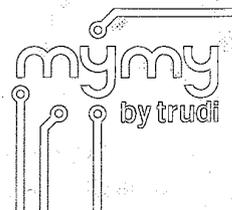
$L = 3m$ $A_c = 900 cm^2$ $f_{ct} = 3 MPa$ (res a traz. del cl.s)

$E_c = 25000 MPa$ $E_s = 200000 MPa$

Area di acciaio sezione $A_s (4\phi 20) = 125 mm^2$

$f_y = 1800$
ACCIAIO (mal. C.A.P.)

$G_p = 1350$



TIRANTE IN C.A. PRECOMPRESSO PAG. 25

③

~~TIRANTE~~

TENSIONI

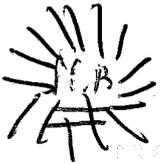
σ_{p0} = Tensione nel cavo teso che produce compressione nel cls

$$N = 0 \Rightarrow \sigma_{c0} = \frac{-\sigma_{p0} A_p}{A_c}$$

Quando precompriamo, il cavo si allunga (dall'altra parte è fisso)

\Rightarrow È IMPORTANTE che misurabile (obbligo di legge) mi permetta di verificare se ho avuto precompressione lungo tutta la trave.

allungamento cavo: $\Rightarrow \Delta = \left(\frac{\sigma_{p0}}{E_s} - \frac{\sigma_{c0}}{E_c} \right) \cdot L$



Il cavo si allunga e contemp. il cls si accorcia lunghezza cavo.

e sommo i 2 termini (c'è il meno che è negl. a σ_{c0} , ma si sommano!)

$0 < N < N_{f, CAP}$ (fessurazione)

$$\sigma_c = \sigma_{c0} + \frac{N}{A_c + \alpha A_p} \quad (\text{diminuisce})$$

Calcolo elastico che res. intersezione occupata

$$\sigma_p = \sigma_{p0} + \frac{\alpha N}{A_c + \alpha A_p}$$

- FESSURAZIONE

$$N_{f, CAP} = (f_{ct} - \sigma_{c0}) \cdot (A_c + \alpha A_p)$$

\Rightarrow Aumenta notevolmente il carico che produce fessurazione \rightarrow che σ_{c0} è negativo.

Ho sotto il tensione che si partorisce le res:

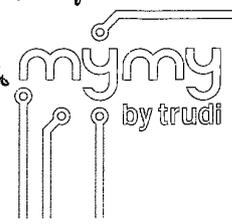
$$\Delta \sigma_p = \frac{f_{ct} A_c}{A_p}$$

\rightarrow Ho sotto anche qui ma avviene dopo qui!

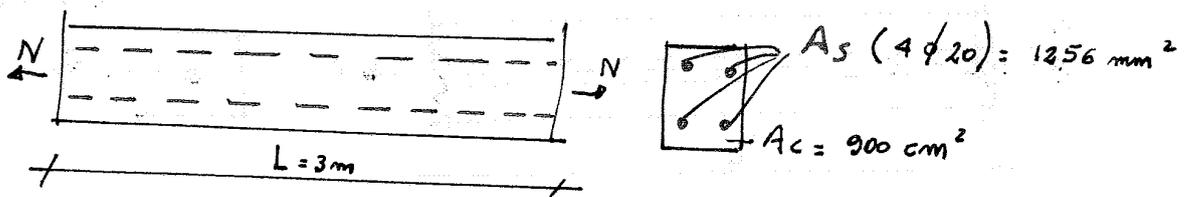
- $N > N_{f, CAP}$ (fessurazione)

$$\sigma_p = \frac{N}{A_p}$$

\rightarrow Ho solo + acciaio che resiste



TIRANTE IN C.A. (rifatto bene di Putero)



$f_{ct} = 3\text{ MPa}$ (RESISTENZA A TRAZIONE DEL CLS)

$E_c = 25000\text{ MPa}$; $E_s = 200000\text{ MPa}$

1 $N = 0 \Rightarrow \sigma_c = 0$; $\sigma_s = 0$ TENSIONI

2 $0 < N < N_{f,c.a.} \rightarrow$ Per il quale si ha fessurazione

$$\Rightarrow \boxed{\sigma_c = \frac{N}{A_c + \alpha A_s}} \quad \boxed{\sigma_s = \alpha \sigma_c} \quad \boxed{\alpha = \frac{E_s}{E_c}}$$

3 FESSURAZIONE

$$\boxed{N_{f,c.a.} = f_{ct} (A_c + \alpha A_s)} = 3 (900 \times 100 + 8 \cdot 1256) = 300\text{ kN}$$

\Rightarrow Mi provoca un SALTO DI TENSIONE nell'ACCIAIO

$$\boxed{\Delta \sigma_s = \frac{f_{ct} \cdot A_c}{A_s}} = \frac{3 \cdot 900 \times 100}{1256} = 215\text{ MPa}$$

4 $N > N_{f,c.a.}$

$$\Rightarrow \sigma_c = 0 \quad \boxed{\sigma_s = \frac{N}{A_s}}$$

5 SNERVAMENTO

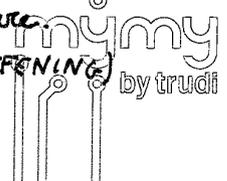
$$\boxed{N_y = f_y \cdot A_s}$$

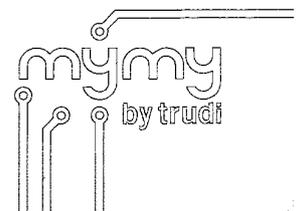
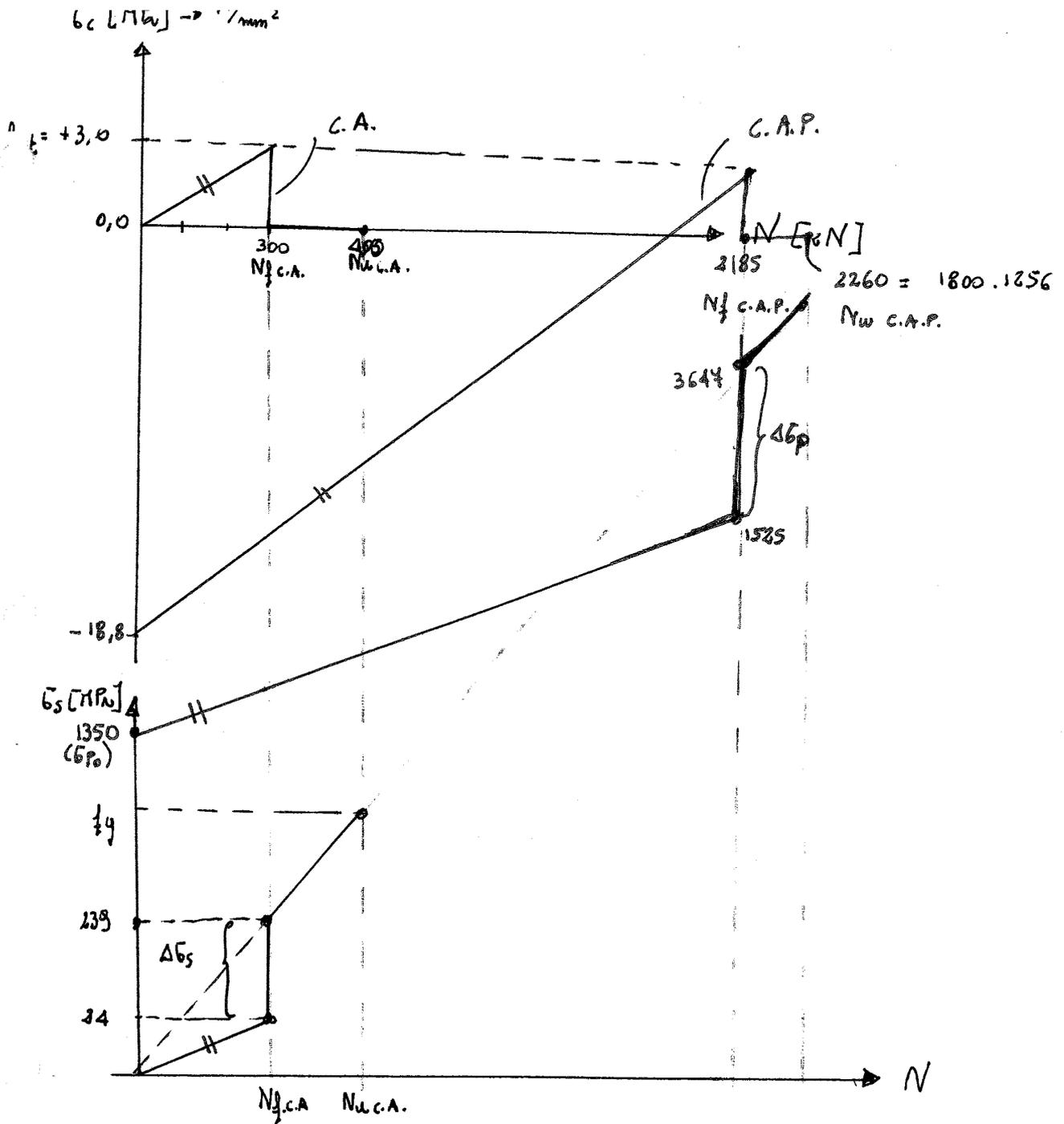
DEFORMAZIONI

- $N < N_{f,c.a.} \Rightarrow \boxed{\Delta L = \frac{N}{E_c (A_c + \alpha A_s)} \cdot L}$

- $N > N_{f,c.a.} \Rightarrow \boxed{\Delta L = \frac{N L}{E_s \cdot A_s} - \Delta L_c}$

\rightarrow collaborazione del cls compresso
tra le fessure
(TENSION STIFFENING)





MOMENTO DI FESSURAZIONE

$$M_{fess} = \frac{f_{ct} \cdot J_{amp}}{y_i} \rightarrow \text{sollecitazione generata dalle}$$

TESATURA $P = \sigma_p \cdot A_p$

$$\bar{\sigma}_c = -\frac{P}{A} - \frac{P \cdot e}{J} \cdot y \rightarrow \text{Dovuto solo a PRECOMPRESSIONE}$$

Il momento che produce fessurazione è

$$\sigma_c = -\frac{P}{A} - \frac{P \cdot e}{J} y_{inf} + \frac{M}{J} y_{inf}$$

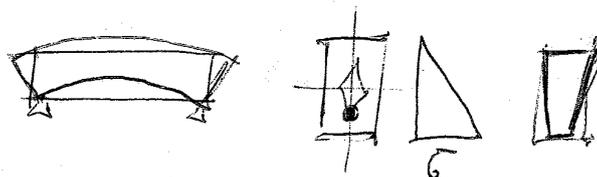
$$f_{ct} = -\frac{P}{A} - \frac{P \cdot e}{J} y_{inf} + \frac{M_{fess}}{J} y_{inf} \rightarrow \text{La sezione}$$

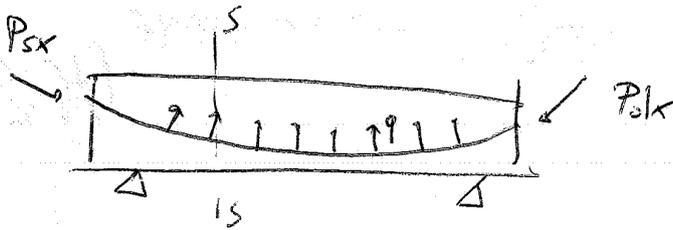
Per $M < M_{fess}$ la sez. è interamente resistente

La fessura nel c.v.p. è imperiosa rispetto al c.v. per 2 motivi:

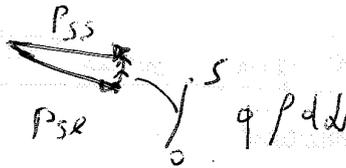
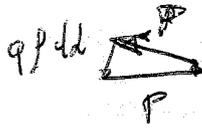
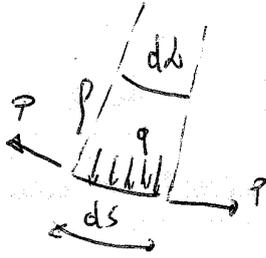
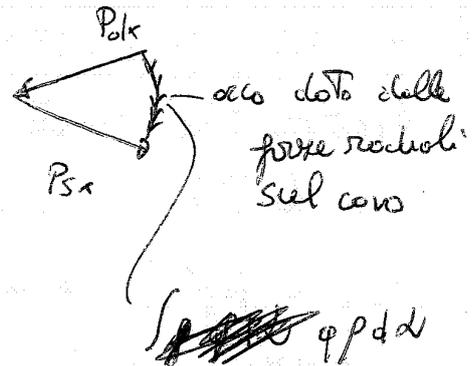
- MAGGIOR MOMENTO DI INERZIA DELLA SEZIONE TRASVERSALE in quanto è interamente resistente
- per la presenza di una controfessura dovuta alla precompressione.

↓
x effetto sulla precomp. ho innalzamento strutturale





EQUILIBRIO



$$P_{con} dd = q ds$$

$$P dd = q P dd$$

$$q = \frac{P}{p}$$

STORZO TRASVERSALE

Im sopra det. d'una strutt. isost. l'effetto della Precampz. pro'erec considerato come quello d'una forza concentrata Tq ai cavi, con uno spazio pro' = quello presente nel cavo in corrispondenza della sezione.

PAG. 33

MOMENTO UTILE AGGIUNTO

=> spostato in basso il cavo di una $q \cdot D$

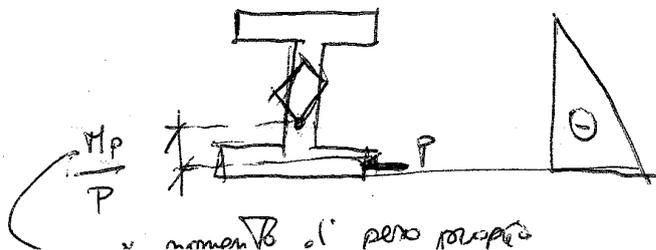
portando al MOM. DI PESO PROPRIO

→ parte il peso proprio part'is P che precampimendo si ottiene così

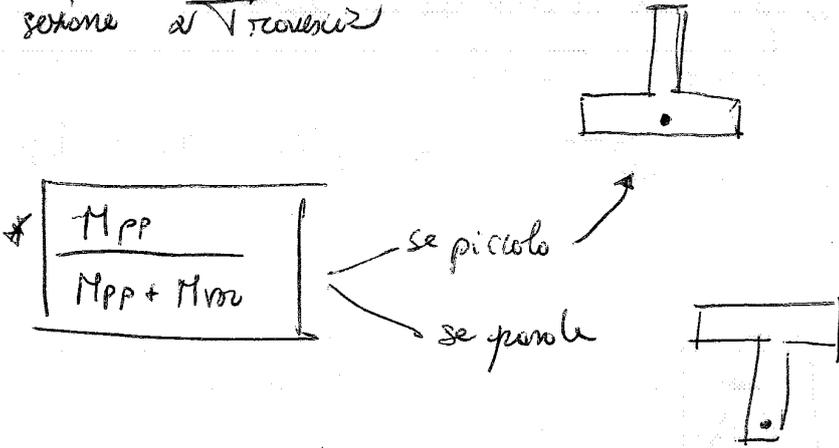
cornici e quindi ho un momento esterno dovuto al peso proprio

=> così ottengo sempre dig. T sempre bene

* E' imp' di stato limit ho + basso e meglio mem. es. quindi



Se invece ho M_{pp} piccolo rispetto al momento Totale conviene fare una sezione a T rovesciata



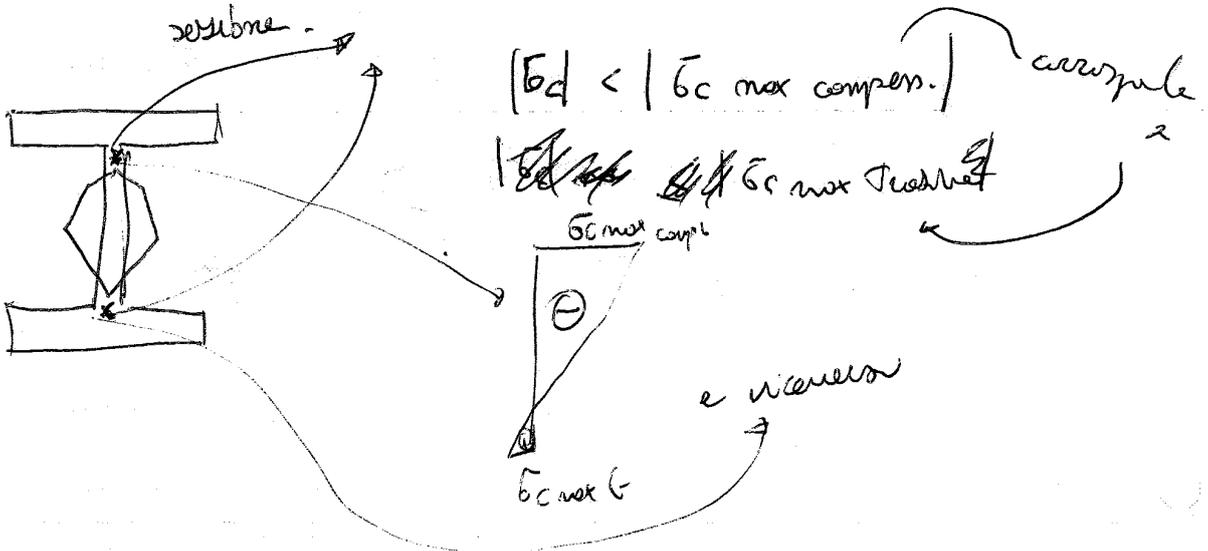
PAG. 36

La precompressione può essere predisposta con + CAVI e si parla di CAVO RISULTANTE \Rightarrow luogo geometrico della risultante degli spostati nei cavi di precompressione lungo la struttura

può essere SPEZZATO



PUNTI LIMITE \Rightarrow posizioni estreme che il centro di pressione (p.to di appoggio sulla curva delle press. nella sez. considerata) può assumere rispettando i limiti delle tensioni massime di trazione e di compressione in esercizio ai bordi della



La stessa precompressione può essere ottenuta con metodi diversi ma da energie pot. elastiche completamente diverse.

Quello più stabile è il 1°.

Supponiamo che occorra un raggio $\epsilon_R = \frac{0,4}{1000}$

$\Rightarrow \Delta L_R = 1,2 \text{ mm} \Rightarrow$ nel 3° caso tutti le precomp. se ne è evitate, nel 2° per il 10% delle precompressioni, nel 1° per il solo il 5%.

\Rightarrow conviene resistere precompressione con ALTO LIVELLO DI TENSIONE IN MODO DA AVERE ALTA energia pot. elastica e alto allungamento del cavo \times per il tempo.

RESISTENZA IN CONTRO DEGLI SFORZI DI PRECOMPRESSIONE

- 1) Metodo forze concentrate (bene con TE e due)
- 2) " carichi equivalenti (meglio con carichi post-tensi)
- 3) STAB. di coazione.

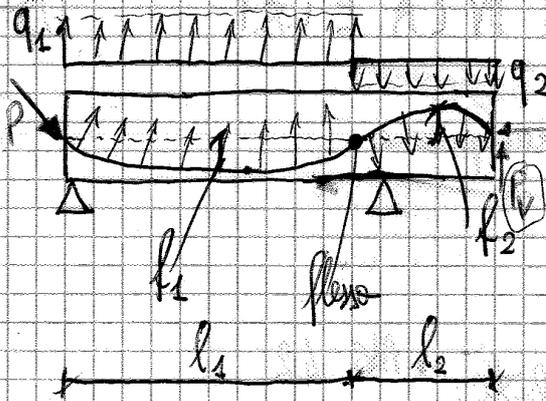
1)
 Nei post-tensi si applicano tensioni a cavo teso ma molto non gettato applicano la tensione a livello del cavo

Nei pre-tensi $\rightarrow \bar{\sigma}_c = -\frac{P}{A_{omf}} - \frac{P_e}{J_{om}} y$ $\bar{\sigma}_s = \alpha \cdot \bar{\sigma}_c$

e nel cavo $\bar{\sigma}_p = \bar{\sigma}_{p0} - \alpha \cdot \left(\frac{P}{A_{om}} + \frac{P_e}{J_{om}} y_p \right)$

$A_{om} - J_{om} = \text{seg. inf. numeriche}$ \rightarrow perché ha una perdita dovuta all'allungamento

FLANGIA DEL CAVO

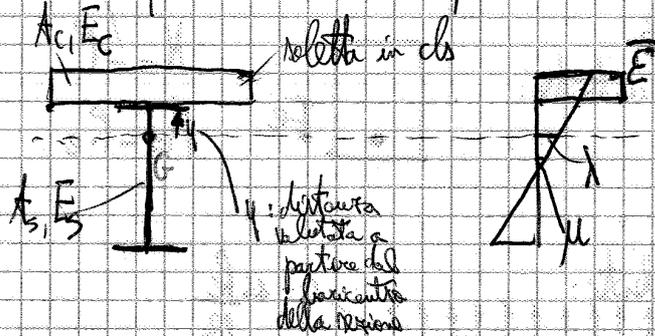


non può essere più trascurata perché non è direttamente equilibrata dalla reazione di un appoggio rotolante.

PAG. 43

METODO DEGLI STATI DI COESIONE

Vantaggio: si applica ad una quantità vasta di problemi: es: nervo misto:



Stato di coesione: deformazione imposta non compatibile con i vincoli (es: la deformazione di ritiro)

La $\bar{\epsilon}$ è quella che ci sarebbe se la soletta fosse libera; in realtà la def. totale deve essere tale che la sez. rimane, in totale, piana:

$$\epsilon_{tot} = \lambda + \mu \cdot \eta = \epsilon_{el} + \bar{\epsilon}$$

$$\sigma_c = E_c \cdot \epsilon_c = E_c \cdot (\lambda + \mu \cdot \eta - \bar{\epsilon})$$

def. elastica del ch.

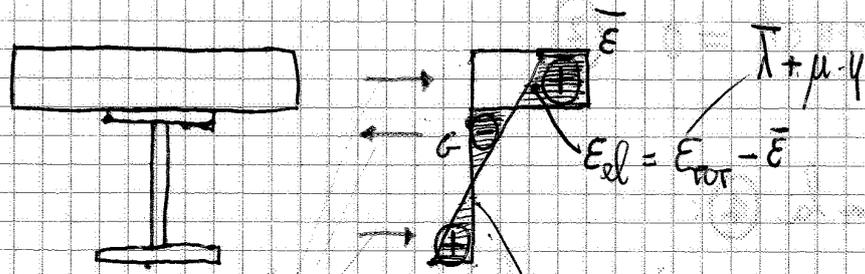
$$\sigma_s = E_s \cdot (\lambda + \mu \cdot \eta)$$

nell'acciaio non ci sono def. imposte

deve essere:

dall'esterno non abbiamo forze normali applicate

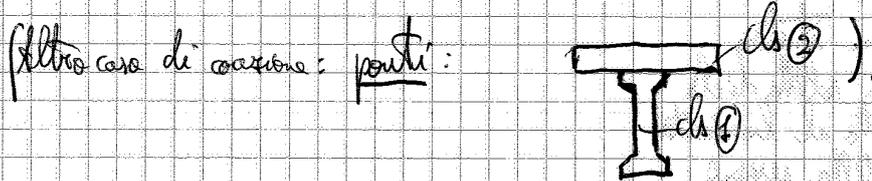
$$\int_{A_c + A_s} \sigma \cdot dA = 0 \quad (1)$$



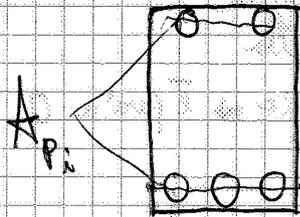
resonse autogenerata
(ma a volte N)

nono tutti accorciamenti

spinto in punto qualsiasi



Non è conveniente applicare questo metodo nel caso di strutture con carichi post-tensionati, mentre nel caso di strutture con carichi pre-tensionati.



invece che tendiamo i carichi, poi gli facciamo, e poi tagliamo.

$$\frac{\sigma_{P_0}}{E_p} \quad (\text{P: armatura di precompressione})$$

allungamento
inverso

$$\bar{\epsilon} = - \frac{\sigma_{P_0}}{E_p}$$

la def. inversa avviene nei carichi, non nel ds

def. dei carichi per tornare allo stato indeformato

$$\lambda = \frac{I}{A_{cm}} \int \frac{E_p}{E_c} \bar{\epsilon} dx$$

$$\mu = \frac{I}{J_{cm}} \int \frac{E_p}{E_c} \bar{\epsilon} y dx$$

Finora abbiamo parlato di strutture isostatiche: PAG. 46

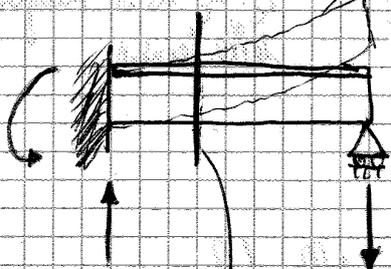


Le reatt. vincolari non sono sempre 0 (non
hanno reatt. vincolari, perché le
deformaz. non sono impediti)

Il sistema è autoequilibrato.

Invece, se consideriamo:

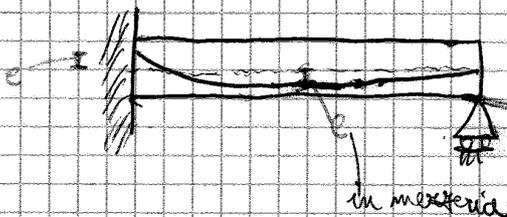
DEFORMATA CHE AVREMO SE NON CI FOSSE IL CARRELLO:
il cavo comprime più le fibre di estradosso e
meno quelle di intradosso



qui M, N, T non sono più pari a 0 (perché sono dati
dalle reatt. esterne).

Queste sollecitazioni le chiameremo IPERSTATICHE DI
PRECOMPRESSIONE (nelle vettorie esse sono pari a 0).

Calcoliamo queste iperstatiche di precompressione:



momento che ci aspettiamo sotto carico → decimo
sen traccia del cavo che mi dà momenti
opposti

$$\int M_0 \cdot M_1 dz = \frac{l}{6} \left[1 + 4 \frac{1}{4} \right] = \frac{l}{3}$$

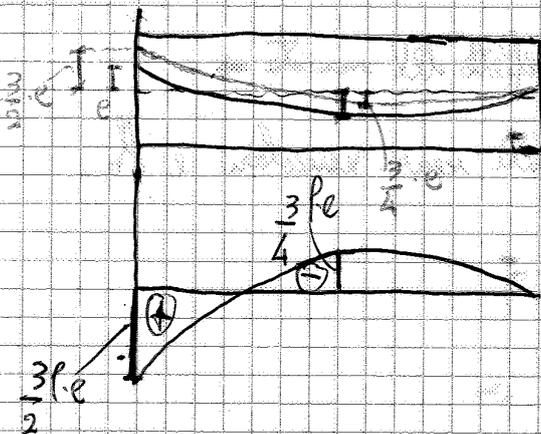
$$\rightarrow X = \frac{\int M_0 M_1 dz}{\int M_1^2 dz} = + \frac{P \cdot e \cdot l}{6} \cdot \frac{3}{l} = \frac{P \cdot e}{2}$$

Però abbiamo studiato la formula allo S.U. (combust. azioni):

$$f_s \cdot G_k + f_a \cdot Q_k + f_p \cdot L_k$$

• struttura isostatica: vale 0 (non abbiamo forze esterne e reatt. vincolari)

quindi questo termine si riferisce solo al momento ipertetica di precompressione, non al momento totale



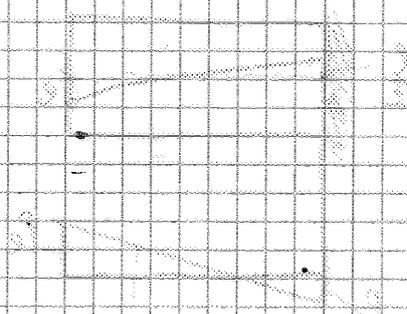
Momento totale: somma del mom. ipertetica di precompressione e delle ipertetiche di precompressione.

Nella struttura isostatica la c.d.p. \equiv tracciato del cavo (rosso)
 Nella struttura ipertetica la c.d.p. è quella verde.

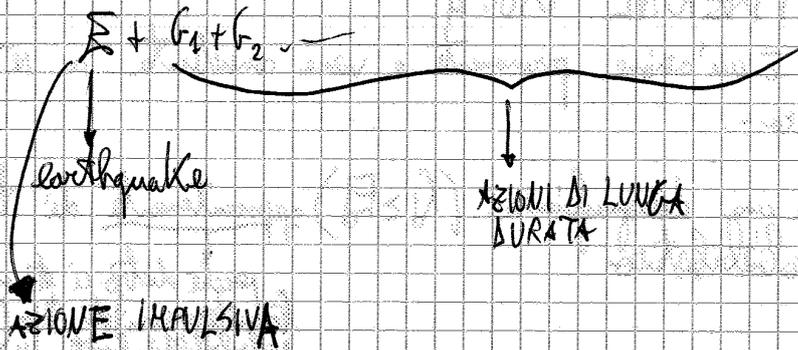
Perché non conviene fare un cavo concordante?

Conviene sempre, in ogni sezione, dare la max. eccentricità possibile perché a 90° avremo un momento resistente maggiore (rispetto al caso in cui facemmo il cavo con un' eccentricità $\propto \frac{ql^2}{4}$)

Nella progettazione: conviene partire da un tracciato del cavo proporzionale a quella di cavo concordante e poi aumentare l' eccentricità per ottenere il max. momento resistente possibile.



Combinazione sismica:



I coefficienti della sicurezza (γ e ψ) sono stabiliti dall' autorità Nazionale → non possiamo prendere quelli che ci dà l'Eurocode del paese in cui ci troviamo

Il comportamento tra tirante in c.a. e c.a.p. è analogo una volta superata la decompressione, però prima il comportamento è diverso (si espande notevolmente nel tempo in cui però applicare i carichi esterni).

Accidi ordinari: bassa resistenza e alto rilassamento → in breve tempo sparisce tutta la precompressione
 Accidi ad alto limite elastico: resistenza, 4 volte superiore e basso rilassamento (limite elastico)

NON BUONI PER LA PRECOMPRESSIONE (cioè perché, a parità di valori, la precompressione fallisce)

quindi hanno i valori di precompressione che possiamo fornire

CANI OST-TESI NON ADERENTI

Solai alveolari con cani imbottiti (è un gesso pieno di ch con armature di precompressione part-tute); vantaggi:

- riduzione spessore del soletto,
- maggiore durabilità (metto grani che impediscono la corrosione).

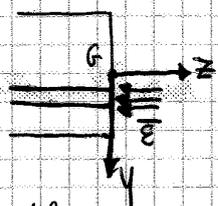
Quando si valuta la forza di precompressione come forza agente, andremo a studiare la struttura su 2 livelli

Cioè l'effetto della precompressione viene valutato a 2 livelli:

- a livello della sezione
 - a livello della struttura
- questi 2 calcoli li facciamo in condizioni di SLE ⇒ presupponiamo un modello elastico lineare.

In una struttura e cavi pre-tesi si ha:

(B):

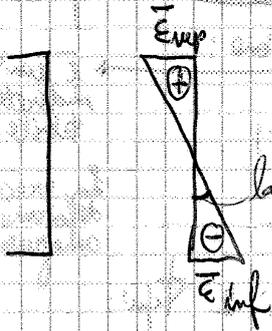


N.A. MESSA NON CONGRUENTE

però, affinché una def. impresse sia congruente, deve variare linearmente lungo tutta l'altezza della sezione.

In una def. impressa congruente maximo semplicemente (nell'elemento strutturale) delle deformazioni:

- caso (A):



la curvatura è la tangente di questo angolo:

$$\frac{1}{r} = \frac{E_{inf} - E_{sup}}{H}$$

In questo caso, dato una curvatura negativa (⊖ - ⊕) e sposta integrando la curvatura lungo tutto lo sviluppo dell'elemento → ottengo ϵ .

- caso (B):

si utilizza l'approccio di Bionetti: data una def. impressa non congruente, per rendere la E_{TOT} congruente, maximo E_{el} tali che;

$$E_{TOT} = E_{el} + \bar{\epsilon} \quad \left(\text{con } E_{TOT} \text{ rappresentabile secondo un piano} \right)$$

$$E_{TOT} = \lambda + \mu \cdot y$$

↓
curvatura impressa

↓
def. a livello baricentrico

nel $\frac{1}{2} d \cdot \pi \cdot x y z$
secondo una retta nel $\frac{1}{2} \pi \cdot y z$

Assando delle E_{el} ⇒ per la natura elastica del corpo si associa uno stato di tensione (elastico):

$$\sigma_{el} = E \cdot \epsilon_{el} = E (\lambda + \mu y - \bar{\epsilon})$$

(modulo di elasticità longitudinale)

ricordiamo da a.d.c. che:

$$M_x = \int_A \sigma_z^{el} y dA$$

nel nostro caso abbiamo:

$$\Delta M_x = \int_A \sigma_z^{el} \cdot y dA = 0$$

lo stato tensionale è AUTOEQUILIBRATO (però per punto della sezione lo stato tensionale è $\neq 0$, ma nell'intera sezione lo stato tensionale è autoequilibrato)

CONGR., M_x NON COMPATIBILE:

$$\sigma^{el} = 0$$

$$\Delta R \times \Delta S \neq 0$$

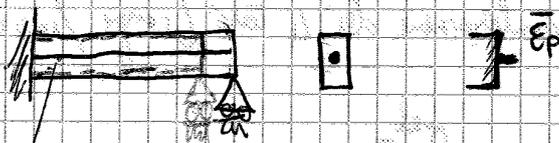
($\Delta S \neq 0$ produrrebbe uno stato tensionale (case delle σ elastiche))

NON CONGR. & NON COMPAT.:

$\sigma^{el} \neq 0$ (prodotte dalla non congruenza, case della $\bar{\epsilon}$)
 $\Delta R \times \Delta S \neq 0 \rightarrow \sigma^{el} \neq 0$ (prodotte da ΔS).

Ci possono essere casi particolari: def. sempre compatibili anche in strutture iperstatiche:

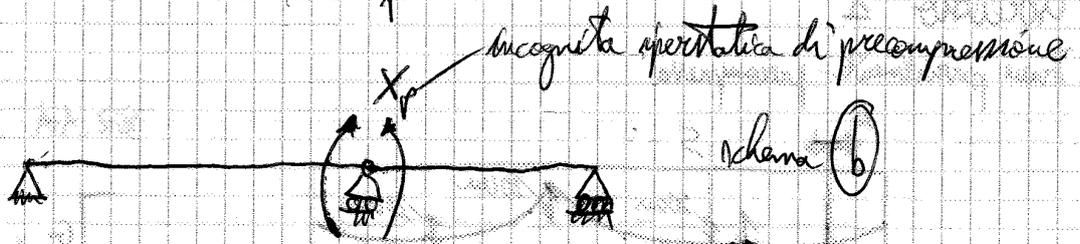
la trave è libera di accorciarsi



il caso di precompressione \equiv case geometrica della trave

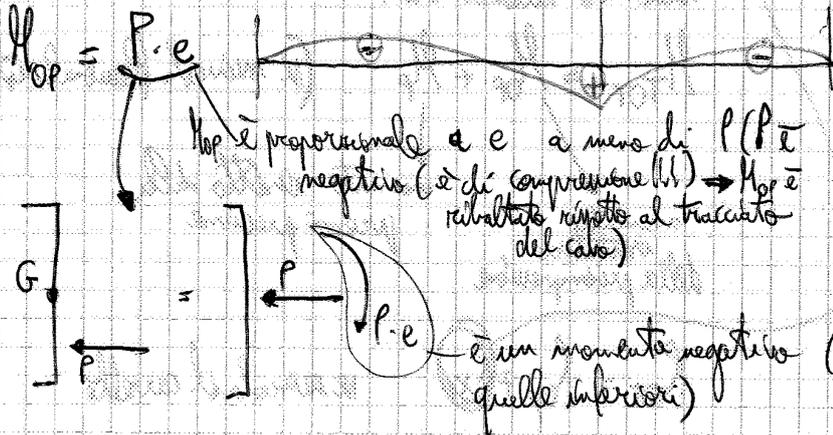
Risoluzione il problema col metodo delle forze:

TRAVATURA PRINCIPALE

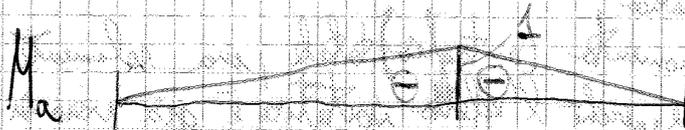


(Se ci fossero carichi esterni, ma il p.a.e. (ricama in campo el. lineare)).

Sistema fittizio (a)



Il diagramma di momento statico della precompressione è dato dal parabola della forza di precomp. (che si considera uguale in ogni sezione) per il braccio di tale forza, cioè del tracciato del cavo.



$$X_p = - \frac{\int M_{op} \cdot M_a \, dz}{\int M_a^2 \, dz}$$

$$\int M_{op} \cdot M_a \, dz = \frac{3l}{6} \left[0 + 4 \cdot (-l \cdot e) \cdot \left(-\frac{1}{2}\right) + l \cdot e \cdot (-1) \right] +$$

+ P.e

$$+ \frac{l}{6} \left[l \cdot e \cdot (-1) + 4 \cdot (-l \cdot e) \cdot \left(-\frac{1}{2}\right) + 0 \right] = \frac{P \cdot e \cdot l}{4} + \frac{P \cdot e \cdot l}{6} =$$

+ P.e

Metodo dei carichi equivalenti: noto il cavo con un carico distribuito equivalente

$$q = \frac{8 \cdot P \cdot \frac{3e}{2}}{l^2}$$

$$q = \frac{48}{3} \frac{P \cdot e}{l^2} = \frac{16}{3} \frac{P \cdot e}{l^2}$$

$$q = \frac{P}{\rho}$$

($\rho = R$ ~~curvatura~~ curvatura)

raggio di curvatura

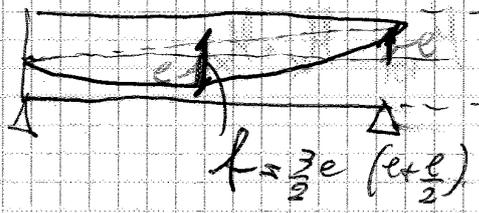
è più elevato perché agisce su un tratto più corto (e ha la stessa freccia)

se il cavo è parabolico $\Rightarrow q = \frac{8 P \cdot f}{l^2}$

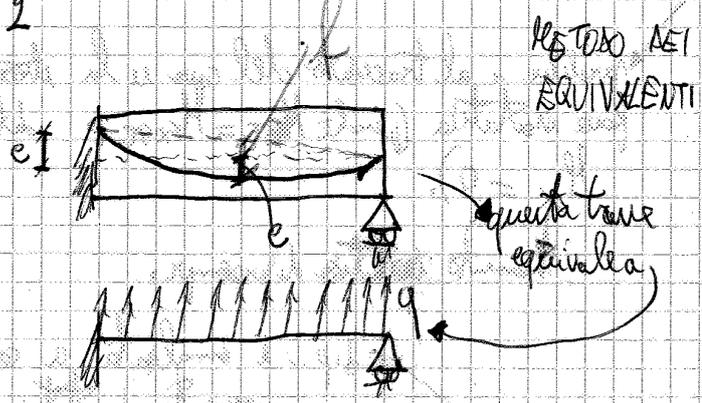
No. Bo.

con facendo otteniamo direttamente il valore di momento totale \Rightarrow il momento statico della precompressione lo ottengo per differenza del momento totale col momento statico della precompressione.

freccia del tracciato del cavo nella sezione di momento:



Esercizio 2



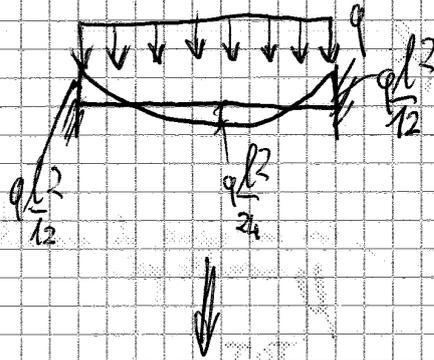
METODO DEI CARICHI EQUIVALENTI

Trasforma principale

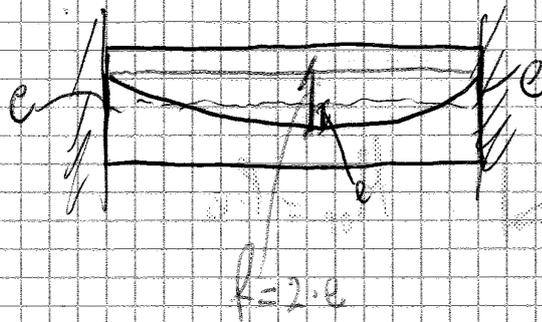
$$q = \frac{8 P \cdot f}{l^2} = \frac{8 P \cdot \frac{3e}{2}}{l^2} = \frac{12 P \cdot e}{l^2}$$

Si può applicare il P.L.V., ma essendo una struttura semplice conosco già il diagramma di momento.

Esercizio 5



poiché conosciamo automaticamente il momento si conviene usare il metodo dei carichi equivalenti



$$I_{x,0m} = 150 \cdot \frac{151,4^3}{3} + 150 \cdot \frac{140,3^3}{3} + (225 - 1) \left[225 \cdot \frac{140,3^3}{3} + 30 \cdot 221,4^2 \right] = 360,04 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\frac{bx^3}{12} + bx \cdot \left(\frac{y}{2}\right)^2 = \frac{bx^3}{12} + \frac{bx^3}{4} = \frac{bx^3}{3}$$

Trascurare il momento di inerzia proprio dell'area e solo il mom. di trasporto

② Sollecitazioni interne (riferite a G_{om}) (effettivo / analisi strutturale):

$$P_{INF} \cdot e_{INF} = 225 \text{ [kN]} \cdot 0,1103 \text{ [m]} =$$

momento NEGATIVO

$$P_{SUP} \cdot e_{SUP} = 30 \text{ [kN]} \cdot 0,1247 \text{ [m]} =$$

momento POSITIVO

↓ in definitiva

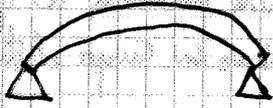
ho un sistema vettoriale equivalente a quello di partenza, così fatto:

315 kN
 $15,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$

③ Calcolo delle deformazioni e delle tensioni:

necessario per determinare le curvature lungo l'elemento strutturale (al quale tende a sollevarsi per effetto della precompressione)

No Po, essendoci i carichi pre-tensionati \Rightarrow nel momento in cui sfoglia i carichi ho:



\Rightarrow trave appoggiata - appoggiata \Rightarrow SCHEMA COSTRUTTIVO

la precompressione è una def. imposta non congruente.

$$E_{TOT} = E_{el} + \bar{\epsilon} = \lambda + \bar{\mu} \cdot \lambda \quad (A)$$

$$\sigma_{el} = E \cdot \epsilon_{el}$$

la struttura isostatica $\Rightarrow \Delta S = \begin{cases} \Delta R = 0 \\ \Delta M = 0 \\ \Delta N = 0 \end{cases}$

STATO TENSIONALE AUTOEQUILIBRATO (lo vedremo più avanti come calcolarlo):

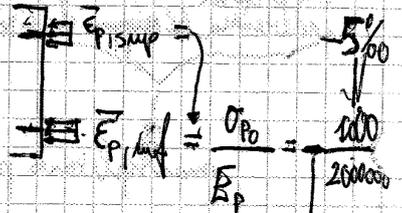
$$\begin{cases} \sum N_i = 0 \\ \sum M_i = 0 \end{cases}$$

METODO DEGLI STATI DI COAZIONE \Rightarrow la $\bar{\epsilon}$ è solo nell'acciaio \Rightarrow ha una somma finita

$$\lambda = \frac{\int_A E \bar{\epsilon} dA}{E_c \cdot A_{c,om}} = \frac{E_p \cdot \bar{\epsilon} \cdot \sum_{i=1}^N A_{p,i}}{E_c \cdot A_{c,om}}$$

$$\bar{\mu}_x = \frac{\int_A E \bar{\epsilon} \cdot y dA}{E_c \cdot I_{c,om}} = \frac{E_p \cdot \bar{\epsilon} \cdot \sum_{i=1}^N A_{p,i} \cdot y_{p,i}}{E_c \cdot I_{c,om}}$$

d_e



1. Geometria della sezione:
 $A_{c,om}$, $I_{c,om}$, $I_{x,om}$ (quelle di prima)

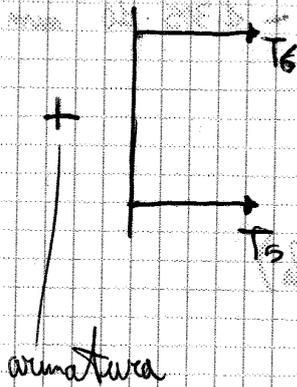
2. Parametri della deformazione totale:

$$\lambda = \frac{6 \cdot (225 + 90) \cdot (5 \cdot 10^{-3})}{46 \cdot 545} = -0,203 \cdot 10^{-3}$$

accorciamento totale a quello del baricentro della sezione

per il segno: si deve considerare il passaggio dallo stato pre-tensionato allo stato naturale sfoglia i carichi \Rightarrow l'armatura tende a contrarsi \Rightarrow def. imposta di compressione dunque negativa

ho perso l'armatura e psi



vedi disegno per questi valori

$$T_3 = 11,02 \cdot 225 = 2480 \text{ N}$$

$$T_4 = 4,46 \cdot 90 = 401 \text{ N}$$

$$T_5 = 920,5 \cdot 225 = 208113 \text{ N}$$

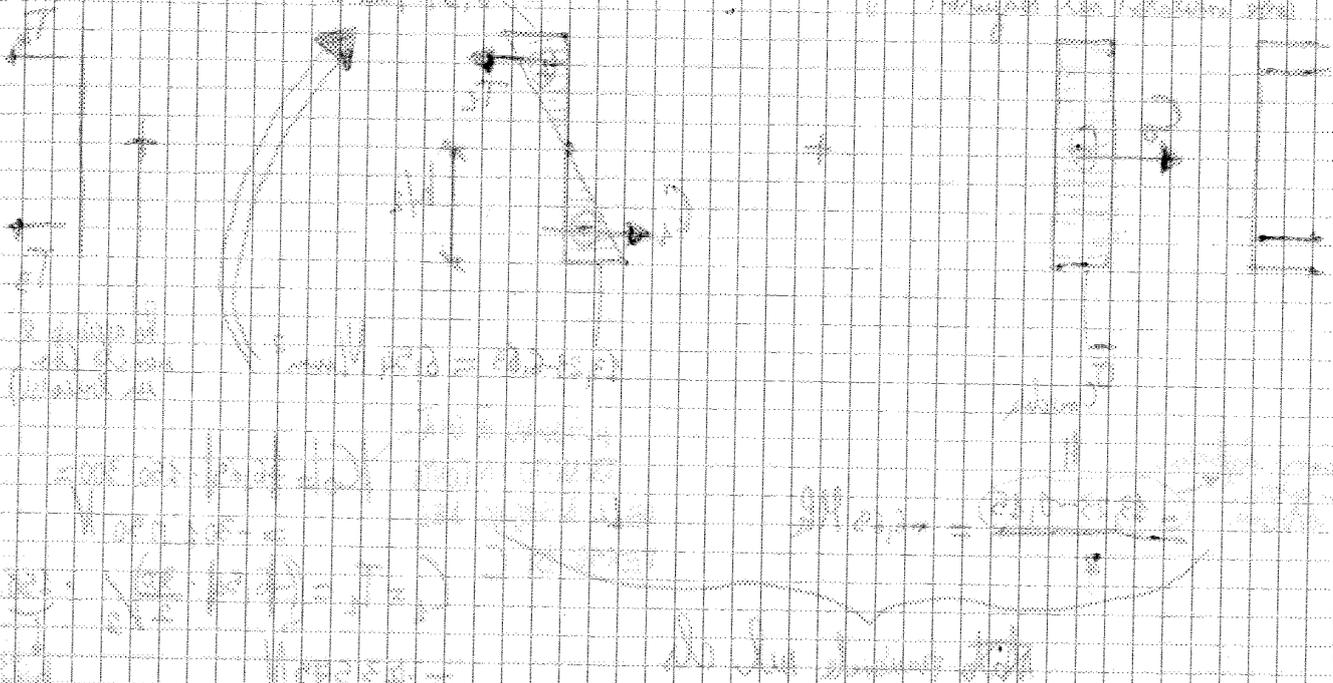
$$T_6 = 992,3 \cdot 90 = 89307 \text{ N}$$

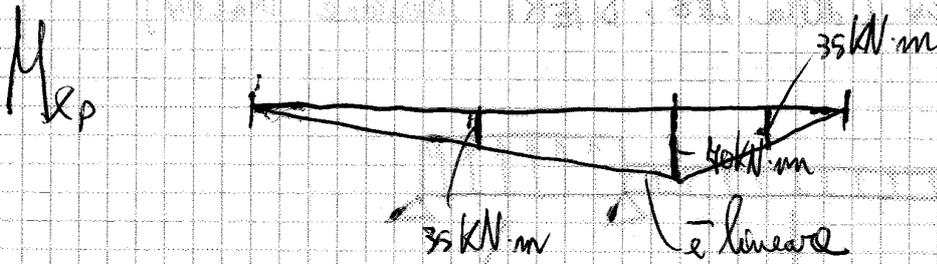
$$\rightarrow \quad -G_0 - T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 = -10 \text{ kN} \approx 0$$

↓
-10 kg

Verificare che $\sum M_i = 0$ (rispetto ad un punto qualsiasi, poiché la risultante è nulla).

N

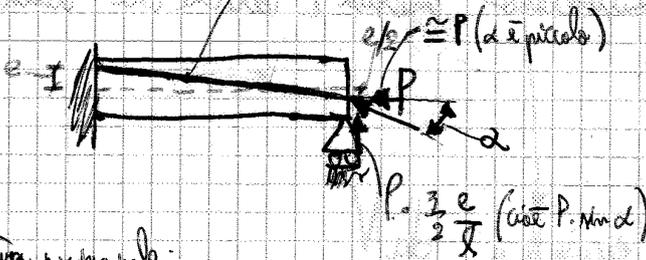




N.B. - se applico il metodo dei carichi equivalenti sulla trave principale, ottengo il momento ISOSTATICO della decompressione vediamo col seguente esempio:

Esercizio n° 4 (PAG. 18 dello SLIDE LEZ. 3)
 caso rettilineo

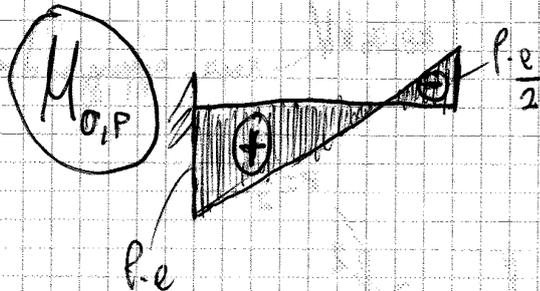
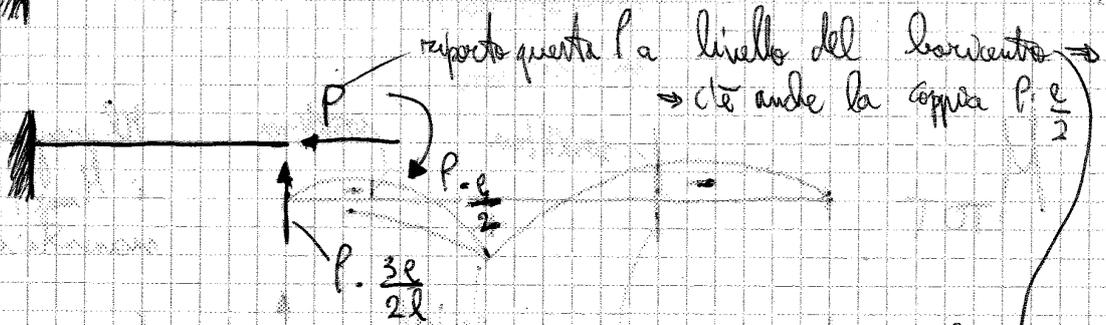
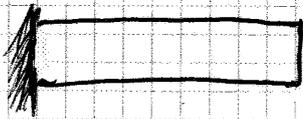
*



relativamente al piccolo $\Rightarrow \tan \alpha \approx \sin \alpha$

$$\tan \alpha = \frac{e/2 + e}{l} = \frac{3e}{2l}$$

trave principale:



dalla reazione emicircolare dell'estremità di x della trave

* : il caso è rettilineo \rightarrow in questo caso il carico equivalente non c'è \rightarrow il metodo dei carichi equivalenti si riconduce a quello delle forze concentrate

TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P. 18-03-2013

MATERIALI PAG. 52

CLS PAG. 52

Comportamento per forze di compressione per carichi di breve durata (qualche minuto):

lunghezza di misura pari a 112 mm

- se si testa ^{solo} la resistenza del materiale \rightarrow prova in controllo di carico
- si introducono incrementi costanti di accaricamento \rightarrow prova in controllo di deformazione (o di corsa)

la legge $\sigma - \epsilon$ del cls, sin da subito, non è lineare (cioè dovuta alla ETEROGENEITÀ del materiale). Cmp viene fornito un E ad un livello della tensione pari al 10% della tensione max. raggiunta.

Localizzazione della rottura sul lato sinistro rispetto a quello destro \rightarrow il diagramma $\sigma - \epsilon$ riferito al tratto 4-5-3 registra ϵ maggiori.

Il parametro K dipende dal numero di provini testati.

$$f_{cm}(t) = f_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad \text{PAG. 54}$$

↓
resistenza a compressione a 28 gg.

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - K \cdot \sigma_{cm}$$

↓

depende dal numero di provini testati (se non abbiamo testati, o non abbiamo dati sui provini \rightarrow si assume $K \cdot \sigma_{cm} = 8 \text{ MPa}$)

Riduzione della resistenza a compressione del cls nel tempo per carichi che permangono per un lungo periodo di tempo è compensata, in parte, dall'ibridazione, maturazione, del cls.

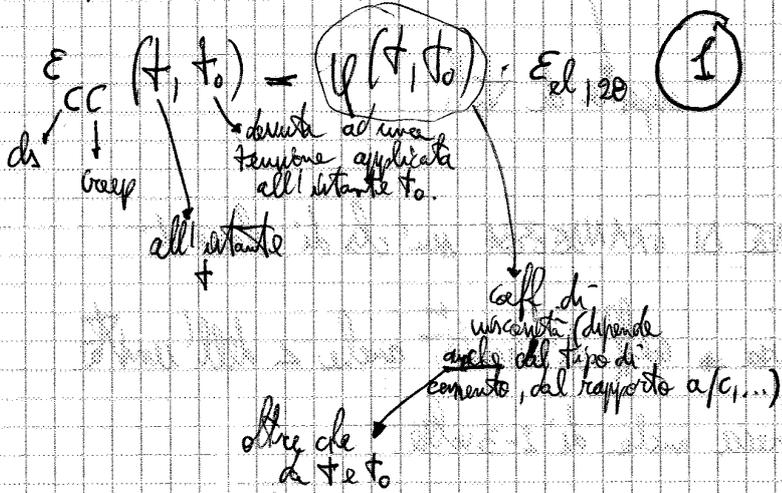
Inizialmente, all'istante t_0 ha: $\epsilon_{cc}(t_0) = \frac{\sigma(t)}{E_c(t_0)}$

Ipotesi che $E(t)$ aumenta, a causa della natura viscoelastica del cls.

La def. di tipo viscoso si sviluppa maggiormente nei primi 5 anni di vita della struttura.

La teoria viscoelastica lineare può essere applicata quando la tensione applicata nel cls non è troppo alta, cioè $\sigma_c \leq 0,145 \cdot f_{ck}$.

Secondo questa teoria, si ha:



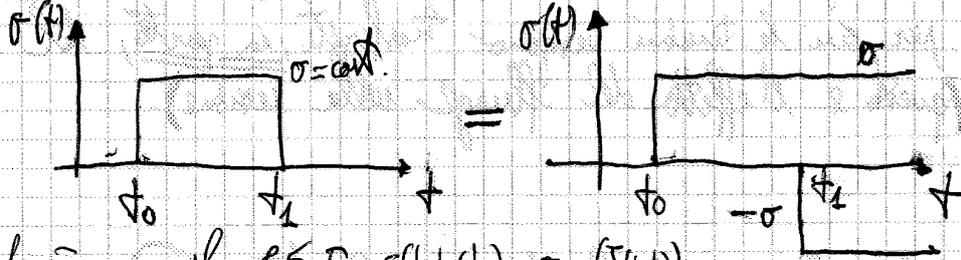
$$\epsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} + \psi(t, t_0) \cdot \epsilon_{el,20} =$$

$$\frac{\sigma_c(t_0)}{E_{c,20}}$$

$$= \sigma_c \cdot \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\psi(t, t_0)}{E_{c,20}} \right] = \sigma_c \cdot \underbrace{J(t, t_0)}_{\text{fatti fluage}} \quad (2)$$

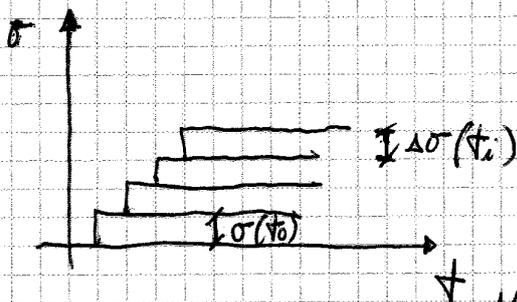
2 modi per esprimere la viscosità del cls (1) e (2)
 quando la $E_{cc}(t, t_0)$ quando la $E_{tot}(t, t_0)$

Altro caso di carico:



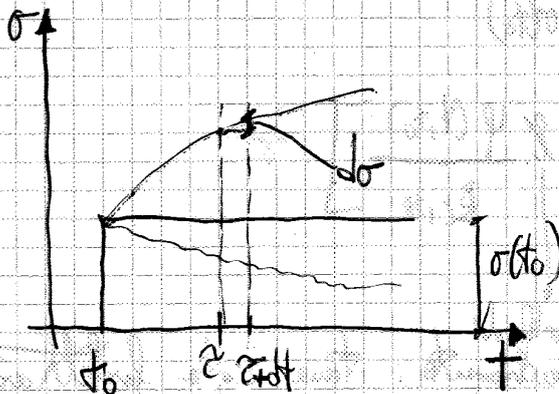
Applicheremo sempre il P.S.E: $E(t, t_0/t_1) = \sigma_0 \cdot (J(t, t_0)) - \sigma_0 \cdot (J(t, t_1))$

Immaginiamo ora di avere la seguente storia di carico:



$$E(t, t_0) = \sigma(t_0) \cdot J(t, t_0) + \sum_{i=1}^N \Delta \sigma(t_i) \cdot J(t, t_i)$$

Questo moltiplicare la storia di carico da tanti incrementi σ è utile perché le strutture, nel tempo, sono soggette a completi cicli di carico per cui il carico aumenta o diminuisce secondo una funz. continua.



$$E(t, t_0) = J(t, t_0) \cdot \sigma(t_0) + \int_{t_0}^t J(t, \tau) d\sigma$$

ovvero che:

$$\frac{d\sigma}{d\tau} = \sigma'$$

è la derivata prima di σ

$$\rightarrow d\sigma = \sigma' d\tau$$

$$\Rightarrow E(t, t_0) = J(t, t_0) \cdot \sigma(t_0) + \int_{t_0}^t J(t, \tau) \sigma' d\tau$$

A causa della viscosità del cls, nel tempo le armature poste in zona compressa sono chiamate ad opporsi a tale effetto di viscosità del cls (le armature

Supponendo $E_c = 30'000 \text{ MPa}$
 $E_s = 200'000 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow E_{eff} = \frac{30'000}{1+2} = 10'000 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha_{e,eff} = \frac{E_s}{E_{eff}} = 20$$

utilizzato
 per carichi di
 lunga durata
 (casei costruite
 quasi permanenti)

All'istante $t_0 \Rightarrow \alpha_e = 6$ vuol dire che le armature le trasformano ad una certa area ideale di ch

All'istante $t_{50} \Rightarrow \alpha_e = 20 \Rightarrow$ cambia σ_{sm} e $I_{x,sm}$ (cambia l'asse neutro) e cambiano le

σ_s
 le moltiplichiamo per 20!!! \Rightarrow crescono \Rightarrow
 \Rightarrow se vogliamo rispettare l'equilibrio della sezione \Rightarrow ~~le~~ le ~~temperature~~ nel ch dovranno essere diminuite (perché il σ esterno a tempo t_0 e t_0 è uguale).
 (es: equilibrio alla trazione)

deff mi consente di tener conto dell'effetto della uscente a tempo σ .

Cioè diminuzione delle tensioni nel ch

NETI ELETROSLDATE



si deve fare prova di distacco al nodo: la resistenza di distacco al nodo dovrà essere $> 30\%$ della res. a trazione.

l'acciaio dovrà essere qualificato, controllato e accettato

lo fa il ministero, i laboratori.

lo fa il D.L.

Aderenza

PAG. 117

due pezzi semplicemente appiattiti collegati da una armatura metallica e da una barra. (4 point test)

non è soggetta ad una forza S funzione della geometria e dell'intensità dei carichi applicati.

una parte non è aderente al cls (c'è una guaina), mentre una parte lo è.

si costruisce un diagramma E_{indep}

l'aderenza può essere anche valutata geometricamente tramite un indice di aderenza.

PAG. 118

la rottura

COMPORTAMENTO X FATICA: nelle barre ad aderenza migliorata / n° inserita in corrispondenza della base della nervatura.

Le barre ad aderenza migliorata presentano una resistenza x fatica $<$ di quella delle barre liscie (perché la base della nervatura rappresenta un possibile punto di innesco della fessura che si propagerà per fatica).

Fenomeni reologici: **RILASSAMENTO** (riguarda gli acciai per c.a.p., non per c.a. ordinario)
 pag. 83

↓
 dipendenti dal tempo

(es. le reti di ricezione presentano un tenditore, perché tendono a rilassarsi (perdi-
 ta di tensione) ⇒ devono essere rettificati ogni tanto)

classi di rilassamento:

- classe 1
- classe 2
- classe 3

0,17 σ_{PK} (70% σ_{PK})
 ↓
 resistenza a trazione

a f_{50} ⇒ perdita per rilassamento pari a 3 volte di σ_{5000}

Per valori di tensione $\leq 50\% \sigma_{PK}$, la perdita di rilassamento si
 considera trascurabile.

Accelerando la maturazione del cls ~~si accelera~~ si accelera anche il
 rilassamento delle armature da precompressione.

↑
 $t = 50000 \text{ ore} \approx 50 \text{ anni}$

Il progettista moltiplica, come regola, σ_{5000} per 3 (perché, inserendo $\mu = 0,170$
 nelle formule fornite non si ottiene σ_{5000} !!)

TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P. 19-03-2013

Aggiungiamo qualcosa nella viscosità del cls: il decreto ministeriale usa $\phi(t, t_0)$ e non $\varphi(t, t_0)$.

tabella 41.2.VI

t_0 : tempo di messa in carico.

NTC 2008

EN 1992-1-1: metodo grafico (vedi PAG. 67)

class: S - basso multiplo delle resistenze

N - normale

R - alto

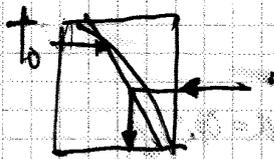
" , cioè resistenza moltiplicata in tempi normali

" , cioè rapido

Lo multiplo della resistenza è tanto maggiore quanto più è alta la resistenza della parte di cemento.

non cambia la composizione, ma la resistenza è relativa alla finessa dei grani della parte di cemento: grani più piccoli \rightarrow maggiore capacità dell'idratazione \rightarrow più rapido multiplo di resistenza.

Nei grafici ho la classe di resistenza, di ~~CLS~~, non di cemento.



$0,45 f_{ck}(t_0)$

cioè f_{ck} al tempo t_0 di applicazione del carico (nella tabella si

usa emp. $f_{c,20gg}$).

$$\Delta \sigma_{pr} \left(\frac{N}{mm^2} \right) = \frac{4,4}{1000} \cdot 1442 = 59,4 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot f_{1000} \cdot e^{9,4 \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

a 1000 h
per un tempo \neq da 1000 h

potremmo esprimere ciò come:

$$\frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = (4,4\% \cdot 1442) \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)}$$

per noi $t = 0,48$

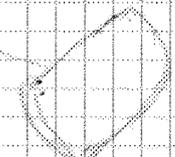
Come ordine di grandezza, potremmo anche usare il fatto che $\Delta \sigma_{pr}(t=\infty) \approx 3 \cdot \Delta \sigma_{pr}(t=1000h)$

Se volessimo calcolare $\Delta \sigma_{pr}$ a $t = 500.000 h$

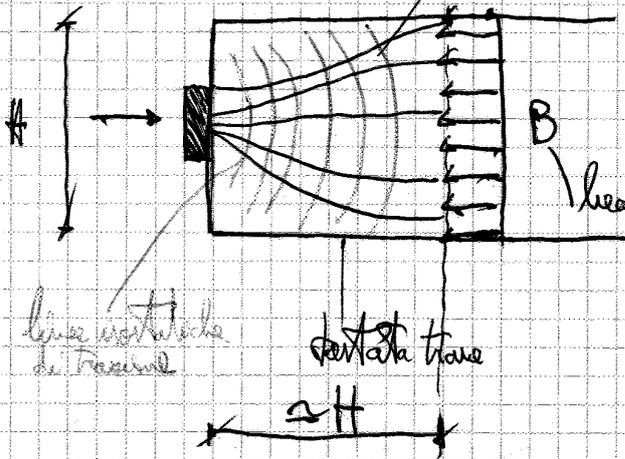
$$\left(\frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \right)_{t=\infty} = 4,4\% \cdot 1442 \cdot \left(500 \right)^{0,75 \cdot (0,22)} = 2,49 \cdot (4,4\% \cdot 1442) =$$

circa pari a 3

$$= 2,49 \cdot 59,4 \Rightarrow$$



Armatura di pretraccio: linee isostatiche di compressione



beam-trave: comportamento di tipo trave (casi alla St Venant Venant)

Linee isostatiche: la tg su ogni punto rappresenta la direzione della tensione principale in quel punto

Le tensioni di trazione ^(vedi par. 10) che sorgono nella zona di discontinuità devono essere assorbite dalle APERTURE DI PRETRACCIO → già presentate nei tavoli. Altrimenti si inseriranno difetti.

Accoppiatore: serve per accoppiare più cavi (usato nei ponti).

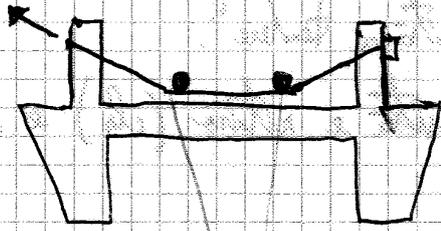
a cavi continui

SISTEMI PER POST-TENSIONE A CAVI ESTERNI.

vantaggio

posso essere monitorati per monitorare la corrosione!!!

iniziale per attrito
 σ_e , invece, perdita per attrito ^{solo} se sono presenti deviatori:



attrito localizzato in presenza dei deviatori

La perdita per attrito σ_e , invece, nella post-tensione (dovremo esercitare un lavoro maggiore per ottenere una certa forza di precompressione).

Rientro degli ancoraggi $\rightarrow \Delta P_{sl}$

indichiamo con il simbolo S l'ammagliamenti di avere $S = 5 \text{ mm}$ ed il cavo di precompressione di lunghezza totale $L = 100 \text{ m}$

$$\Delta L = S = 5 \text{ mm}$$

\Rightarrow ad essa corrisponde una relaxazione della def. uniforme lungo il cavo pari a:

$$\Delta \epsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{S}{L} = \frac{5}{100 \cdot 10^3} = 0,05 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$\Delta \sigma_{P_{sl}} = E_p \cdot \Delta \epsilon = E_p \cdot \frac{S}{L} = 200000 \cdot \frac{0,05}{10^3} = 10 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

slip (rientro dei cavi)

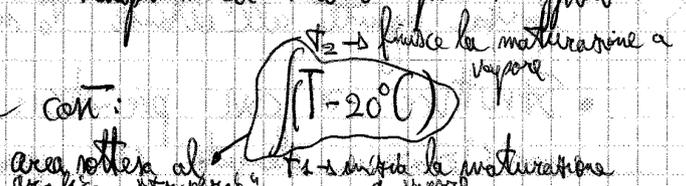
perdita di precompressione per effetto del rientro degli ancoraggi

$$\Delta P_{sl} = A_p \cdot E_p \cdot \Delta \epsilon = A_p \cdot E_p \cdot \frac{S}{L}$$

MATURAZIONE A VAPORE:

(in funzione della Temp.)
 Si definisce un tempo equivalente in aggiunta al tempo tra la temperatura e ~~quando~~ quando rilascio i cavi. Tale tempo sarà tanto più maggiore quanto più alta è la T.

La sommatore la possiamo vedere con:



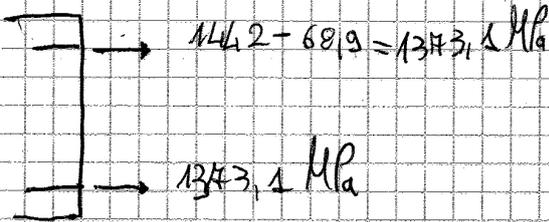
$A \cdot \sigma = 2545,8 \text{ h} \cdot \mu \text{ ha.}$

$$\Delta \sigma_{pr} = \underbrace{4,1\%}_{\Delta \sigma_{pr, 1000} \text{ (dal a 1000h)}} \cdot \left(\frac{\sigma}{1000} \right)^{0,45(1-\mu)} =$$

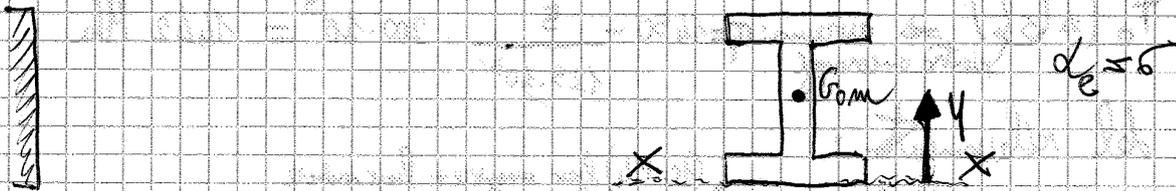
↓
78%

$$= 4,1\% \cdot \left(2,5458 \right)^{0,22} = 4,78\%$$

$$\Delta \sigma_{pr} = 4,78\% \cdot 1442 = 68,9 \text{ MPa}$$



La def. di tipo elastico viene determinata col metodo delle forze concentrate predetta per



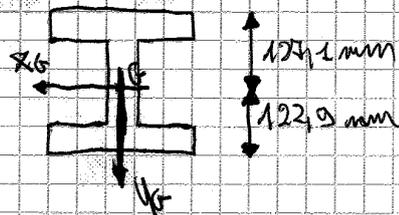
1.) Proprietà geometriche della sez. omogeneizzata

$$S_{\text{barra inf. om}} = \underbrace{29000 \cdot 125}_{\text{cls}} + \underbrace{186 \cdot 40 (6-4)}_{\text{arm. inferiore}} + \underbrace{38 \cdot 210 (6-4)}_{\text{arm. superiore}} =$$

$$= 3702 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A_{\text{om}} = 30120 \text{ mm}^2$$

$$y_{\text{Gom}} = \frac{3702 \cdot 10^3}{30120} = 122,9 \text{ mm}$$



Strutture a cav' port-tori PAG. 110
 - attrito tra capo e quaderna

quando viene tirato, esso si alza e va a contatto con la quaderna:



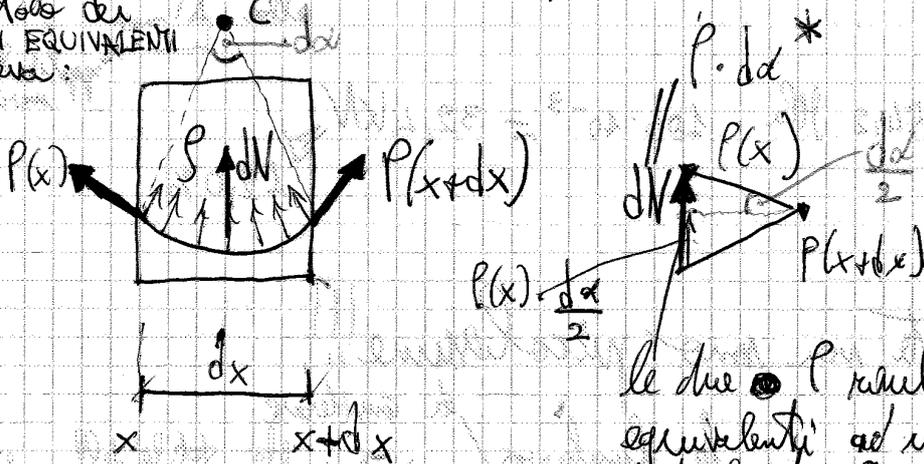
No.B.

Non vale l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, perché l'acciaio inizialmente, non è aderente al ds \Rightarrow inizialmente il ds presenta un foro (pari alla dimensione della quaderna) \Rightarrow l'acciaio non viene considerato nel calcolo delle propr. geometriche della sezione (omogeneizzata). La deformazione elastica interviene quando considero più casi che tendono verso dopo l'altro.

e dunque per perdita di tensione per effetto dell'accorciamento elastico della struttura

Effetto dell'ARCO nella precompressione

Nel metodo dei CARICHI EQUIVALENTI si fa così:



le due P risultanti sono equivalenti ad un carico distribuito q di effetto dN risultante

$$ds = p \cdot d\alpha$$

$$* \underbrace{P \cdot d\alpha}_{\bar{x} dN} = P \cdot \frac{ds}{p} = q \cdot ds \Rightarrow q = \frac{P}{p}$$

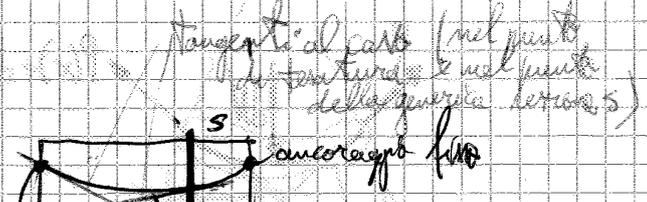
\bar{x} pari ad un carico distribuito di effetto equivalente a quello dN .

la variabile del problema è α

$$\frac{dP(\alpha)}{d\alpha} = -\mu \cdot d\alpha$$

$$\int_{P_{max}}^{P(\alpha)} \frac{dP(\alpha)}{d\alpha} = -\mu \int_0^{\alpha} d\alpha$$

si considera costante lungo lo sviluppo del cavo



ho $s=0 \Rightarrow \alpha=0$ e $P=P_{max}$

$$\left[\ln P \right]_{P_{max}}^P = -\mu \left[\alpha \right]_0^{\alpha}$$

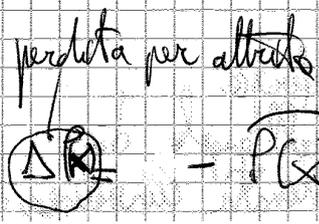
$$\ln \frac{P}{P_{max}} = -\mu \alpha$$

$$\frac{P}{P_{max}} = e^{-\mu \alpha}$$

$$P = P_{max} \cdot e^{-\mu \alpha}$$

questa formulazione non tiene in conto che il cavo subisce sregolamenti nel suo tracciato

produce perdite di tensione "non intenzionali".
Tengo conto di ciò con:



$$P(x) = P_{max} \cdot e^{-\mu(\alpha + kx)}$$

dimensione applicata per unità di lunghezza dovuta al sregolamento del cavo.

La derivazione angolare di varco:

$$\alpha = \varphi'(x=0) - \varphi'(x=L) = |\varphi'(x=0)| + |\varphi'(x=L)| =$$

si tiene conto che nel 1° tratto la pendenza decresce con X

$$= \frac{4f+r}{L} - \frac{-4f+r}{L} = \frac{8f}{L}$$

con legge esponenziale

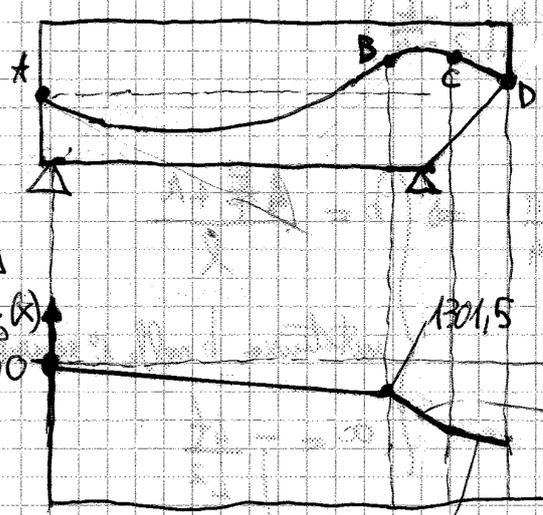
N.B. a causa dell'attrito, la forza di precompressione decresce del valore max. in corrispondenza di dove tende al valore min. all'altro estremo

ESERCIZIO

Fig. III



$x_2 > x_1 \rightarrow$ perdita maggiore



In B e C c'è continuità della tangente (cioè della derivata prima) ma non della derivata seconda

se non avess'attrito

La pendenza è più accentuata perché la lunghezza del tratto è maggiore di quella del 1° tratto \rightarrow perdita maggiore

$x \Rightarrow$ rappresenta la proiezione del cavo sull'orizzontale

la pendenza si minimizza (perché ci si vola al riequilibrio)

$$\sigma_p(B) = \sigma_{p,max} \cdot e^{-\mu (\theta_B + Kx_B)} = 1400 \cdot e^{-0,13 (0,104 + 0,01 \cdot 20)} = 1301,5 \text{ MPa}$$

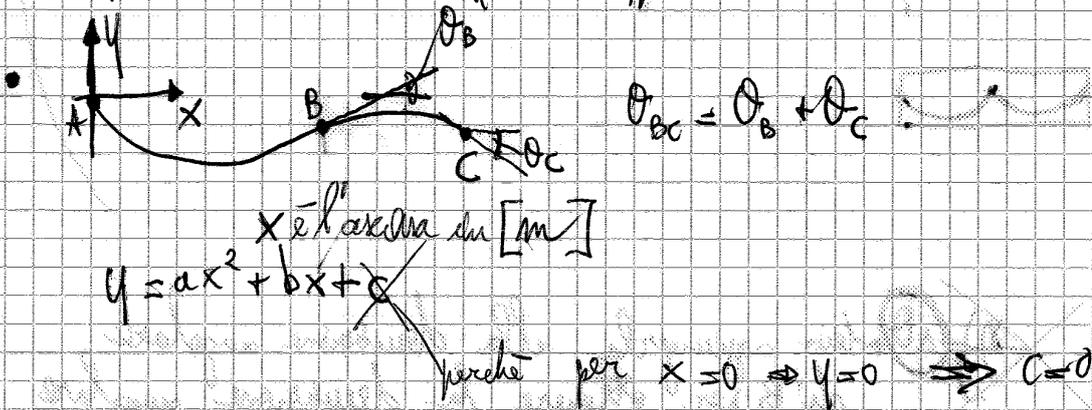
a partire dal punto di applicazione della forza $x_B = 20 \text{ m}$

$$\theta_B = \frac{8 \cdot f}{L} = \frac{8 \cdot 0,46}{20} = 0,104 \text{ rad}$$

$$f = 0,85 - \left[0,20 + \frac{0,5 - 0,20}{2} \right] = 0,46 \text{ m}$$

OSSERVAZIONI:

- Nei migliori tratti del diagramma deformato si dovrà avere che l'esponente dell'esponenziale $\tau < 0,25$ (affinche l'approssimazione lineare sia accettabile).



Il coeff. a e b dell'equazione si ottengono imponendo i punti di passaggio:

B: $\begin{cases} \text{per} \\ x = 20 \text{ m} \Rightarrow y = 0,22 \text{ m} \end{cases}$

ambrosia: $\begin{cases} \text{per} \\ x = 40 \text{ m} \Rightarrow y = -0,35 \text{ m} \end{cases}$

Caso $\Rightarrow y = 0,0046 x^2 - 0,081 \cdot x$

$y'(B) = \theta_B = 0,103 \text{ rad}$

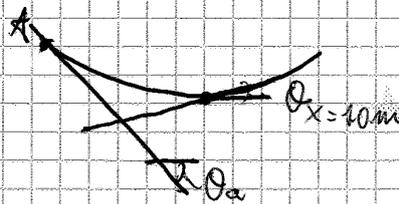
- e vogliamo determinare la tensione nella sezione a $x=10\text{m}$: 2 METODI:

1) calcoliamo $y' \Big|_{x=10\text{m}} = 2 \cdot 0,0046 \cdot 10^2 - 0,081 = 0,011 \text{ rad}$ (la tangente è positiva)

la deviazione angolare tra il punto A e il punto $x=10\text{m}$ è somma di θ_A e $\theta_{x=10\text{m}}$:

$\theta_A = -0,081 \text{ rad}$
 la curva è decrescente

$\theta_{x=10\text{m}} = 0,011 \text{ rad}$

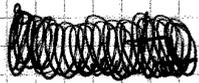
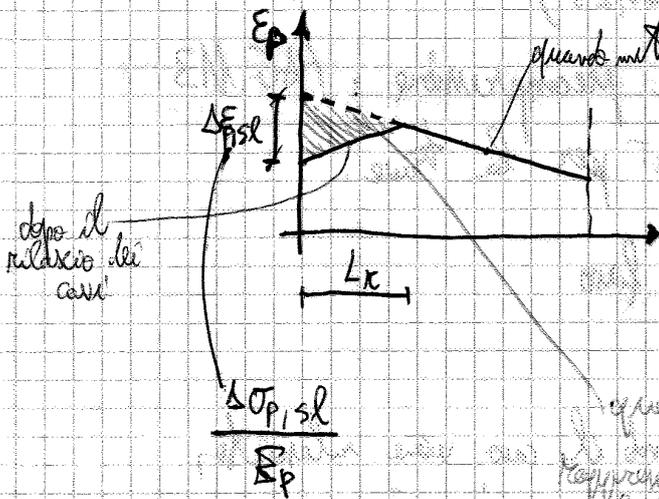


$\theta_{Ax=10\text{m}} = |\theta_A| + |\theta_{x=10\text{m}}| = 0,081 + 0,011 = 0,092 \text{ rad}$

$\sigma_p(x=10\text{m}) = 1100 \cdot e^{-0,15 \cdot (0,092 + 0,011 \cdot 10)} = 1340,8 \text{ MPa}$

- 2) se invece calcoliamo σ_p come media dei valori estremi nel tratto considerato (ammettendo distrib. lineare) si ha:

Il produttore degli ancoraggi dà un'indicazione del rientro che avranno gli ancoraggi ($\epsilon_{id} = 5 \text{ mm}$) \Rightarrow anziché fare un diagramma su funzione di σ , diretto σ per il modulo di elasticità del CAS stesso (\Rightarrow andamento di ϵ):



questa area di deformazione rappresenta lo spostamento che avranno gli ancoraggi

e la imposta uguale allo spostamento dato dal produttore

(IMPOSTO CHE LA COMPATIBILITÀ DEGLI SPOSTAMENTI)

è una variazione di lunghezza, per cui $\Delta \epsilon_p = \frac{\Delta l}{dx}$

$$\int \Delta \epsilon_p dx$$

$$\delta u = \Delta \epsilon_p dx$$

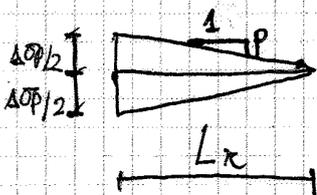
$$\int \delta u = \Delta \epsilon_p dx$$

$$\int \Delta \epsilon_{p,sl} \cdot dx = \delta \Rightarrow \delta = \frac{1}{2} L_k \cdot \frac{\Delta \sigma_{p,sl}}{E_p} \quad \left(\begin{array}{l} \text{le ancorate sono} \\ L_k \text{ e } \Delta \sigma_{p,sl} \end{array} \right)$$

area triangolo

COMPATIBILITÀ DEGLI SPOSTAMENTI

Ora ho bisogno di un'altra equazione (che riguarda la caduta di tensione):



$$\Rightarrow \Delta \sigma_{p,sl} = \frac{2}{1} \cdot (p \cdot L_k)$$

2 triangoli uguali

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = \dots \\ \Delta \sigma_{p,sl} = \dots \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{1}{2} L_k \frac{2p L_k}{E_p} \\ \dots \end{array} \right.$$

Può essere presente una perdita ^{di precompressione} dovuta all'accorciamento elastico della struttura. Questa perdita non si ha se viene tenuto un solo cavo, ma solo se vengono tenuti cavi in tempi diversi (per cui si ha un'interazione tra le diverse tendine)

Per ~~tenere~~ tenere il cavo centrale contrattiamo nel ds (con cui ci sono già le armature passive) \Rightarrow siamo un incremento di tensione nel ds per via di compressione

$$\Delta \sigma_c (t) = \frac{\sigma_{p,2} \cdot A_{p,2}}{A_c} \quad \text{forza normale applicata } P_2 \quad \text{di compressione}$$

se ho un tirante X TIRANTE

Se invece ho una trave (non un tirante):
la sezione reagente e la sezione di ds forata in corrispondenza delle guide.

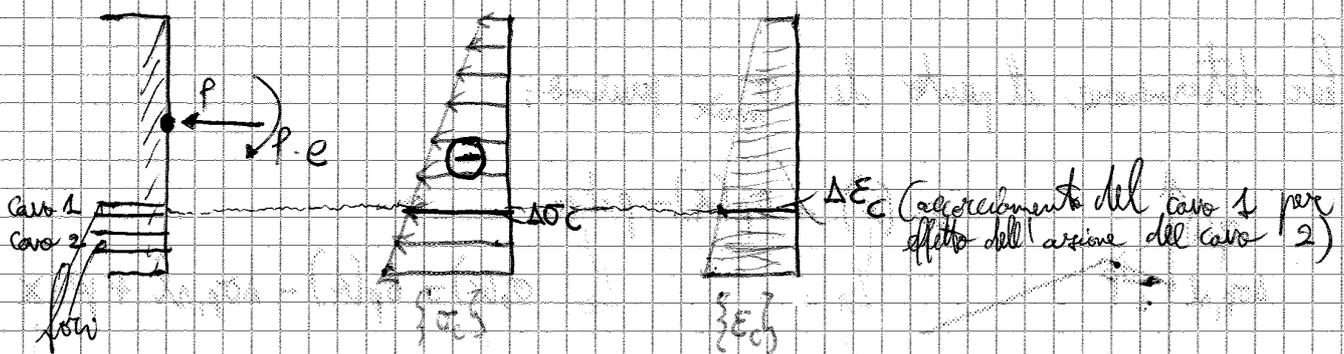
$$\Delta \sigma_c (t) = \frac{\sigma_{p,2} \cdot A_{p,2}}{A_c} + \left(\frac{\sigma_{p,2} \cdot A_{p,2} \cdot e_2}{I_c} \right) y_{p,1} \quad \text{X TRAVE}$$

P_2 2° cavo

$P_1 e$

I_c

$y_{p,1}$ 1° cavo



Perché del getto della melata di immissione non ho perfetta aderenza \Rightarrow no conservazione precompressione (potrei solo imporre compatibilità degli spostamenti).

Calcolo un valore medio della caduta di tensione nel 1° cavo per effetto del 2° cavo e questo valore medio lo applico in tutta la lunghezza del cavo.

$$\Delta \sigma_{p,el} = E_p \cdot \Delta \epsilon_{p,el}$$

$$\Delta P_{p,el} = E_p \cdot \Delta \epsilon_{p,el} \cdot \frac{A_{p,tot}}{2}$$

perdita di tensione elastica nel 1° caso

equivalente

Se ragioniamo su un elemento pre-teso (i carichi reali e veri seguono contemporaneamente) avremo un accorciamento elastico:



$$\Delta \sigma_c = \frac{P_{tot}}{A_c} = \frac{\sigma_p \cdot A_{p,tot}}{A_c}$$

$$\Delta \epsilon_c = \frac{\sigma_p \cdot A_{p,tot}}{E_c \cdot A_c}$$

allo stesso livello

Abbiamo ^{perfetta} aderenza acciaio - ds $\Rightarrow \Delta \epsilon_c = \epsilon_{p,el}$

azione per reazione



$$\Delta \sigma_{p,el} = E_p \cdot \Delta \epsilon_{p,el}$$

$$\Delta \sigma_{p,el} = E_p \cdot \frac{\sigma_p \cdot A_{p,tot}}{E_c \cdot A_c}$$

calcolo di tensione per effetto della def. elastica dell'elemento pre-teso

$$\Delta P_{el} = \Delta \sigma_{p,el} \cdot A_{p,tot} = E_p \cdot \frac{\sigma_p \cdot A_{p,tot}^2}{E_c \cdot A_c}$$

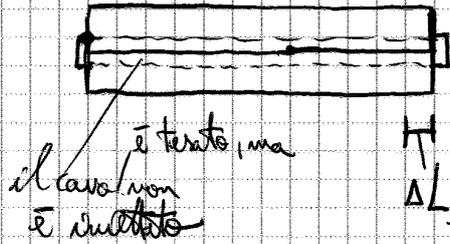
La perdita di tensione nel 1° caso dovuta al 2° caso è $\frac{1}{4}$ (i volte) della perdita che avrei se l'elemento fosse pre-teso.

TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P. 08-04-2013

Esercizio pag. 116-117 SCALETTA RISOLUTIVA:

- Innanzitutto si determina l'andamento della σ_p lungo il cavo 1, tenendo conto dell'attrito e del rientro.
- Teniamo il cavo 2 (nella fase precedente il cavo 2 è non teso $\Rightarrow \sigma_{p,2} = 0$) e determiniamo dunque $\sigma_{p,2}$, tenendo conto dell'attrito e del rientro.

è un po' ciò che accade in un tirante in C.A.:



Se il tirante si accorcia, anche gli ancoraggi gli vanno dietro (e per la compatibilità degli spostamenti si accorcia anche il cls della stessa quantità) (per effetto di una sforzo normale applicato puntiforme, vediamo come l'effetto della trazione del 2° cavo)

$$E_{pm} = \frac{sh_e}{L}$$

media

$$\Rightarrow \sigma_{pm} = E_p E_{pm} = E_p \frac{sh_e}{L}$$

media

è ciò che dobbiamo calcolare ma è difficile farlo perché la trazione lungo il cls non è costante per effetto dell'attrito.

$$\Delta l_e = \int E dx \quad (\text{poiché } E = \frac{du}{dx})$$

$$\int \frac{\Delta \sigma_{c,2}}{E_c} dx =$$

variazione di trazione nel cls, indotta dal 2° cavo, valutata a livello del 1° cavo

$$= \frac{1}{E_c} \int \Delta \sigma_{c,2} dx$$

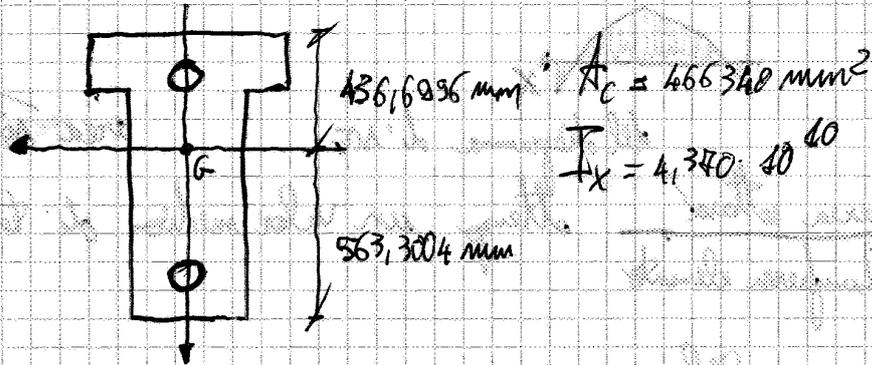
area sotto al diagramma delle $\Delta \sigma_{c,2}$

- Calcolo l'andamento di $\Delta \sigma_{c,2}$

Determiniamo ora le proprietà geometriche della sezione di ds FORATA.

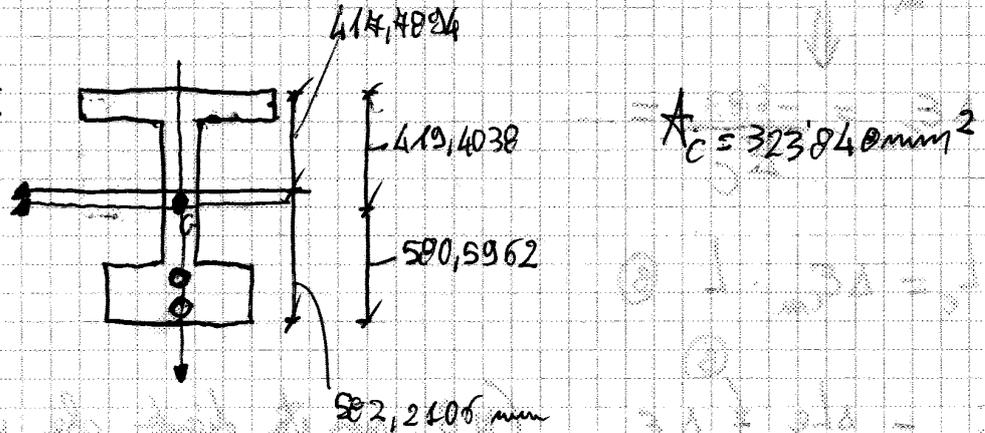
l'acciaio non è aderente!

Sezioni A-E

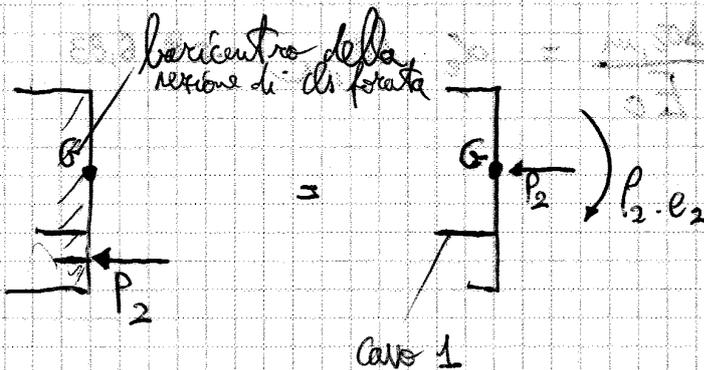


Sezioni B-D-C

il baricentro è più alto, perché i bracci morti sono più bassi!

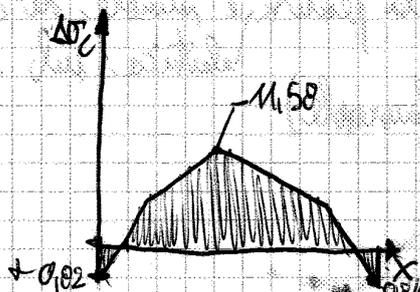


Ora determino gli effetti della temperatura del 2° cavo sul ds posto a livello del 1° cavo:



$$\Delta \sigma_c = \frac{N}{A_c} + \frac{M}{I_c} \cdot y_c$$

Una volta che ho $\Delta \sigma_c$ posso costruire il seguente diagramma:



Esercizio TESTA D'ESAME



Quanto fuoriesce il cavo in seguito alla tensione?

Svolgimento

1. Calcolo l'effetto di P sul cavo (effetto inteso come allungamento), tenendo conto dell'effetto dell'attrito (non del ricentro)
2. Calcolo l'effetto di P sul ds (perché contratto sul ds quando teso al cavo \Rightarrow l'effetto è inteso come accorciamento di tutto l'elemento strutturale)

1. a) Attrito

$\bar{e} = 0$ (cavo rettilineo!)

$$P(x) = P_{max} \cdot (e^{-\mu(\theta + kx)}) = \frac{1350}{1000} \cdot 3000 \cdot (e^{-0,3(0,04 \cdot x)})$$

[kN]

Ad una distanza di 30m dal punto di fissatura avrò:

$$P(30m) = 4050 \cdot (e^{-0,3(0,04 \cdot 30)}) = 3930,3 \text{ kN}$$



area del trapezio di figura

$$\Delta L = \int_L \epsilon dx = \int_L \frac{\sigma P}{E_p} dx = \int_L \frac{P(x)}{A_p \cdot E_p} dx = \frac{1}{A_p \cdot E_p} \int_L P(x) dx$$

STRUTTURE IPERSTATICHE A CAVI POST-TESI PAG. 125

Ha una sommatrice \Rightarrow modellare la trave in cavi \Rightarrow risolto con EXCEL

ESEMPPIO PAG. 124 NON PUÒ ESSERCI SUL
TEMA D'ESAME.

1. Effetto di attrito + rientro

$$2. X = - \frac{\sum \dots}{\sum \dots}$$

Un'alternativa:

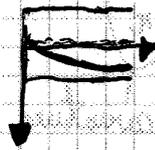
3. Metodo dei carichi equivalenti

ESEMPPIO PAG. 124

Parabole:

$$\begin{cases} P_1: & y_1 = a_1 x^2 + b_1 x + c_1 \\ P_2: & y_2 = a_2 x^2 + b_2 x + c_2 \end{cases}$$

D.d.P. con



$$A(0,0) \in P_1$$

$$B(13,0; 0,50) \in P_1$$

$$y_c(-) = y_c(+)$$

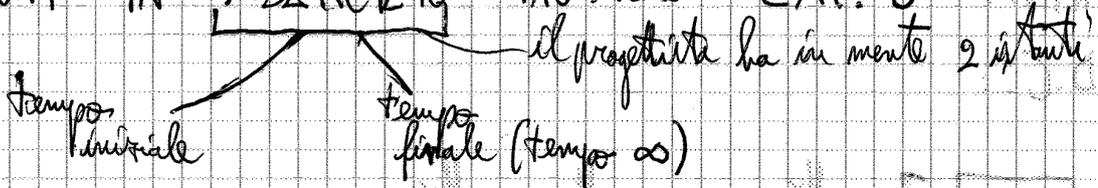
$$y_c'(-) = y_c'(+) \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{6 equaz. per determinare le 6 incognite } a_1, b_1, c_1, a_2, b_2, c_2$$

$$D(30, -0,50) \in P_2$$

$$y_D' = 0$$



TENSIONI IN ESERCIZIO PAG. 121 CAP. 6



t_0 : istante iniziale:

- per elementi port-ten il peso proprio agisce sul cls forato

t_1 : nelle strutture port-ten i carichi quasi permanenti sono applicati nel cls con guaina già installata (\Rightarrow l'armatura è aderente!!) per elementi pre-ten ^{pre-ten} che ^{pre-ten} hanno ^{pre-ten} reagito come già al tempo t_2

t_2 :

t_3 : oltre i carichi quasi permanenti agisce la quota parte di carico variabile di breve durata.

(non ricenti del fluage del cls)

Nella metà di considerare i carichi variabili di breve durata già all'istante t_1 .

Analisi delle tensioni nelle fasi iniziali (cura fenomeni reologici dei materiali)

- ipotesi di curvazione delle ret. prese (è vera per strutture a cassi pre-ten, in quelli port-ten no (perché l'acciaio è libero di scorrere nella guaina)).

- per perforata aderente \rightarrow
 - cassi pre-ten: $\sigma = \sigma_c + \sigma_p + \sigma_s$
 - cassi port-ten $\left\{ \begin{array}{l} \text{prima dell'incisione: } \sigma = \sigma_c + \sigma_s - \text{foro guaina} \\ \text{dopo l'incisione: } \sigma = \sigma_c + \sigma_p + \sigma_s \end{array} \right.$

- comportamento dei materiali elastico-lineare

se il calcolo come:

$$E_z = A + \mu \cdot y$$

Se metto l'origine del r.d.m. nel baricentro della res. omogeneizzata non ho $\lambda \Rightarrow E_z = K \cdot y$

curvatura (è la μ):

è incognita (ancora non la conosciamo)

Ma rimane un'equazione dove K si semplifica e rimangono solamente le caratteristiche geometriche che spesso in pratica l'espressione è quella di annullamento del momento statico della sezione:

$$\frac{b x_c^2}{2} - \alpha_e A_s (d - x_c) + (\alpha_e - 1) A_s' (x_c - d') = 0$$

(prendiamo solo il valore di x_c positivo).

(non semplicemente inflessa)

1B. L'altezza di una zona compressa in stato fessurato non dipende dall'entità di M (che è $> M_{fcr}$), ma solo dalla geometria.

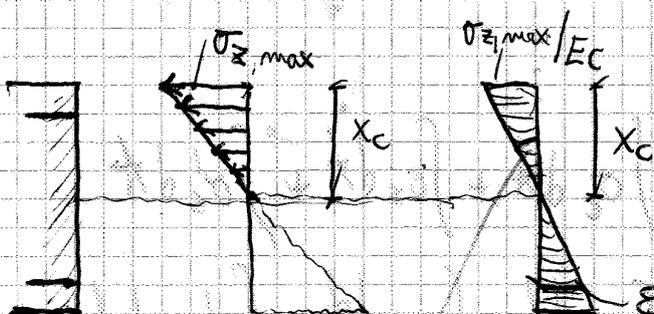
Nota l'altezza della zona compressa η fa:

$$\sigma_c = \frac{M_x}{I_{om,x}} \cdot y_c$$

è la tangente dell'angolo verde in figura, quindi è il rapporto dei 2 cateti

un particolare interesse $\sigma_{c,max} = \frac{M_x}{I_{om,x}} \cdot x_c$

$$E_z = K \cdot y = \frac{\sigma_{z,max}}{A_c \cdot x_c} \cdot y = \frac{M_x \cdot x_c}{I_{om,x} \cdot E_c \cdot x_c} \cdot y$$



ipotesi di perfetta aderenza

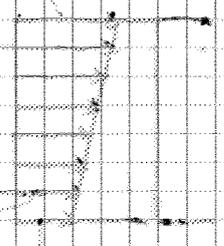
$$E_s = E_c = \frac{M_x}{E_c \cdot I_{om}} \cdot y_s$$

la curvatura è la tg. di questo angolo

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s = \alpha_e \cdot \frac{M_x}{I_{om}} \cdot y_s$$

Calcolo $I_{om,x}$ | $S_{om,x}$ e poi $\sigma_c = \frac{Nz}{S_{om,x}} \cdot \eta$

$$\sigma_s = \alpha_e \frac{Nz}{S_{om,x}} \cdot \eta_s$$



STRUTTURE A CAVI PRE-TESI PAG. 122

ESEMPIO PAG. 122

1. Proprietà dei materiali

$$\alpha_e = 6$$

2. Azioni

$$\sigma_{p0} = 1450 \text{ MPa}$$

$$d = 5 \text{ mm}$$

maturazione a vapore

da cui abbiamo calcolato $\sigma_{p,inf}$ e $\sigma_{p,sup}$

3. Proprietà geometriche della sezione

$$A_{om} = 30120 \text{ mm}^2$$

$$y_{f,om} = 122,9 \text{ mm}$$

$$I_{x,om} = 2,2900 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

4. Analisi strutturale

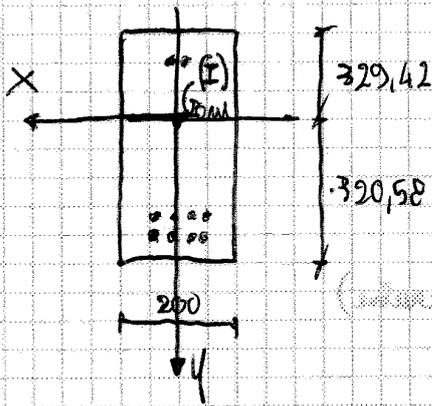
$$M_{qp} = 25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

in
quasi
permanente

5. Calcolo delle tensioni

$$\sigma_{c,inf} = \underbrace{-19,1 \text{ [MPa]}}_{\text{effetto precompressione}} + \underbrace{\frac{M_{qp}}{I_{om,x}} \cdot y_{inf}}_{\text{effetto del momento } q.p.} =$$

$$= -19,1 + \frac{25 \cdot 10^6}{2,2900 \cdot 10^8} \cdot 122,9 = -19,1 + 13,4 = -5,7 \text{ MPa}$$

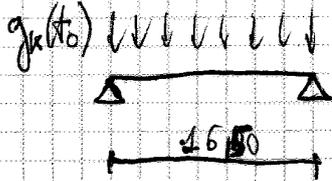


$$\alpha_e = \frac{200}{34} = 5,4$$

$$A_{om} = 134092 \text{ mm}^2$$

$$I_{om,x} = 4812995 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

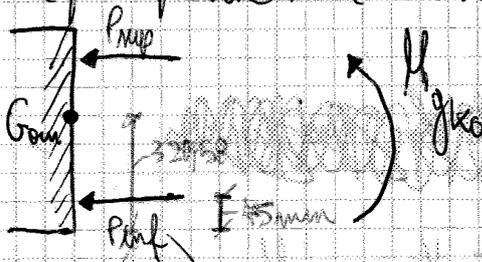
A. Analisi strutturale



$$g_k(t_0) = 7,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{max} = g_k \cdot \frac{l^2}{8} = 938,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

effetto della precompressione nella sez. di massima (metodo delle forze):



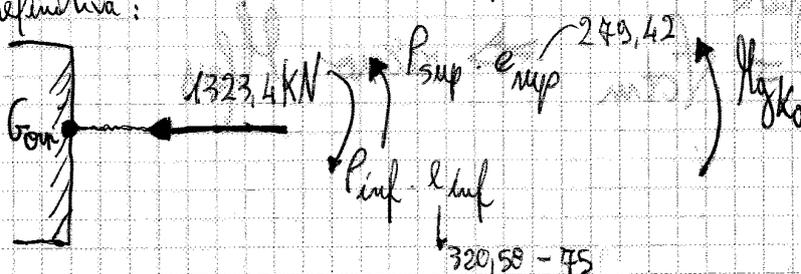
considero un unico cavo e posiziono la P in tale cavo (baricentro degli 8 cavi)

$$P_{inf} = 8 \cdot 33 \cdot 0,85 \cdot (0,9 \cdot 1860) \cdot 10^{-3} = 1058,4 \text{ kN}$$

8 trefoli
area singolo trefolo
n' acciaio $f_{p0,1k} = 0,9 f_{pk}$
per kN

in modo analogo si calcola $P_{sup} = 264,4 \text{ kN}$

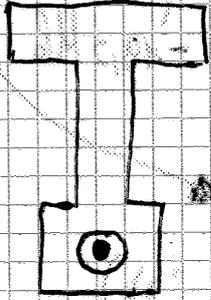
la definitiva:



STRUTTURE A CAVI POST-TESI PAG. 122

Devo calcolare 2 volte le propr. geometriche (prima e dopo l'inserzione della guaina)

foro guaina



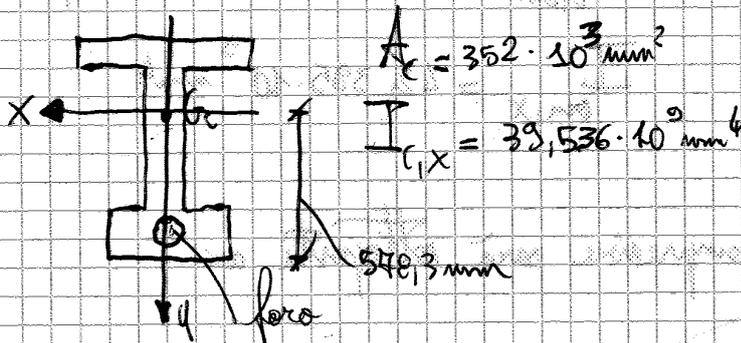
4. Analisi strutturale:

$$M_{RP} = 400 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (prima dell'inserzione guaina)}$$

$$\Delta M_{RP} = 400 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (dopo l'inserzione guaina)}$$

3. Propr. geometriche della sezione:

PRIMA DELL'IMERSIONE:

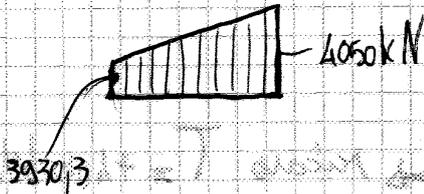


1. Proprietà materiali:

$$d_e = 6$$

Applicazione 4 (visti pagine precedenti) TIRANTE

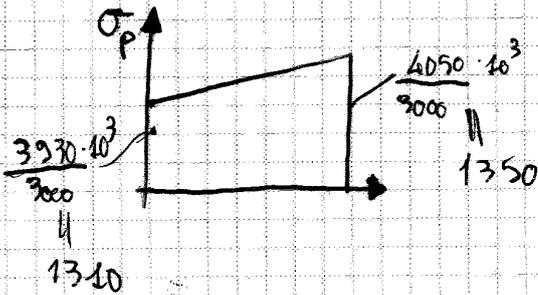
2. Azioni:



Stato tensionale che abbiamo in seguito alla perdita per attrito.

Una volta bloccato il tirante e installata la guaina vogliamo calcolare lo sforzo di trazione T da applicare al tirante per produrre la decompressione

da cui per la sezione si comporta come sezione in C.A.
 ipotizziamo anche che ci sia una perdita per rientro degli ancoraggi:
 $\delta = 5 \text{ mm}$

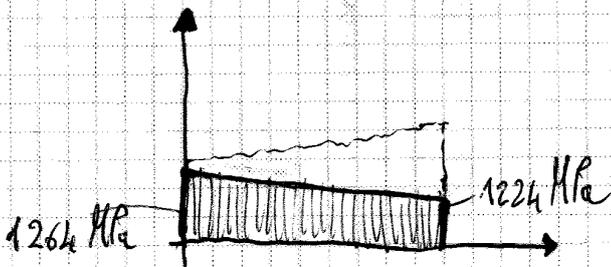


$$L_c = \sqrt{E_p \cdot \delta} = \sqrt{200'000 \cdot 0,005} = 15,8 \text{ m}$$

$$p = \frac{1350 - 1310}{10} = 4 \text{ MPa}$$

caduta di tensione

$$\Delta \sigma_{pic} = 2 p L_c = 126,14 \text{ MPa}$$



La decompressione va valutata dove la tensione di compressione è minima, cioè dove vale 1224 MPa.

$$P = 1224 \cdot 3000 \cdot 10^3 = 3672 \text{ kN}$$

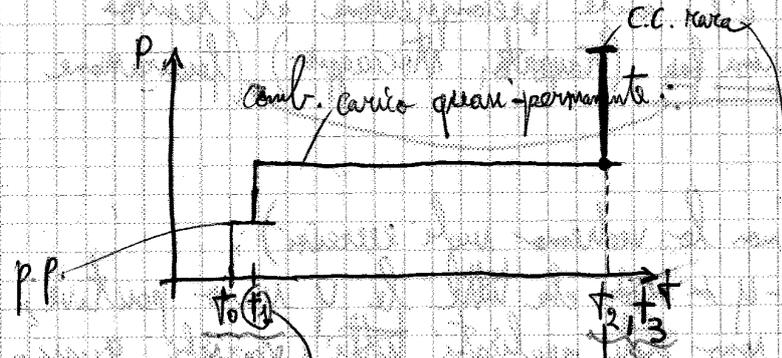
la forza corrispondente è

TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN CA. E C.A.P. 15/04/2013

Effetto delle azioni quasi-permanenti nel tempo (strutture statiche).

* Carichi quasi permanenti vengono applicati all'istante t_2 (la sezione è interamente ricoperta, sia per casi pre-tensionati che post-tensionati).
RAG. 129
(facci anche casi di precompressione)

A tempo ∞ (lungo termine) dobbiamo tener conto anche dei fenomeni reologici (differiti nel tempo), cioè def. implicite.



Reo: scorrere (def. di tempo scorso, avviene nel tempo)

il carico quasi permanente lo applico quando tutti i fenomeni reologici si sono manifestati.

è tempo ∞ (la norma indica 500.000 h = 50 anni)

il tempo t_2 è quello in cui applico i carichi quasi permanenti. Nella realtà equivale a dopo che ho installato la griglia e continuo a costruire (→ pavimenti, ...). Nel calcolo faccio analisi

una semplificazione e dico che tutti questi passaggi avvengono istantaneamente a t_2 . analizzeremo i

Studiamo ora a tempo ∞ (t_2, t_3) cosa succede: fenomeni reologici legati all'applicazione dei carichi quasi permanenti all'istante t_2 .

Ipotesi:

- def. di rottura indipendente dallo stato di tensione: cioè rottura e fluage sono 2 fenomeni indipendenti tra loro (in realtà interagiscono tra loro)

STRUTTURE → precompressione integrale ($A_c, A_p, A_s = 0$): la norma ci impone che anche alla c.c. rara non ci sia la fessurazione della sezione

consideriamo di essere in esercizio → precompressione parziale (A_c, A_p, A_s): nella c.c. rara è ammessa la parziale fessurazione della sezione, ma per la c.c. quasi permanente è ammessa la fessurazione della sezione. Nella

NON invece c.c. frequente si fa la verifica per limitare l'ampiezza delle fessure ($< 0,2$ mm (a seconda dell'aggressività dell'ambiente)).

A causa del fluage la deformazione cresce (anche se σ è costante) così:

$$\epsilon_{cc}(t_2, t_1) = \varphi(t_2, t_1) \cdot \underbrace{\frac{\sigma_c(t_1)}{E_{c,28}}}_{\text{def. elastica}}$$

Se vogliamo la def. totale, a questa espressione sopra dobbiamo aggiungere la def. elastica.

Se armature non subiscono ritiro \rightarrow a livello tensionale avviene una redistribuzione interna delle tensioni (l'acciaio rimane rigido e dunque, impedendo il ritiro, si carica, scaricando dunque il cls).

Dovremo determinare $\epsilon(t_2)$ e $\sigma(t_2)$:

$$\epsilon(t_2) = \lambda_{t_2} + \mu_{x,t_2} \cdot \eta \quad (*) \rightarrow \text{mi dice che vale l'ipotesi di Navier di compressione delle 2 p. pieve}$$

inesquiti

$$\sigma_c(t_2) = \sigma_{c0,t_2} \left(1 - \frac{\eta}{\eta_{m,t_2}} \right)$$

è negativo perché l'a.m. sta sopra l'axe $x \rightarrow y$ (negative)

Sull'acciaio da c.a., tra t_1 e t_2 ho un salto di def. uguale a quella che avviene nel cls porta allo stesso livello. Però, la rigidezza dei 2 materiali è diversa, quindi le σ saranno diverse perché moltiplicato $\Delta \epsilon_{s,t_2}$ per E_s o E_s a seconda di chi è acciaio.

Sull'acciaio da c.a.p., abbiamo in più l'effetto reologico legato al suo rilassamento.

$$(*) \quad \sigma_{s,t_2} = \sigma_{s,t_1} + E_s \cdot \Delta \epsilon_{t_2,t_1}$$

valore anche per l'acciaio da c.a.p. \rightarrow mi dice che c'è perfetta aderenza tra acciaio e cls e che il comportamento è el. lineare (E_s) 95

Nell'ultima equazione sostituiscono la $\sigma_c(t_1)$ e la $\sigma_c(t_2)$ scritte in precedenza; ottengo una nuova relazione di $\varepsilon_c(t_2)$ (vedi slide)

la $\varepsilon_c(t_2)$,

depende da $\sigma_{c(t_2)}$ da $\gamma_{m,t_2} \Rightarrow$ di quei 4 parametri incogniti mi rimangono 2 parametri incogniti linearmente indipendenti perché N_2 e M_{x,t_2} sono dipendenti da questi ultimi.
 Ma $\varepsilon(t_2) \bar{\varepsilon} = N_2 + M_{x,t_2} \cdot \gamma$
 quindi impongo il criterio di identità dei polinomi: tutti i termini che sono dei termini noti rappresentano N_2 ; quelli moltiplicati per γ rappresentano M_{x,t_2} .

Aggiungiamo le 2 eq. di equilibrio:

vedi questo paragrafo

$$\begin{cases} N_z(t_2) \equiv N_z(t_2) \\ M_x(t_2) \equiv M_x(t_2) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Delta N_z = 0 \\ \Delta M_x = 0 \end{cases}$$

se la struttura è isostatica

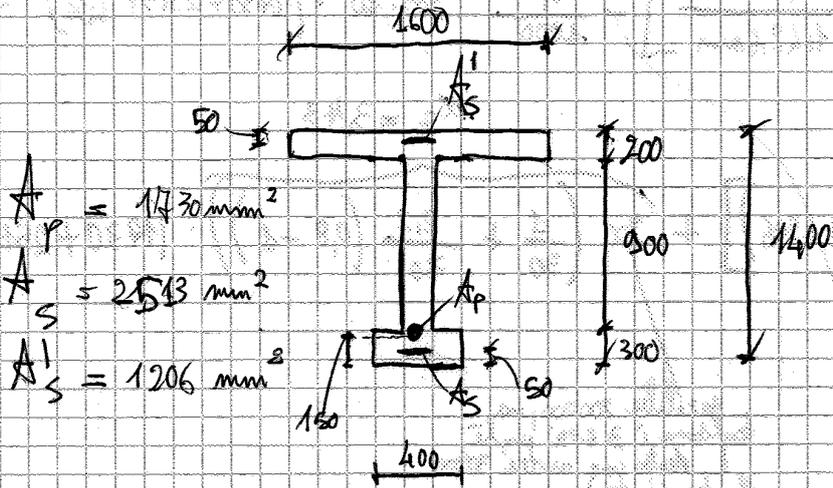
colleczioni al tempo t_2 . Supponiamo che la sezione sia estratta da una str. isostatica

se le ε variano per effetto dei fenomeni reologici \Rightarrow le tensioni NON cambiano!

$$N_z(t_2) = \int_A \sigma(t_2) dA$$

$\sigma(t_2)$ e $\sigma(t_2)$ le esprimo con le espressioni di $\sigma_c(t_1)$ e $\sigma_c(t_2)$ scritte prima più le σ sulle armature;

Esercizio PRESO DA UNA RICERCA CHE TALIANO STA FACENDO



Sezione parzialmente precompressa a calce POST-TESI

$A_p = 1730 \text{ mm}^2$
 $A_S = 2513 \text{ mm}^2$
 $A'_S = 1206 \text{ mm}^2$

$\sigma_{p0} = 1200 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_S = \epsilon_P = 200 \cdot 10^{-6} \text{ N/mm}^2$

$E_C(t_1) = E_C(t_2) = 30 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$

$\varphi(t_2, t_1) = 2,2$

$M_{\text{quasi-perm.}} = 2000 \text{ kNm}$

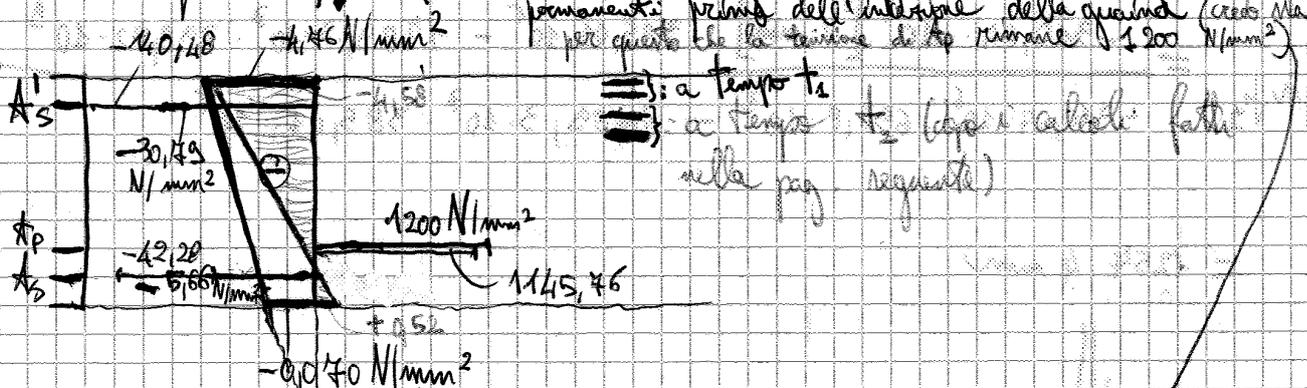
$\chi = 0,8$

$E_{CS}(t_2, t_1) = 0,23 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$

$\Delta\sigma_{\text{relax}} = 12 \text{ MPa}$

Svolgimento

Lo stato tensionale/deformativo all'istante t_1 è (qualcuno l'ha calcolato per noi); in questo esercizio si immagina di applicare i carichi quasi permanenti prima dell'installazione della griglia (credo Ma per questo che la tensione di σ_p rimane 1200 N/mm^2)



All'istante t_2 l'acciaio da precomp. non è snervato $\Rightarrow \sigma_p$ rimane σ_{p0} . Ora mettiamo la griglia e consideriamo i fenomeni "relax".

Metodo semplificato proposto dall' EC2:

$$\Delta\sigma_{p, C+S+R} = \underbrace{\frac{f_p}{E_p} \Delta E_{cp}}_{\text{fenomeni idologici nel ds}} + \underbrace{\Delta\sigma_{p, relax.}}_{\text{rilassamento}} \quad \text{①}$$

caduta di tensione nell' armatura di precompressione a tempo ∞ per effetto di creep, shrinkage e rilassamento

(è legata al fatto che A_p è aderente al ds)

in virtù dell' aderenza è pari a ΔE_p \Rightarrow può allo stesso livello

$$\Rightarrow E_p \cdot \Delta E_{cp} = \Delta\sigma_p$$



traduce la perdita di tensione di A_p nel ds in una forza di trazione eccentrica (nel ds) pari a ΔP

baricentro della sez. di solo ds o di ds + armatura ordinaria (non considero il contributo dell' armatura di precompressione)

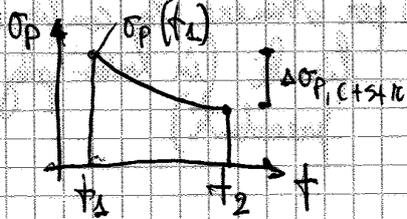
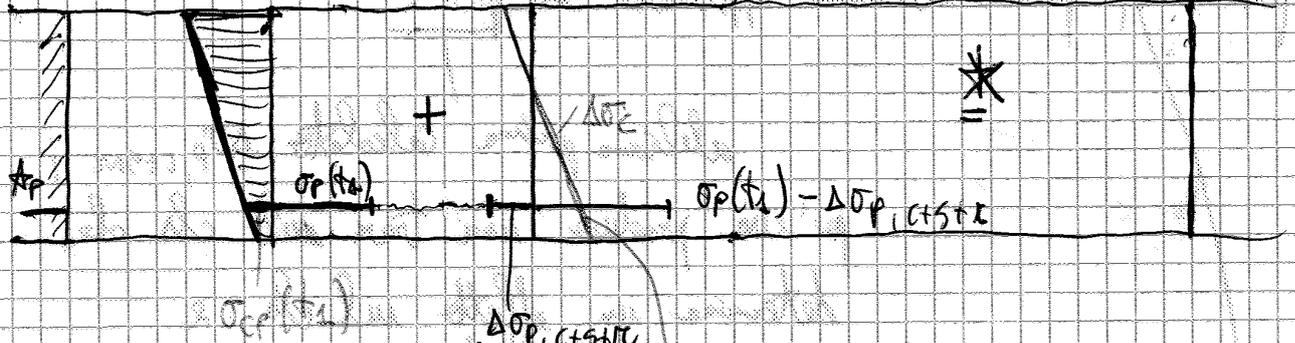
$$\Delta\sigma_{cp} = \frac{\Delta P}{A_c} + \frac{\Delta P \cdot z_{cp}}{I_c} \cdot z_{cp} = \Delta\sigma_{p, C+S+R} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left[1 + \frac{A_p}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right]$$

$\Delta\sigma$ nel ds posto a livello del cavo per effetto di ΔP e $\Delta P \cdot z_{cp}$

area ds e precomp. integrale
area ds + armatura ordinaria omogeneizzata se precomp. parziale

Se il comportamento fosse elastico lineare, a $\Delta\sigma_{cp}$ corrisponderebbe $\Delta E_{cp} = \frac{\Delta\sigma_{cp}}{E_c}$ e la sostituirei in ①.
Ma in realtà il comportamento è non elastico! Quindi:

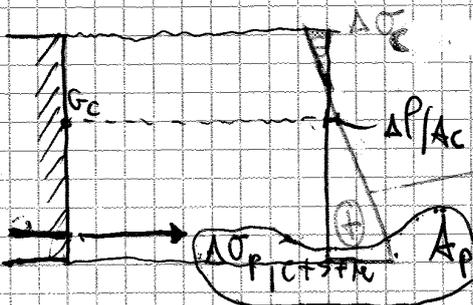
Procedimento che applicheremo la prossima sezione negli esercizi:



$\Delta\sigma_{p, c+s+k}$
calcolato col
formulazione

disegnato dopo avere fatto
un conto ragionamento (vedi
avanti)

Sul ds fare un conto a parte:
considera
Volo $A_c + \alpha_e A_s$:



lo ripeto sul disegno in alto

$$\Delta\sigma_c = \frac{\Delta P}{A_c} + \frac{\Delta P \cdot e}{I_c} \cdot y_i$$

questa forza
nona prodotta

Variazione

momento positivo

$$\Delta\sigma_s = \alpha_e \cdot \Delta\sigma_{c/s}$$

⇒ In totale avrò: *



TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P. 16-04-2013

Es è σ_y e $\Delta \sigma$ + Nella scelta con f_{yk} in forma chiusa, nella formula di a' male o BAO m'ass. N_1 Es è negativo e $\Delta \sigma$ è positivo. Nella

APPLICAZIONE 1 PAG 131 m'ula di $\Delta \sigma_{P,C+S+R}$ circolo o B $\Delta \sigma$

La sezione di mensola è a doppio T:

$$E_{sl} \left(\frac{1}{t_2} + \frac{1}{t_1} \right) = -0,30 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

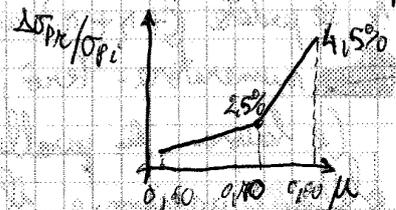
$$\psi(t_2, t_1) = 2,0$$

$$\sigma_{Pi} = 1349,6 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{Pi}}{f_{ATK}} = 0,725$$

$$f_{ATK} = 1860 \text{ MPa}$$

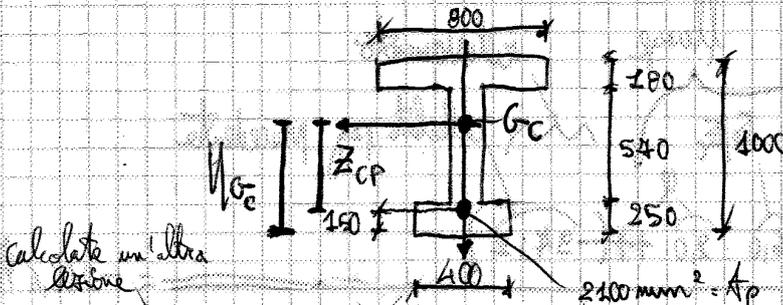
con questo valore $(\psi \mu)$ estremo nel diagramma de formula $\Delta \sigma_{P,C+S+R} / \sigma_{Pi}$



per $\mu = 0,725$ m'ha f'interp. lineare):

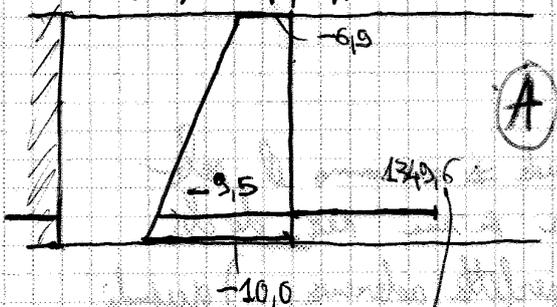
$$\frac{\Delta \sigma_{P,C+S+R}}{\sigma_{Pi}} = 3,10\%$$

$$\Delta \sigma_{P,C+S+R} = 0,03 \cdot 1349,6 = 40,5 \text{ MPa}$$



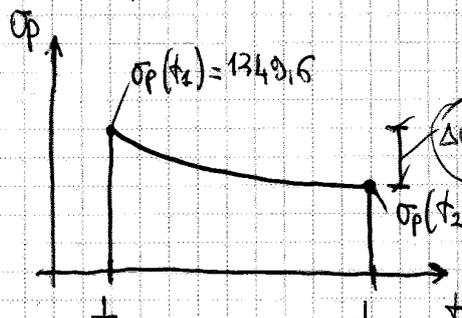
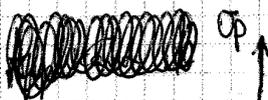
calcolate un'altra sezione

quanto incollata e carichi q.p. applicati



è un valore importante perché si prende questo valore per stabilire la caduta per creep, ritiro e rilassamento.

come tensione iniziale



vogliamo determinare questo

si tratta di applicare il formulone di

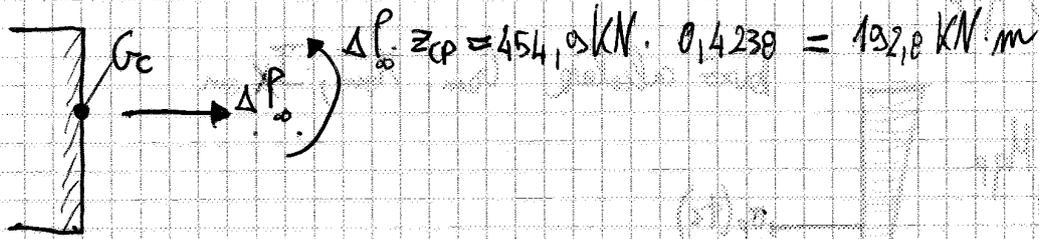
$$\Delta \sigma_{P,C+S+R}$$

come nella formula di $\Delta \sigma_{P,C+S+R}$

La sequenza temporale dei carichi applicati è la seguente:

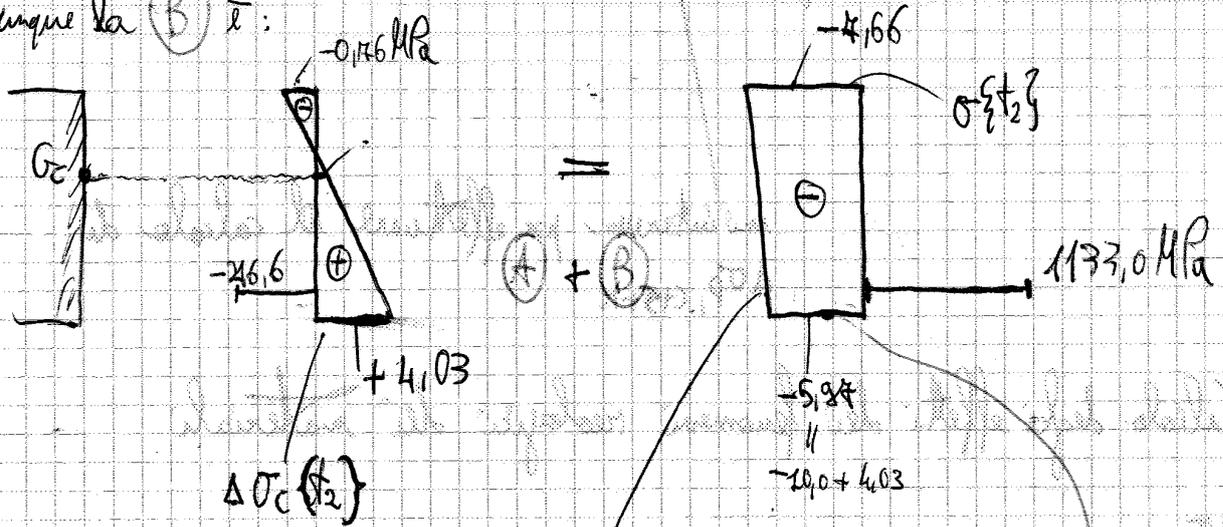


Porto la forza a livello del baricentro della sez. reagente di cui:



$$\Delta \sigma_c(\sigma_2) = \frac{\Delta P_0}{A_c} + \frac{\Delta P_0 \cdot z_{CP}}{I_c} \cdot y = \frac{454,9 \cdot 10^3}{355,9 \cdot 10^3} + \frac{192,8 \cdot 10^6}{401209 \cdot 10^9} \cdot y$$

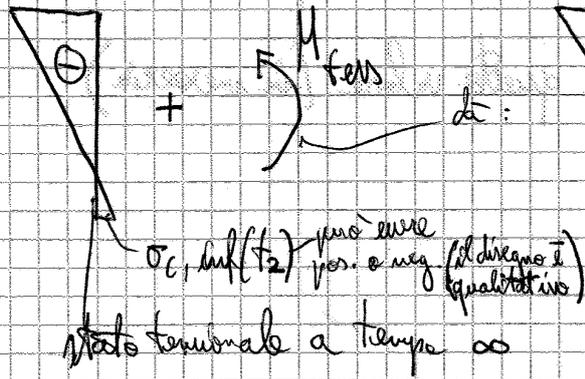
Da cui la (B) è:



Stato tensionale a tempo ∞ per effetto dei carichi q.p. (fenomeni reologici)

a causa dei fenomeni reologici la tensione al lembo inferiore diminuirà perché c'è l'azione delle sollecitazioni interne (architettura delle catene)

APPLICAZIONE 3 (pag. 14 delle SLIDE LEZ. 6)



questa dist. è calcolata con:

$$\frac{M_{fess}}{I_{com, x}} \cdot y_{om, inf}$$

f_{ctm} : determinare M_{fess} tale che qui avrai f_{ctm}

$$e^{-f_{ctk, 0,05}}$$

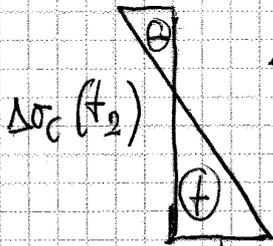
$$f_{ctk, 0,05} = \sigma_{c, inf}(t_2) + \frac{M_{fess}}{I_{com, x}} \cdot y_{om, inf}$$

quando applichiamo un nuovo mom. flettente intervenire anche l'area di precomp. \Rightarrow devo calcolare l'area omogeneizzata con l'armatura di precompressione.

Somma (A) e (B) e trovo le tensioni al tempo t_2 .

A. Calcolo le perdite di tensione $\Delta\sigma_{p,CFI+K}$

Qui che avrò (per effetto di $\Delta\sigma_{p,CFI+K}$) $\Delta\sigma_c(t_2)$



$\Delta\sigma_{c,inf}(t_2)$: è il valore che mi interessa

Devo fare: $\sigma_{c,inf}(t_0) + \Delta\sigma_{c,inf}(t_2) + \Delta\sigma_{c,inf}(t_2) +$

Ora devo cercare il valore di momento che produce una tensione al lembo inferiore pari a 0:



la sezione è interamente reagente omogeneizzata



$$\frac{M_{dec}}{I_{op,x}} \cdot y_{inf}$$

$$+ \frac{M_{dec}}{I_{op,x}} \cdot y_{inf} = 0$$

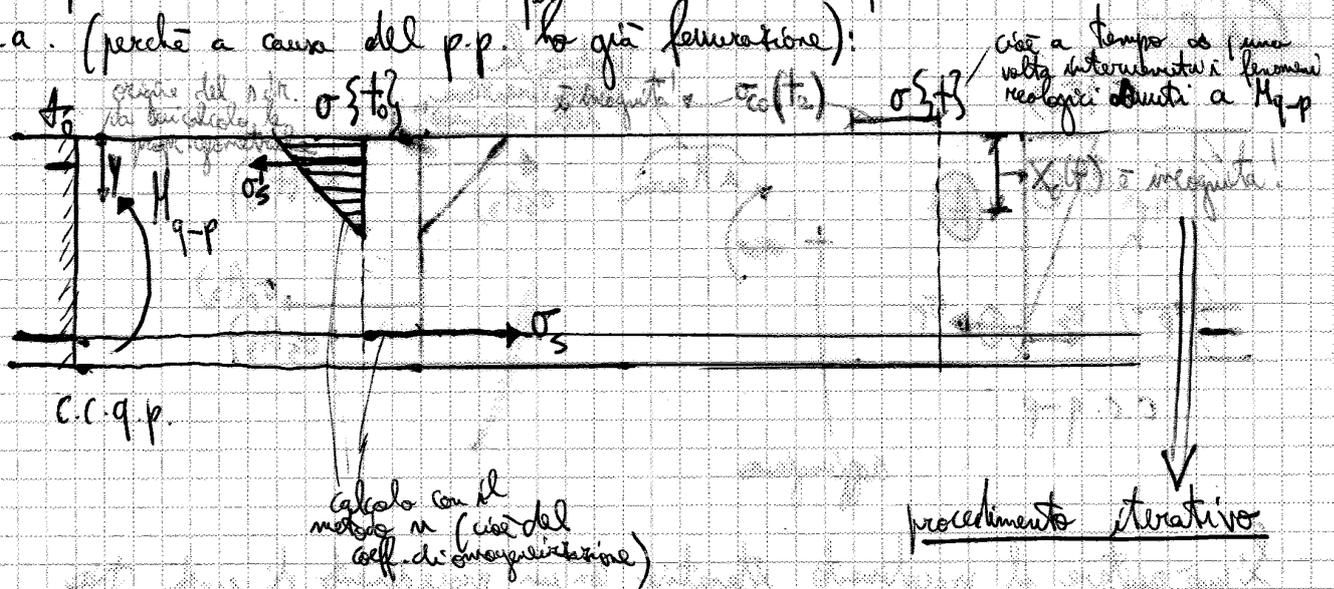
⇒ trovo M_{dec} , ma $M_{dec} = \frac{ql^3}{8}$ ⇒ trovo q che provoca la decompressione

TEDRIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN CA E C.A.P. 22-04-2013

Effetto delle azioni variabili di breve durata (strutture sottili) (N.133)

$\gamma_{M1,t3}$ non risulta essere nota a priori \Rightarrow no formula in forma chiusa, ma procedimento iterativo

Questo procedimento iterativo lo possiamo usare anche per le strutture in c.a. (perché a causa del p.p. lo già fessurazione):



Nella sezione in c.a. non ci parliamo i termini relativi ad t_p e $\Delta\sigma_{rel}$

In presenza di un ΔH_{max} (t_3)

ritorno già a $t_{00} \Rightarrow$ il ritiro e fluage sono già stati considerati \Rightarrow posso applicare il metodo iterativo senza considerare ritiro e fluage

Il Norme ci aiutano di fare tutto ciò e si possono fare metodi approssimati:

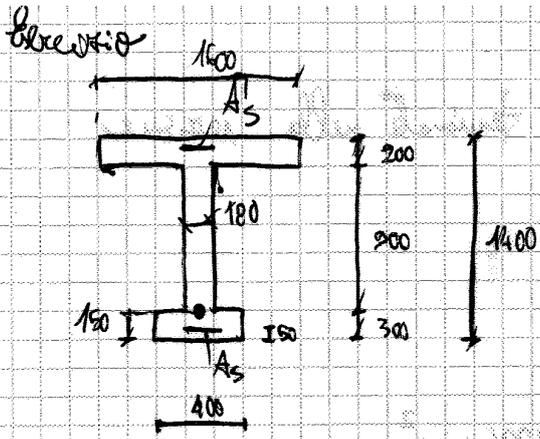
c.c. q-p $\rightarrow E_{eff} = \frac{E_c(t_0)}{1+\varphi}$

invece di fare le iterazioni si può considerare il modulo E_{eff} .

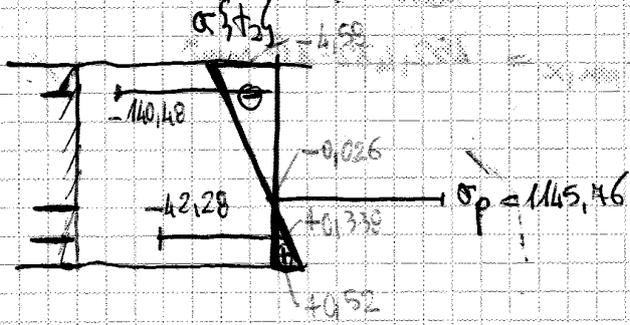
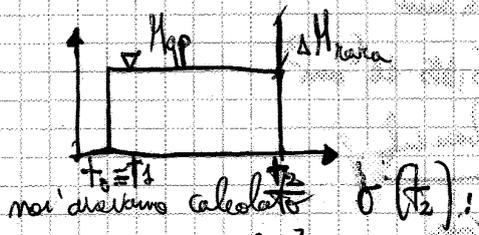
$d_e \approx 20$

perché a tempo σ tempo conto della ristruttur. delle tensioni tra acciaio e cls e, poiché l'acciaio si prende più carico, a tempo σ sarà ancora più rigido del cls

c.c. trave \rightarrow non c'è più fluage e ritiro \Rightarrow si potrebbe prendere $d_e = 6-14$ ma la sezione è parzialmente, quindi



$A_p = 1430 \text{ mm}^2$, $A_s = 2513 \text{ mm}^2$
 $A'_s = 1206 \text{ mm}^2$
 $E_s = E_p = 200.000 \text{ MPa}$
 $f_c = 30.000 \text{ MPa}$ } $\Rightarrow \alpha_e = 6,67$
 $P = \sigma_{p0} \cdot A_p$
 $\sigma_{p0} = 1200 \text{ MPa}$
 $M_{gp} = 2000 \text{ KN.m}$
 $\Delta M_{carico} = 1000 \text{ KN.m}$



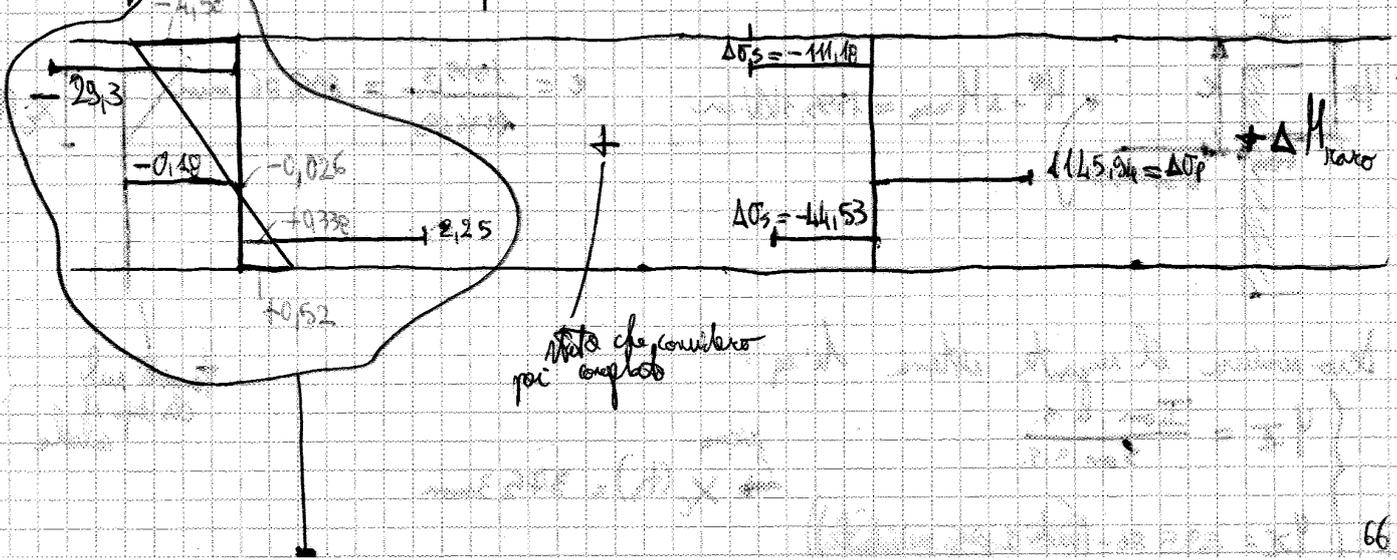
considero la
 rete interamente reagente

$+ \Delta M_{carico} \Rightarrow$ vedo che $\sigma_{conf} > f_{ctm}$

la sezione si propaga,
 quindi non è lecito applicare
 il p.a. e per considerare
 ΔM_{carico}

il calcolo lo ripeto con;

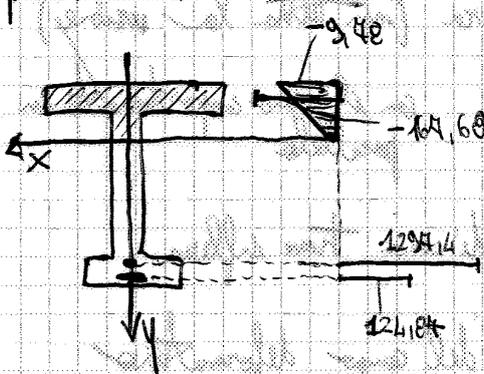
ricorro lo stato tensionale nel cr. e calcolo quello delle armature, moltiplicando
 per α_e le tensioni del cr. posto allo stesso livello delle armature:



stato che considero
 per completo

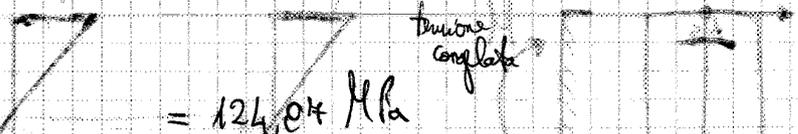
→ $S_{on, a.s.} = 66,643 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$

Introduco un nuovo D.d.R. con origine in corrispondenza dell'asse di
 Ripartizione:



$$\sigma_{1, max} = \frac{M^k}{S_{on, a.s.}} \cdot x_c(t_{top}) = \frac{1436,09 \cdot 10^3}{66,643 \cdot 10^6} \cdot (-375,3) = -9,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \left[\frac{1436,09 \cdot 10^3}{66,643 \cdot 10^6} \cdot (1400 - 375,3 - 50) \right] \cdot d_e = 169,14 \text{ MPa} + (-44,53) = 124,61 \text{ MPa}$$



A questo punto si dovranno fare le VERIFICHE DELLE TENSIONI IN
 ESERCIZIO.

$\sigma_{pm} \leq 0,75 f_{tk}$: nel D.H.

$\sigma_{pm} \leq 0,00 f_{yk}$: nell'EC2

per verificare se i calcoli sono giusti, si può verificare la relazione in tutte le sezioni trasversali in corrispondenza delle quali calcola $\{\epsilon\}$ e $\{\sigma\}$ e dovrà verificare che:

$$C + S + S' = 0$$

4	E	O ₁	O ₂	O ₃	AC
1	1	1	1	1	1

$$\epsilon_c = -3,5\% + \frac{|3,5\%| \cdot y}{x_c}$$

la $\{\epsilon\}$ trovata, oltre a rispettare la congruenza, rispetterà anche l'equilibrio. Per ciò con calcolare la curvatura delle deformazioni.

$$\left(\frac{1}{\kappa}\right) = \frac{E_{inf}^{\oplus} - E_{sup}^{\ominus}}{h} \quad [mm^{-1}]$$

in modo da $C + S + S' = 0$

curvatura in corrispondenza di cui ho i momenti → arcata nel diagramma M

Calcolo di corrispondente momento / facendo il momento di tutte le forze rispetto al baricentro della armatura tesa e così ho un punto nel diagramma $M-Q$.

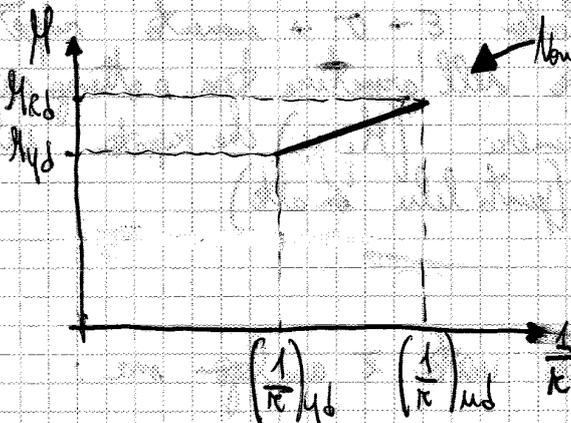
Per lo SLU faccio un ragionamento analogo, faccio però polo in corrispondenza di $\epsilon_c = -3,5\%$



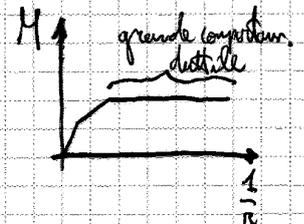
$$\left(\frac{1}{\kappa}\right)_u = \frac{|3,5\%|}{x_c}$$



ha:



Non è un scala perché in realtà lo è.



INERTEZZA DEL MOMENTO M-Z:

Nelle strutture in c.a., nel momento in cui deformo la struttura e dunque interviene il p.p., si ha fessurazione.

Nella precompressione integrale, anche nella c.c. rara non deve accadere fessurazione, infatti il cambio di inclinazione si verifica per un momento $> M_{c.c. rara}$. Se A_p hanno varie caratteristiche di aderenza al ds \rightarrow generano fessure relativamente grandi \rightarrow struttura non nell. devibile. Invece, l'armatura ordinaria ha migliori caratteristiche di aderenza.

perché l'apertura delle fessure è legata allo scorrimento tra acciaio e ds (nella formula dell'apertura delle fessure c'è $E_{cm} - E_{sm}$)

La Norma italiana richiede, ^{NELLE TRAVI} in ogni caso, la presenza di armatura ordinaria \rightarrow anche in ambienti aggressivi si ammette fessurazione.

Nei solai alveolari prefabbricati (non c'è armatura lenta) \rightarrow c'è solo A_p \rightarrow anche per c.c. rara no fessurazione.

Metteno armatura ordinaria, ^{a partire da M_{p0}} avrà un quantitativo di A_p minore rispetto al caso di precomp. integrale \rightarrow avendo ci meno A_p si avrà minore $P_{precomp}$ \rightarrow al momento di fessurazione (che dipende da $P_{precomp}$) diminuirà, e diminuirà maggiormente tanto più, a parità di M_{p0} , aumenti l'armatura ordinaria.

SVANTAGGI nell'introdurre armatura ordinaria:

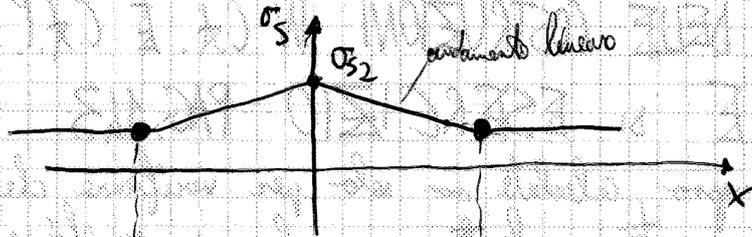
- $P_{precomp. minore}$ \rightarrow nelle testate di precompressione si avranno tensioni di trax. a causa della influenza più piccola \rightarrow minori quantità dell'armatura di fessaggio

- ~~meno~~ scorrimento prima rispetto alla sezione in c.a.p. integrale

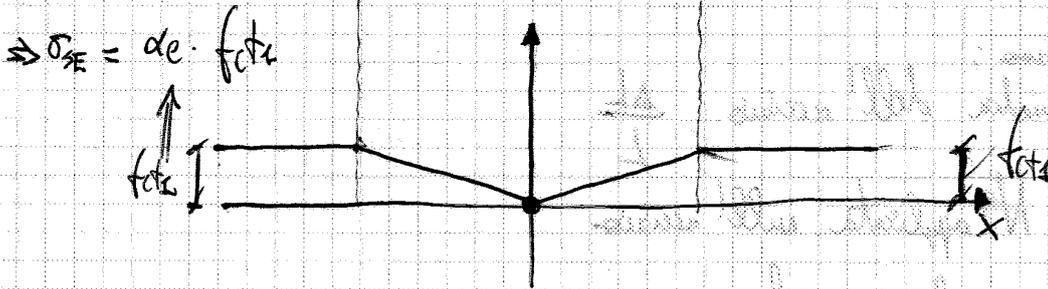
\rightarrow maggiore duttilità rispetto a c.a.p. perché A_p ha duttilità comparabile con quella dell'acciaio ordinario compresa tra la classe A e B.

SVANTAGGI (attacco dal lavoro)

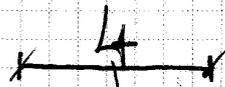
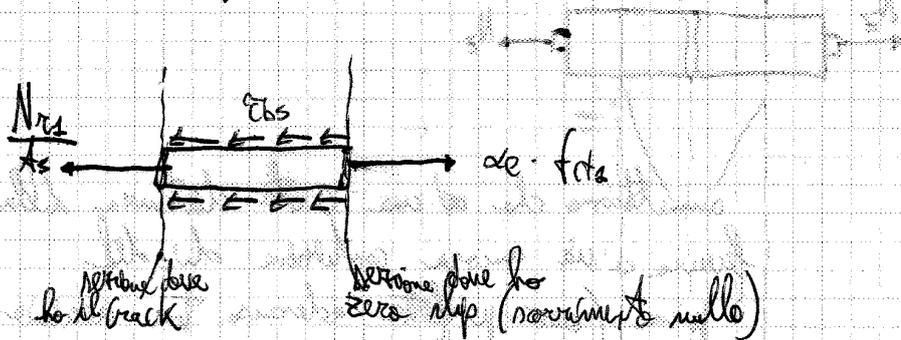
- minore durabilità della struttura in seguito alla possibilità di fessurazione



lontano dalla fessura avrà perfetta adesione e dunque sull'acciaio avrà:
 $\sigma_{SE} = \alpha_e \cdot \frac{N_{res}}{A_{com}}$ (pari più piccola di σ_{s2} perché nella fessura il unico elemento reagente è l'acciaio, mentre lontano dalla fessura ha anche il contributo del ds)



Durante la prova si ha (provato, isolato, la barra):



lunghezza di trasmissione: quella in cui si ha zero slip

Equilibrio delle forze in direz. orizzontale:

$$\pi \frac{\phi_s^2}{4} \frac{(f_{ctd} \cdot A_{com})}{N_{res}} = \pi \frac{\phi_s^2}{4} \alpha_e f_{ctd} + \sigma_{bs} \cdot \pi \phi \cdot L_t$$

$$\pi \frac{\phi_s^2}{4} \cdot \left(f_{ctd} \cdot \frac{A_c}{A_s} + \alpha_e f_{ctd} \right) = \pi \frac{\phi_s^2}{4} \alpha_e f_{ctd} + \sigma_{bs} \cdot \pi \phi \cdot L_t$$

Amplitude della femura W :

data una distribuzione di femure nel tirante, il passo delle femure finali è compreso tra due limiti:

$$L_f \leq s_{rc} \leq 2 \cdot L_f$$

nelle norme si aggiunge un termine legato al capofemore

Se norme ipotizzavo che il passo finale delle femure sia pari a quello max, cioè le due femure a cavallo di quella più grande (per cui si calcola W) distano da essa di L_f entrambe (\rightarrow in tutto $2L_f$).

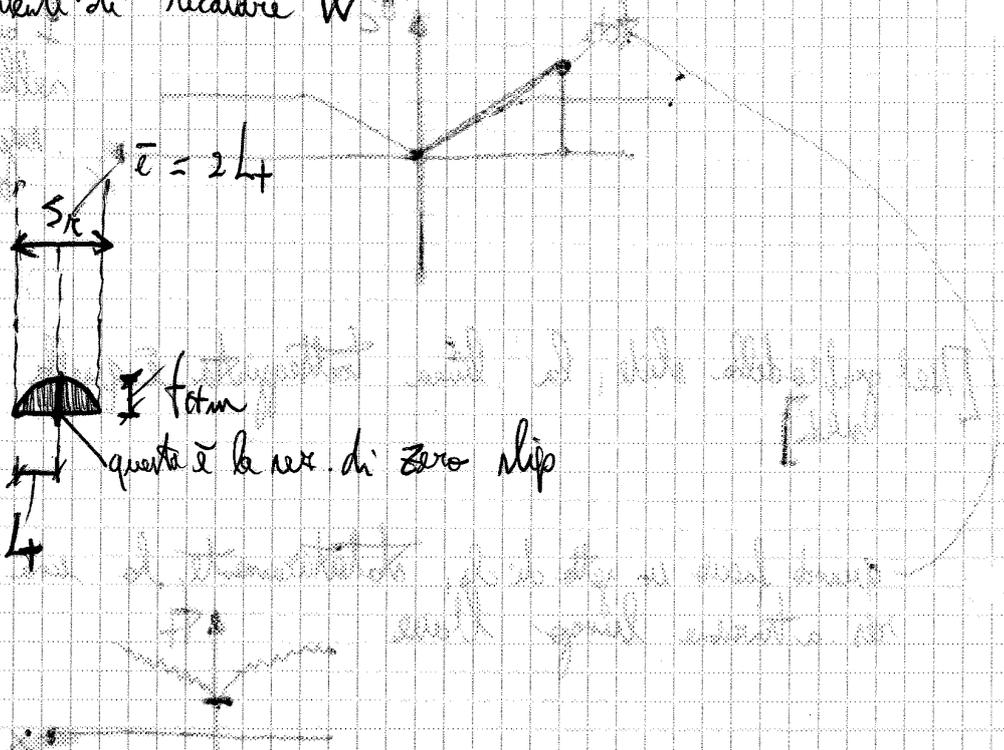
Moltiplicando $s_{rc, max}$ per la def. media relativa tra acciaio e ds si ottiene l'apertura delle femure W :

$$W = s_{rc, max} (E_{sm} - E_{cm})$$

$$s = u_s - u_c$$

$$\dot{s} = \frac{du_s}{dx} - \frac{du_c}{dx} \quad \bar{e} \quad E_{cm}$$

$\downarrow W = \dot{s} dx$: l'integrazione di questa eq. differenziale mi consente di ricavare W



Se l'andamento fosse perfettamente parabolico $\rightarrow k_f = \frac{2}{3} = 0,66$ (in realtà non è perfettamente parabolico (vedi disegno in altre pag. precedente).

Per passare dall'analisi del tirante a quella della trave si individua un'area efficace di d terzo (si considera una sorta di tirante che si viene a creare nella parte tesa della trave inflessa).
 (spesso, il progettista usa $h_{c,ef} = 2,5(h-d) = 2,5d'$).

Nel caso di c.a.p.:

l'acciaio di precompressione presenta caratteristiche di aderenza inferiori a quelle dell'acciaio ordinario

$$\bar{\mu} = \frac{\sigma_{bp,k}}{\sigma_{bs,k}}$$

$\sigma_{bp,k}$ / tensione di aderenza nel precomp.
 $\sigma_{bs,k}$ / tensione di aderenza nel c.a.

È possibile sostituire l'acciaio di precompressione (presente nella parte tesa della trave inflessa) con un'armatura ordinaria che presenta un'area pari a $\bar{\mu}^2 A_p$

ϕ_p diametro (nel caso di barre di precompressione)
 ϕ_p diametro equivalente (nel caso di trafilati)

EC2 6.8.2:

$$\phi_p : \begin{cases} 4,16 \sqrt{A_p} \rightarrow \text{barre in gruppo} \\ 4,75 \phi_{wire} \rightarrow \text{trafilati} \\ 1,20 \phi_{wire} \rightarrow \text{traccia} \\ \text{filo singolo} \end{cases}$$

ϕ_{eq} (: ϕ_1 : barre di tipo 1
 ϕ_2 : " " " 2)



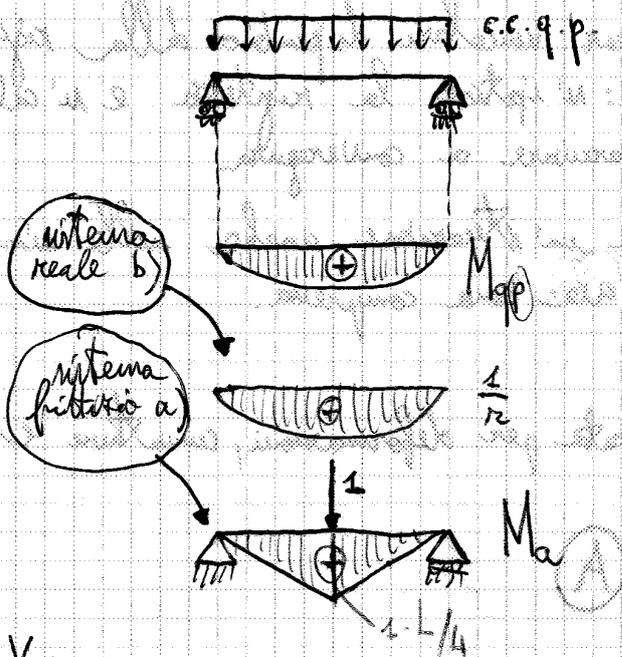
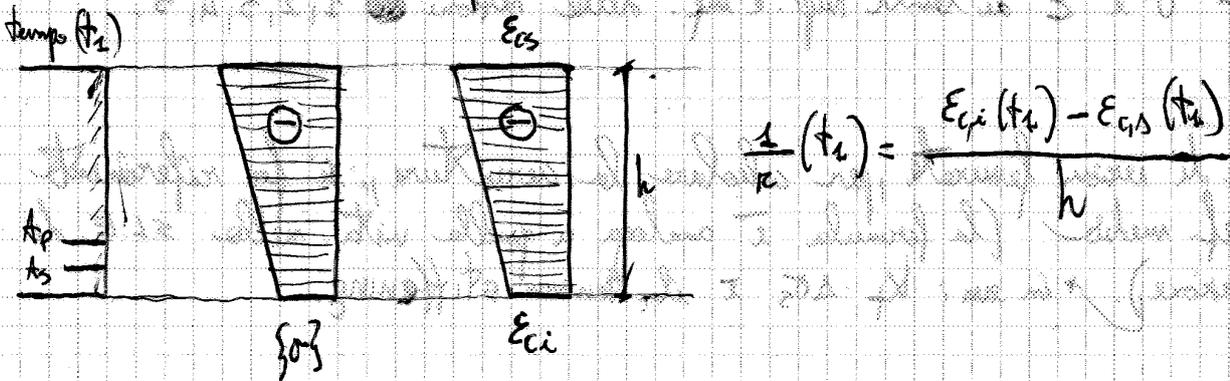
TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P. 29-01-2013

S.L.E. DI DEFORMAZIONE PAG. 154

frecce differenziale: è la freccia totale (a lungo termine) meno la freccia di peso propria (cioè quella prima di mettere gli elementi portanti)

METODO GENERALE: si basa sull'integrazione delle curvature medie della sezione

N.B.: le frecce vanno calcolate per la c.c. quasi permanente (→ la sezione è solitamente non fessurata, quindi il valore della curvatura è semplice).



P.L.V.

$$1 \cdot f_{qp} = \int \rho_a \left(\frac{1}{r} \right) dz$$

è il dz perché i mom. flettenti compiono lavoro con una rotazione

$$\left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s} \right) \approx \left(\frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)$$

cr: sta per "cracking" → mi riferisco al mom. di fessurazione.

ANCHE
Per determinare l'effetto del fluage aggiungiamo l'espressione (A), calcolando le frecce con:

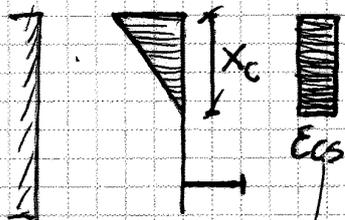
$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \psi}$$

SHRINKAGE CURVATURES:

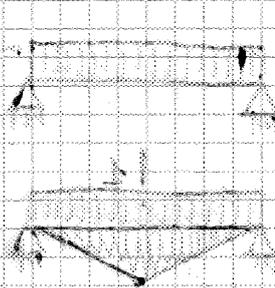
faciamo un discorso generale. da curvatura per effetto di def. impresse etc

$$\bar{\mu}_x = \frac{\int E_c \psi y dx}{E_{c,om} \cdot I_{c,om}}$$

In sezione fessurata si ha:



solo acciaio nella parte compressa di cls



mom. statico delle aree che subiscono def. impresse (solo delle aree compresse di cls)

dunque, in questo caso :

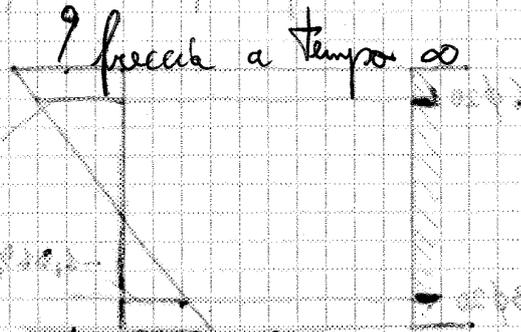
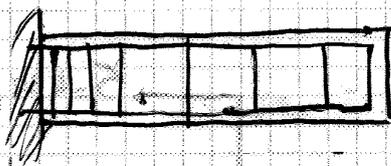
$$\bar{\mu}_x = \frac{\int E_c^{(eff)} \cdot E_{cs} y dx}{E_c^{(eff)} \cdot I_{c,om}} = \frac{E_{cs} \int y dx}{I_{c,om}}$$

per tenere conto dell'interazione tra ritiro e fluage

$$\int y dx = S = S_c + S_s = 0 \Rightarrow S_c = - \alpha_{e,eff} \cdot S_s$$

mom. statico delle armature

APPLICAZIONE TEMA D'ESAME



solgimento

- 1) Calcolo di M_{Rd} della trave.
- 2) Calcolo del carico quasi permanente, tale che:

$$M_{qp\max} = \frac{1}{2} M_{Rd}$$

$$M_{qp\max} = q_{qp} \cdot \frac{L^2}{2} \quad \text{nella sez. di incastro}$$

\Downarrow

$$q_p = \frac{M_{Rd}}{L^2}$$

- 3) Calcolo le forze indotte dal carico q_p :

- calcolo della freccia dovuta al fluage, mediante il metodo bilineare

- 4) Calcolo della freccia dovuta a ritiro (metodo bilineare)

risultando il ipotesi che fluage e ritiro siano indipendenti (anche se nella formula ho $\epsilon_c(t)$)

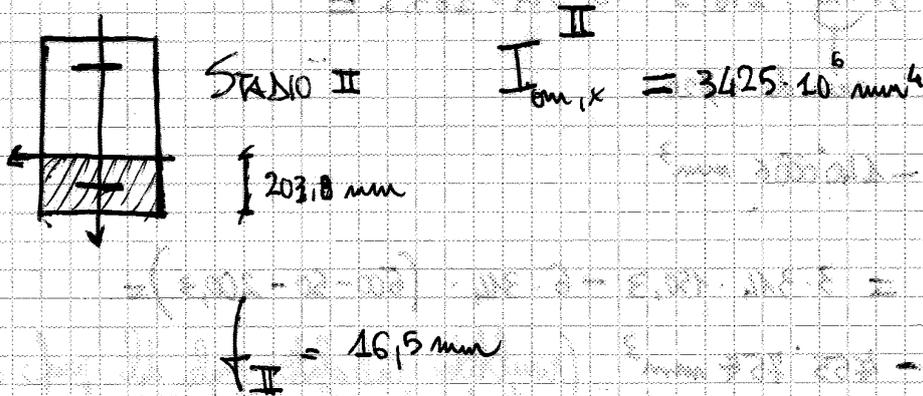
- 5) Calcolo la freccia totale come somma di 3 e 4 \Rightarrow sovrapp. effetti

$$I_{0m,x}^I = 5 \cdot 10^9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

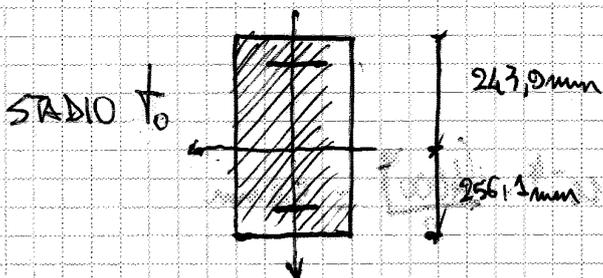
da N/mm^2 a $kN/mm^2 \Rightarrow$ moltiplicare per 10^3 .
 Nel calcolo delle forze usare kN e m .

$$f_{II} = 14,0 \text{ mm}$$

In stadio II lo:



Il M_{gp} viene applicato al tempo t_0 (\Rightarrow faccio riferimento ad E_c reale, non efficace).
 cioè per calcolare M_{fess} .



$$I_{0m,x}^{(t_0)} = 3424 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M_{fess} = f_{ctm} \cdot \frac{I_{0m,x}^{(t_0)}}{y_{fess,max}}$$

$$= 2,6 \cdot \frac{3424 \cdot 10^6}{243,9} \cdot 10^{-6} = 357 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{oc} < M_{gp} \Rightarrow$ la sezione è sicuramente fessurata per M_{gp} .

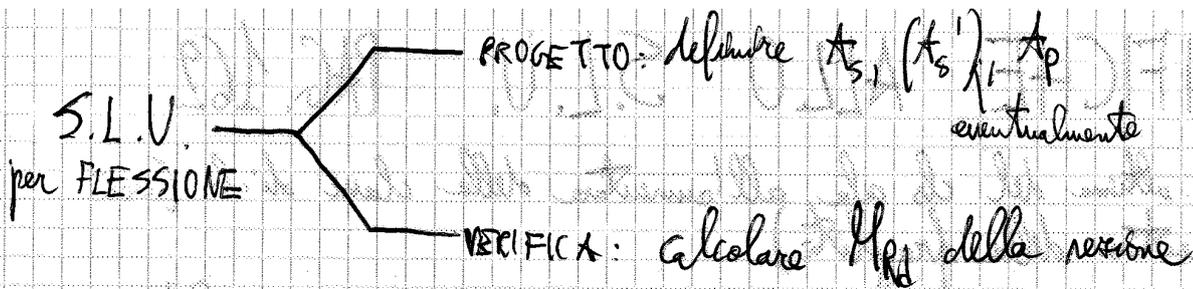
~~Calcolo~~ Calcolo: $\frac{M_{oc}}{M_{gp}} = 0,24$

In questo caso: $\frac{l}{d} = 6,15 \Rightarrow$ col metodo semplificato si progetterebbe l'armatura con ...

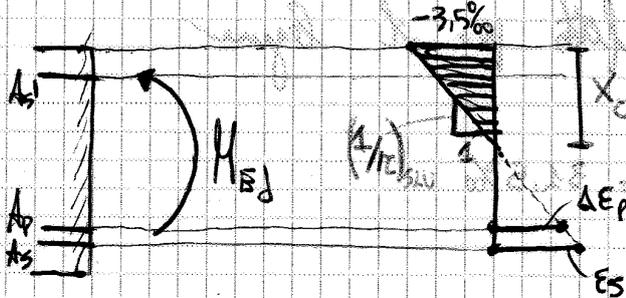
flussi e rotore a tempo ∞

- t_0 è per la definizione di z per calcolare M_{CR} , perché la res. rilevava a tempo t_0
- $\frac{l}{d} = 6,15$. Consideriamo $\rho = 4\% \Rightarrow$ curci:
 $h = 871$ mm di d sopra la res non va richiesta!

- STADIO I: res. interamente reagente a tempo ∞
- STADIO II: res. parzialmente reagente a tempo ∞
- VB PPO t_0 : ~~res~~ res. interamente reagente prima di intervenire il M_{CR}



Ma verifico mi ha:



1) Normalmente, se non è esplicitamente richiesto, si utilizza diagramma elastico-perf. plastico per l'acciaio \Rightarrow la rottura è solo lato ds \Rightarrow ipotizziamo che la configurazione deformata a S.L.U. preveda ϵ_{ds} a rottura $\approx -3,5 \text{ ‰}$

2) Finita $x_c \Rightarrow$ conosci $\left(\frac{1}{r}\right)_{SLU} = \frac{|-3,5\text{‰}|}{x_c} \Rightarrow$ grazie a tale

curvatura posso calcolare le def a qualsiasi livello. Faccio un s.d.k. a livello dell' A.N. e dunque:

$$\epsilon_z = \left(\frac{1}{r}\right)_{SLU} \cdot y$$

Metodo generale: lo uso se la sezione ha forma variabile

3) si fa variare x_c finché $C + S + S' = 0$ (case equilibrio alla traslazione di tutte le forze orizzontali)

4) si calcola al momento di tutte le forze (è un vettore libero) \Rightarrow lo si può calcolare rispetto a qualunque punto (collettamente rispetto al baricentro dell'armatura tesa).

Se la sezione fosse a T e X_c sia nell'armatura \Rightarrow

\Rightarrow f_{c1} si calcola considerando tutto il rettangolo di dimensioni $B - X_c$ a cui si toglie f_{c2} relativa ai rettangoli fessurati.



$p1 = \rho$ e $p2 = \rho$ non è adatta - vuol dire che il

il momento netto - vuol dire che il



il momento netto - vuol dire che il

il momento netto - vuol dire che il

$$p1 + p2 = p3$$

il momento netto - vuol dire che il

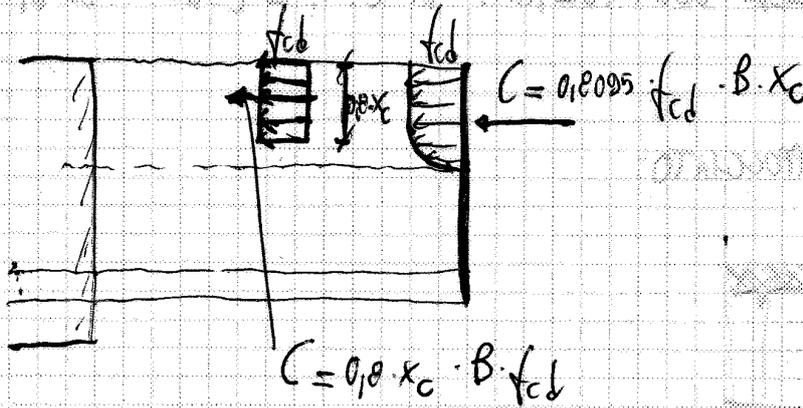
il momento netto - vuol dire che il

il momento netto - vuol dire che il

$$0 = \rho_1 b h^2 + \rho_2 b h^2 + \rho_3 b h^2 + \rho_4 b h^2 = 0$$

$$\frac{(b-b')}{b} \rho_1 + \frac{(b-b')}{b} \rho_2 = \rho_3 \quad (\text{per il momento netto})$$

Ripetiamo la dist. delle tensioni:



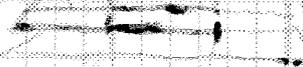
Adobbiamo la parabola-rettangolo.

Scriviamo l'eq. alla trasl. orizzontale di tutte le FORZE (non delle tensioni):

$$0,18095 \cdot 44,14 \cdot \underbrace{500}_{\substack{\text{interasse} \\ \text{nerature} \\ \text{consideriamo} \\ \text{il singolo travetto}}} \cdot X_c = 1455,4 \cdot \underbrace{(120 + 40)}_{\Sigma A_{p_i}}$$

EQUAZ. IN FORMA CHIUSA IN X_c

interasse
nerature
consideriamo
il singolo travetto)



Non abbiamo scelta di procedere per tentativi

quando il problema è NON LINEARE (cioè quando qualche armatura è in campo elastico o quando c'è $N \neq 0$).

$$\Rightarrow X_c = 40,61 \text{ mm}$$

* questa X_c corrisponde la curvatura:

$$\left(\frac{1}{\kappa}\right)_u = 9,649 \cdot 10^{-5} \text{ mm}^{-1}$$

ultima

APPLICAZIONE 2

Tenere conto dell'incremento dell'acciaio in campo plastico \Rightarrow per forza devo fare il procedimento iterativo (cioè forma chiusa come prima).

Calcolo

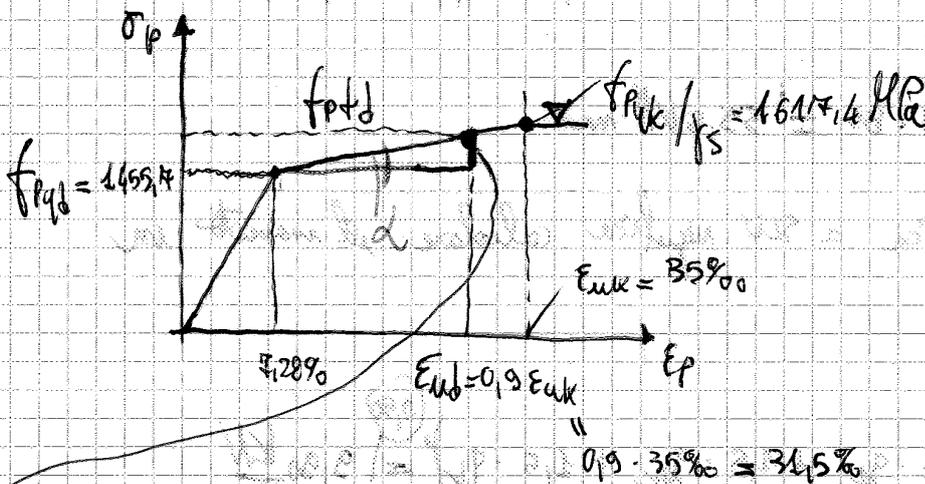
1) Proprietà meccaniche di calcolo dei materiali

$$f_{cd} = 985 \cdot \frac{40}{1,5} = 26,64 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 0,9 \cdot \frac{1650}{1,15} = 1455,4 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_p = \frac{1300 \text{ MPa}}{200000} = 6,50\%$$

$$\epsilon_{yk} = \frac{1455,4}{200000} = 7,28\%$$



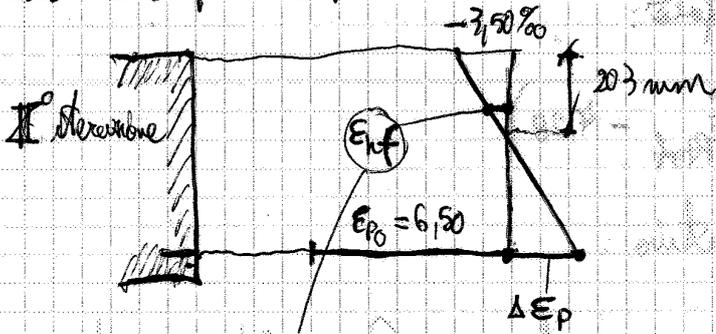
$$f_{gd} = \frac{1617,4 - 1455,4}{35 - 7,28} = 5,03 \frac{\text{MPa}}{(\epsilon \cdot 1000)}$$

Il valore verticale rilevante:

$$\Delta f = 5,03 \cdot 24,22 = 121,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow f_{td} = f_{yk} + \Delta f = 1455,4 + 121,2 = 1576,6 \text{ MPa}$$

All' esame fare 3 tentativi.



$$\Delta \epsilon_p = \frac{3,5}{203} \cdot (203 - 150) = 7,40 \%$$

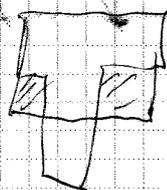
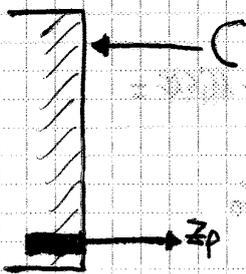
$$\epsilon_{p, tot} = 6,50 + 7,40 = 14,20 \%$$

Casi alla base della parabola

$$\epsilon_{hf} = \frac{3,5}{203} \cdot (203 - 150) = 0,914 \%$$

$\beta_1(0,914) = 0,3843$ → valore lontano da 0,8 → non può usare distrib. rettangolare

$$\beta_2(0,914) = 0,3483$$



1495,0

$$z_p = f_p \cdot A_p = [1455,4 + 503 \cdot (14,20 - 7,20)] \cdot 1350 = 2020 \text{ kN}$$

La risultante C si divide in 2 parti: R_{C1} e R_{C2}

$$R_{C1} = 0,8095 \cdot 26,64 \cdot 500 \cdot 203 \cdot 10^{-3} = 2191 \text{ kN}$$

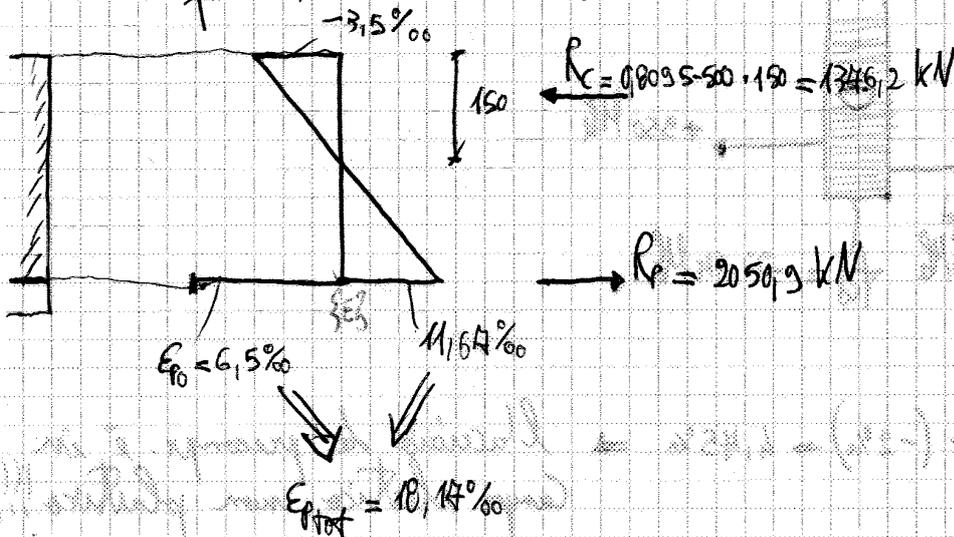
$$R_{C2} = 0,3843 \cdot 26,64 \cdot 300 \cdot 53 \cdot 10^{-3} = 164 \text{ kN}$$

non si trova perché riferita ad area rettangolare

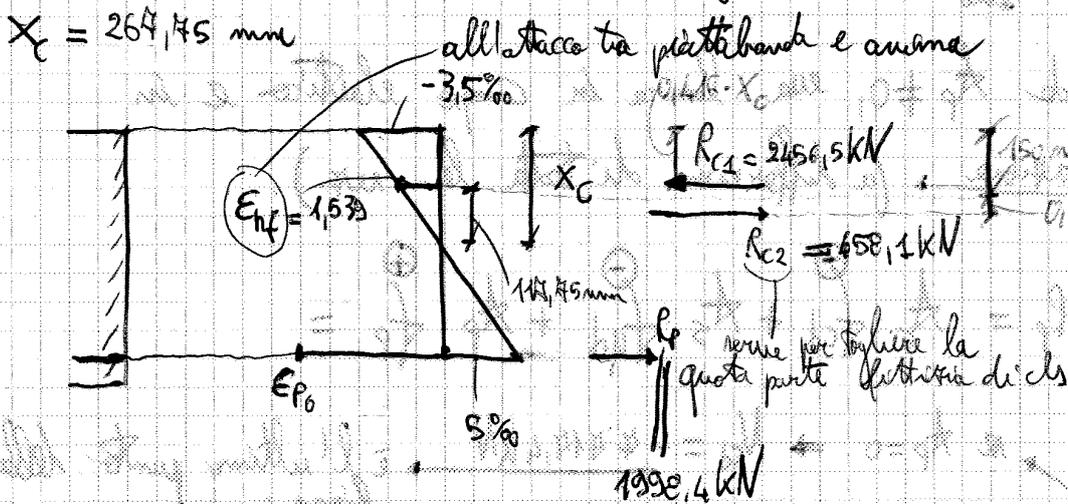
TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P. 06-05-2013

APPLICAZIONE 2 fatta la box scorsa

1° tentativo fatto: l'asse neutro rimane all'interno della piastrina



Dopo alcuni tentativi si ottiene, a convergenza:



nuovi stati utilizzati:

$$\beta_1^* (\epsilon_{nf}) = 0,5742$$

$$\beta_2^* (\epsilon_{nf}) = 0,3624$$

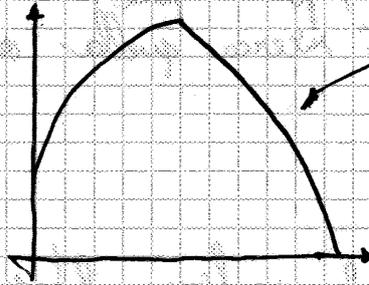
$$\rightarrow R_{c1} + R_{c2} + R_p = 0$$

$$\uparrow (A_p): M_{ed} = 1113,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

• se $A_p = 0 \Rightarrow M_{ed} = -142,0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

• se $A_p = 90 \text{ mm}^2 \Rightarrow M_{ed} = +41,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$

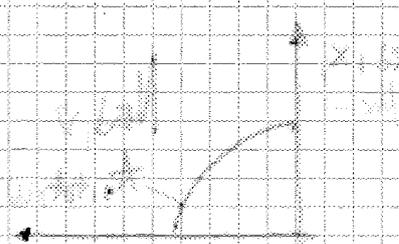
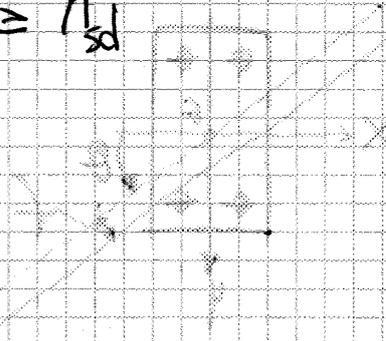
Maestro siamo abituati a vedere diagrammi di interazione così:



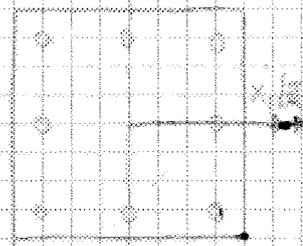
è riferito ad armature disposte simmetricamente rispetto al baricentro della sez. di c.a.

nel nostro caso, a causa della non perfetta simm. delle armature rispetto al baricentro della sola sez. di c.a., ho che il punto finale non è in corrispondenza dell'ave delle asse ($M_{ed} = 0$), ma un po' fuori ($M_{ed} \neq 0$).

VERIFICA: $N_{ed} = N_{sd}$ e $M_{ed} \geq M_{sd}$



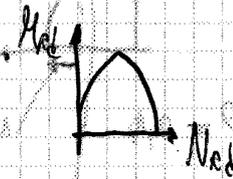
Si come la N_{Ed} ha doppia simmetria si riporta solo una parte.



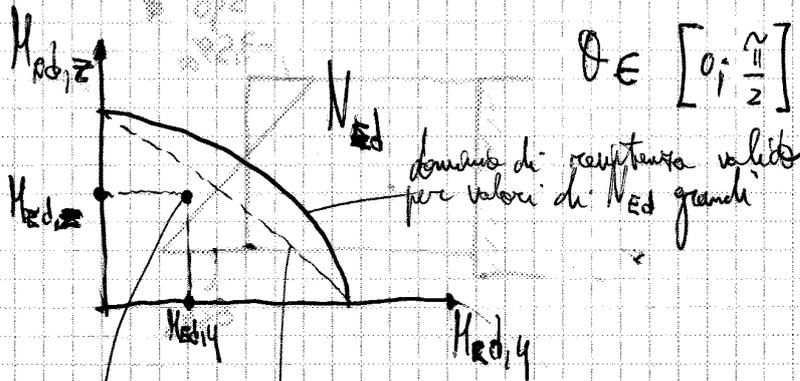
→ si ottiene, così, il DIAGRAMMA * ROSETTA.

All'aumentare di N_{Ed} , il dominio di resistenza, fino ad un certo valore tende ad espandersi; dopo tale valore, un aumento di N_{Ed} produce la capacità flessionale. È un po' come il diagramma di interazione che costruiamo.

$V=0.14$



CRITERIO SEMPLIFICATO per le verifiche di resistenza:

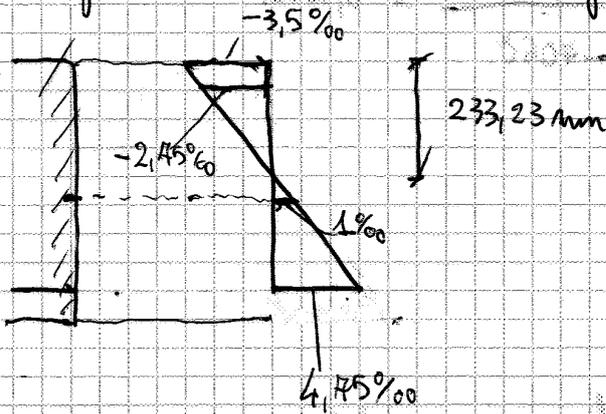


dominio di resistenza rettilineo per N_{Ed} piccoli

Verifica: tale punto deve essere interno al dominio di sicurezza.



A convergenza si arriva ad una config. deformata con:



$$R_C = 1925,84 \text{ kN}$$

$$R'_S = 368,64 \text{ kN}$$

$$R_{S, H} = 1259,2 \text{ kN}$$

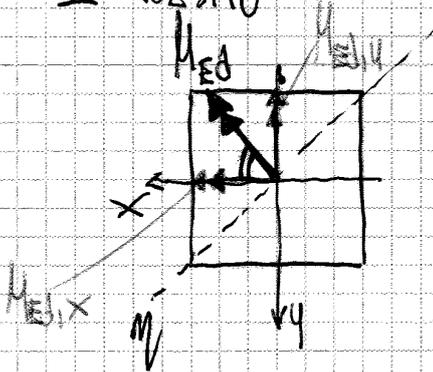
$$R_S = 368,64 \text{ kN}$$

entrambi sono praticamente

$$M_{Ed} = -4800 \text{ kN}$$

$$M_{Ed, H} = 545,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2° QUESTIONE



$$M_{Edx} = M_{Edy} = M_{Ed} \cdot \cos 45^\circ = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot M_{Ed}$$

Il dominio di resistenza relativo a questa configurazione può essere ottenuto considerando l'equazione;

$$\left(\frac{M_{Edx} \frac{\sqrt{2}}{2}}{M_{Rdx}} \right)^2 + \left(\frac{M_{Edy} \frac{\sqrt{2}}{2}}{M_{Rdy}} \right)^2 \leq 1$$

Al condizioni limite si ha

$$M_{Edx} = M_{Edx, \text{max}}$$

$$M_{Edy} = M_{Edy, \text{max}}$$

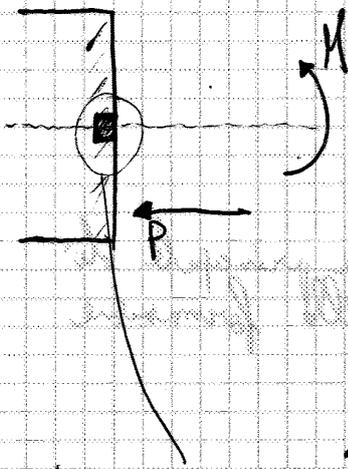
⇒ perciò la quantità esattamente = 1

rappresentano i valori di M_{Ed}

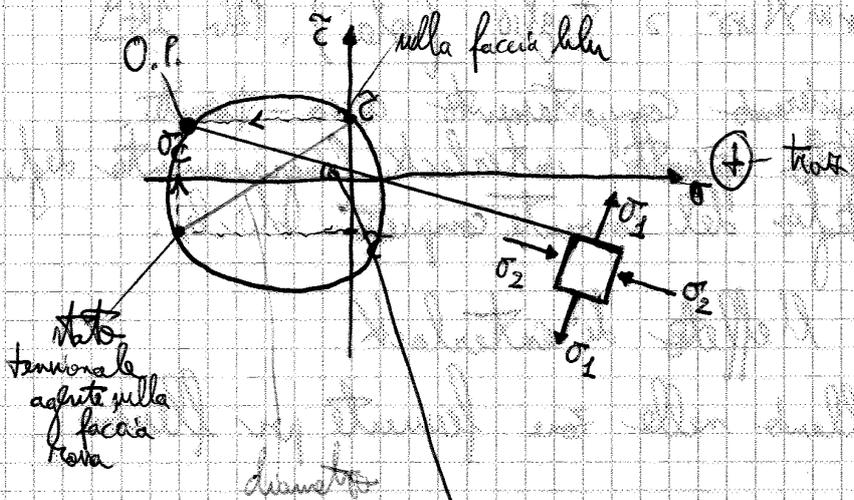
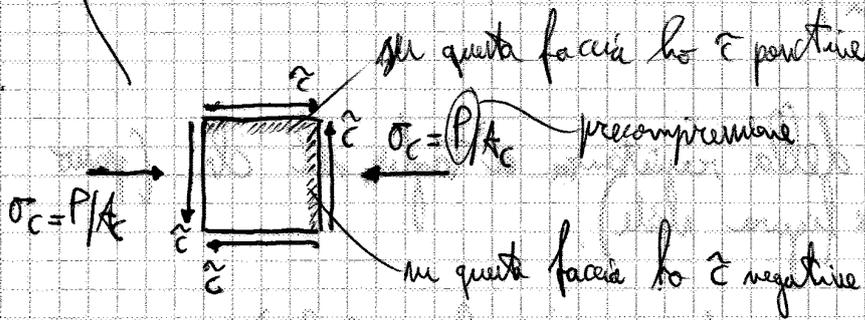
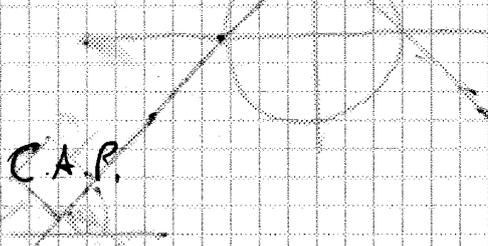
sono nel bordo del diagramma ⇒ sono su M_{Ed}

S.L.V. PER TAGLIO PAG. 146

Elemento infinitesimo di chs posizionato a livello dell'asse baricentrico della sezione:



C.A.P.



la presenza della precompressione ha prodotto l'inclinazione del piano in cui agiscono le tensioni principali

Nel caso del C.A. (no P):



→ otteniamo un cerchio di Mohr di taglio puro

Da verificare, in particolare per gli elementi pretesi (solai alveolari) (con elementi pretesi di staffe) vi sono situazioni in cui $M_{Ed} \geq M_{Fen}$ per sezioni lontane dall'appoggio.

Vicino all'appoggio se $M_{Ed} \leq M_{Fen} \Rightarrow$ la fessurazione non si ha al fondo inferiore, ma in corrispondenza dell'antiverfessurazione dovuta al taglio).

La formula di Luransky è un' approssimazione, perché essa può essere applicata ad una certa distanza dal punto di applicazione delle forze.

$$\sigma_{ct} = -\frac{\sigma_{cp}}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_{cp}^2 + 4\tau^2}$$

$$f_{ctd,0.05} = -\frac{\sigma_{cp}}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_{cp}^2 + 4\tau^2}$$

$$(2 f_{ctd,0.05} + \sigma_{cp})^2 = (\sqrt{\sigma_{cp}^2 + 4\tau^2})^2$$

$$4 f_{ctd,0.05}^2 + 4 f_{ctd,0.05} \cdot \sigma_{cp} + 4 \sigma_{cp}^2 = \sigma_{cp}^2 + 4\tau^2$$

risultato essere uguale a

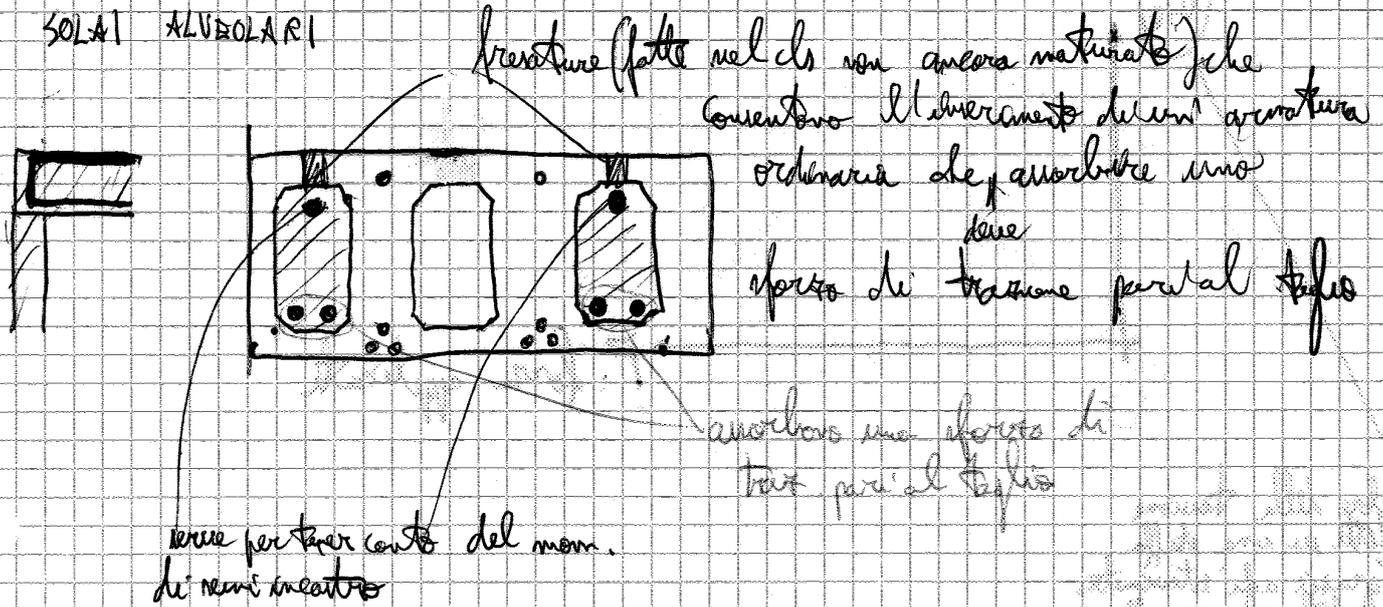
$$\tau = \sqrt{f_{ctd,0.05}^2 + f_{ctd,0.05} \cdot \sigma_{cp}}$$

$$\frac{V_{sd} \cdot S_x}{I_x \cdot b_w}$$

Stango $V_{Ed} = V_{sd,c}$ che produce fessurazione d'anchora in una sezione con intradossa non fessurata.

Il momento di trazione nelle correnti top è tenuto conto di la
variazione del dispreziamo di momento (la si fa solo nelle zone
ove il corrente è fermato)

SOLAI ALVEOLARI



Elementi dotati di armatura a taglio (travi) pag. 103

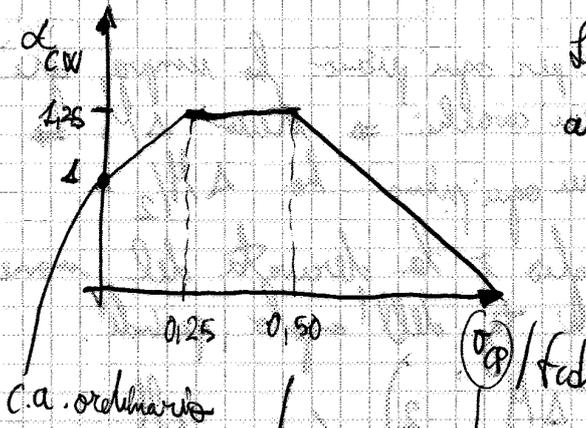
l'effetto della precompressione è stato studiato negli anni 60-70
tramite diverse campagne.

* **LEGGE DI HOOK ASSISTENTE.**
Se la precompressione integrale \Rightarrow le fessure sono più contenute nella parte centrale della trave

Se la precomp. diminuisce \Rightarrow la fessura si estende

es è grazie allo sforzo normale di precompres.

La precompres. fa anche diminuire l'inclinazione delle fessure rispetto all'orizzontale (lo potremmo vedere anche grazie ai cerchi di Bohr)



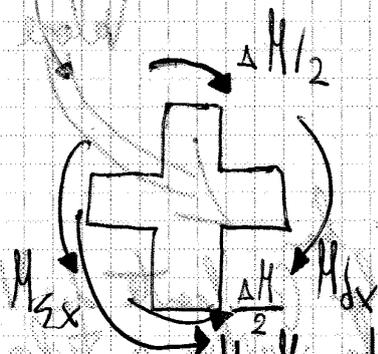
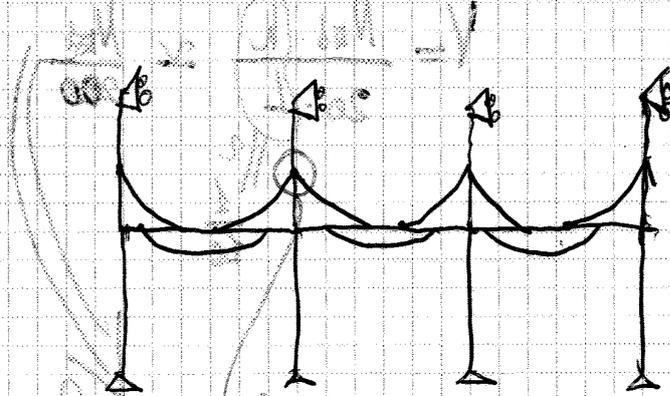
L'effetto della precompressione aumenta la resistenza delle travi compresse d'arbitrio.

più compressione
 tensione media nel c/c

[NELL'ESERCITAZIONE:

questo diagramma lo utilizzeremo per calcolare $V_{rd, max}$ nei pilastri dell'esercitazione. Noi abbiamo controventi e i tagli nei pilastri saranno piccoli.

Le travi le abbiamo studiate così:



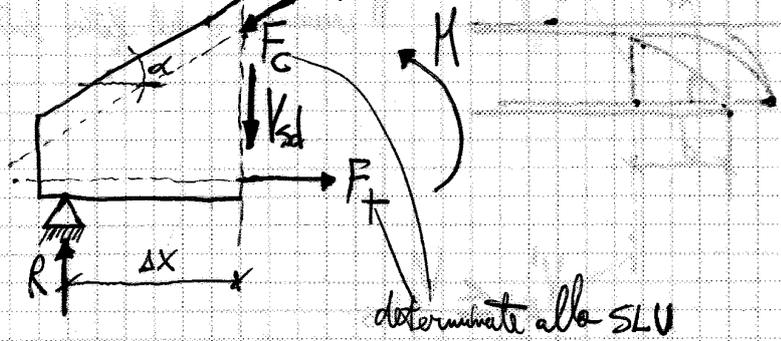
$\Delta H = M_{sx} - M_{dx}$: è bilanciato dalle colonne che convergono nel nodo. Se esse hanno la stessa rigidezza il ΔH viene ripartito in modo uguale ($\Delta H / 2$).

Per il C.A.P. bisogna tenere in conto della presenza della guaina nella definizione della larghezza nominale dell'anima $b_{w, nom}$.

2.3 Aspetti particolari PAG. 185

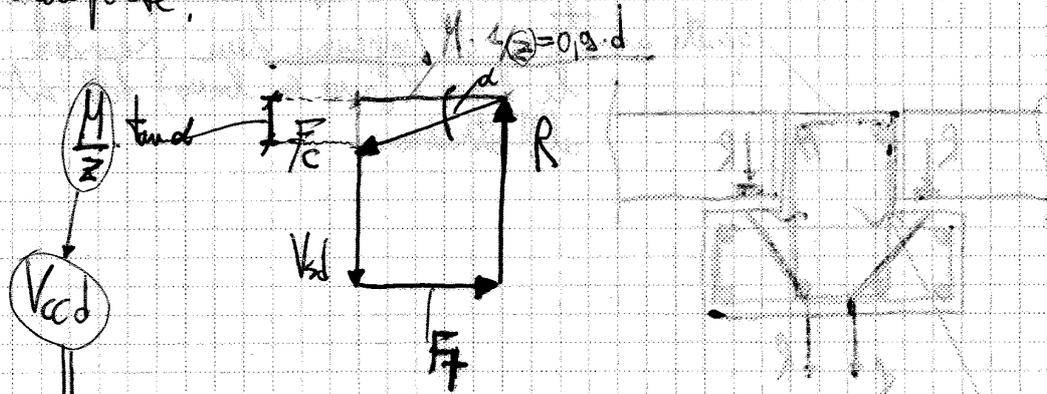
- effetto dell'inclinazione dei correnti.

a)



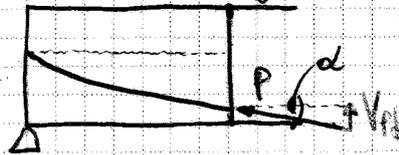
determinate alla SLU

L'equilibrio lo assicurano a garantire con la chiusura del tr. delle forze.



termine favorevole ai fini della resistenza.

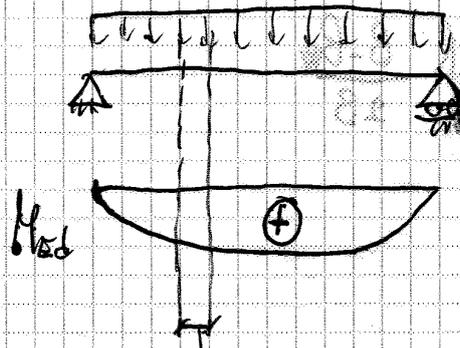
L'effetto dell'inclinazione dell'armatura di precomp. è un effetto favorevole: si riduce la quota di taglio aguzze.



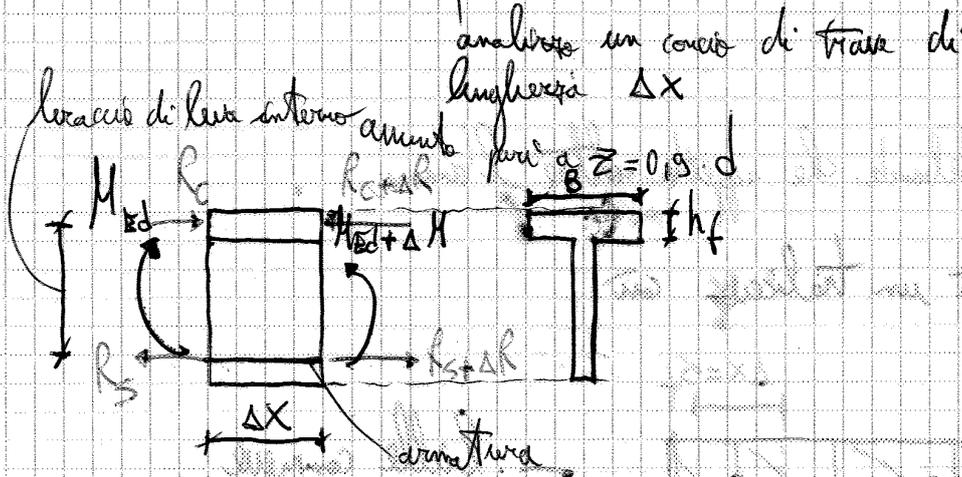
α è piccolo $\Rightarrow (\tan \alpha \approx \alpha)$: il prof. ha scritto: $\alpha \approx \gamma' = \tan \alpha$

$$P \cdot \sin \alpha = P \cdot \tan \alpha$$

Collegamento anima - piastrina:



azione totale a T

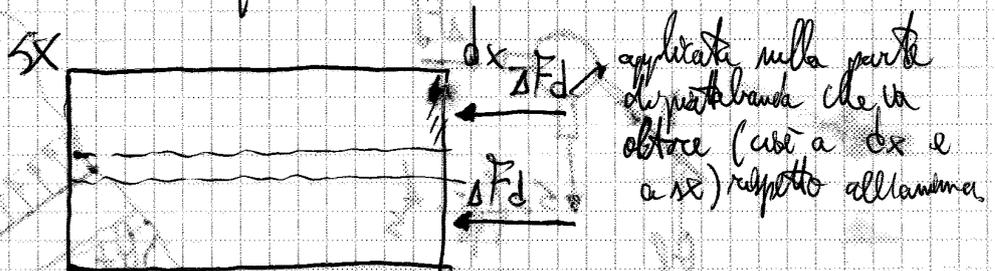


Nota M_{Ed} e $M_{Ed} + \Delta M$ è possibile calcolare R_c , R_s e $R_c + \Delta R$, $R_{s + \Delta R}$ sono indotte dai mom. flettenti:

$$\Delta R = \frac{\Delta M}{z}$$

apparentemente non risulta essere bilanciato da nulla, qual è il modello di resistenza per attribuire questo ΔR ?
 La quota parte nell'anima se la prende l'anima; la quota parte nella piastrina è con:

analizzò la pianta della piastrina dall'alto:



applicata sulla parte di piastrina che va oltre (cioè a dx e a sx) rispetto all'anima.

Domanda essere: $\sigma_c \leq v \cdot f_{cd}$

perché ci sono le tras. trasversali che vanno a ridurre la res. del cls

$$\sigma_s \leq f_{yd}$$

La tensione σ_c può essere scritta sostituendo l'espressione:

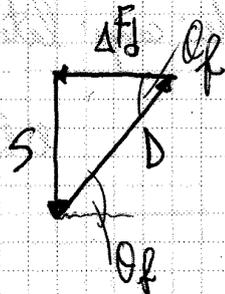
$$\textcircled{AA} \quad \sigma_c = \frac{D}{h_f \cdot s_f \cdot \sin \theta_f} \leq v \cdot f_{cd}$$

l'EC chiama questo termine come v_{ed} : tensione tangenziale ^{media} che si mobilita nelle aree gialle (vedi slide tra l'anima e la pattabanda colorate)

$$v_{ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x}$$

per noi è pari a $\frac{V}{z}$

Ora voglio esprimere σ_c (AA) tramite ΔF_d :



$$\Delta F_d = D \cdot \cos \theta_f$$

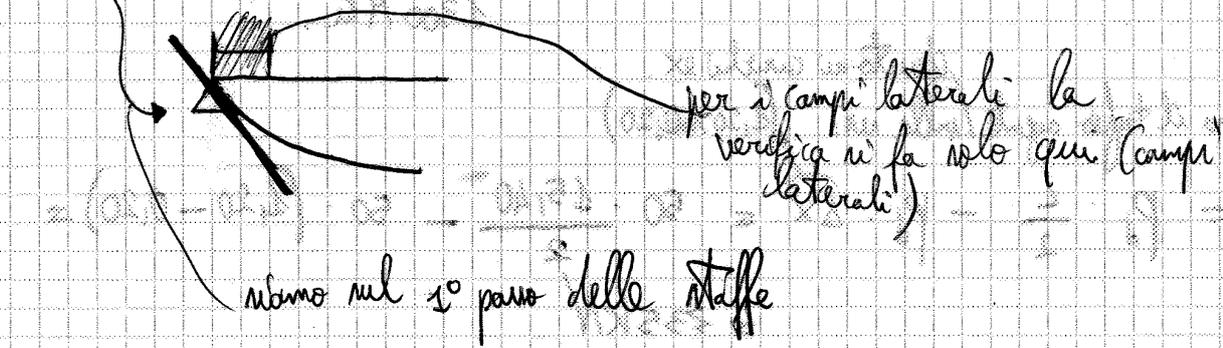
$$S = \Delta F_d \cdot \tan \theta_f \quad \textcircled{1}$$

Nella AA avrò:

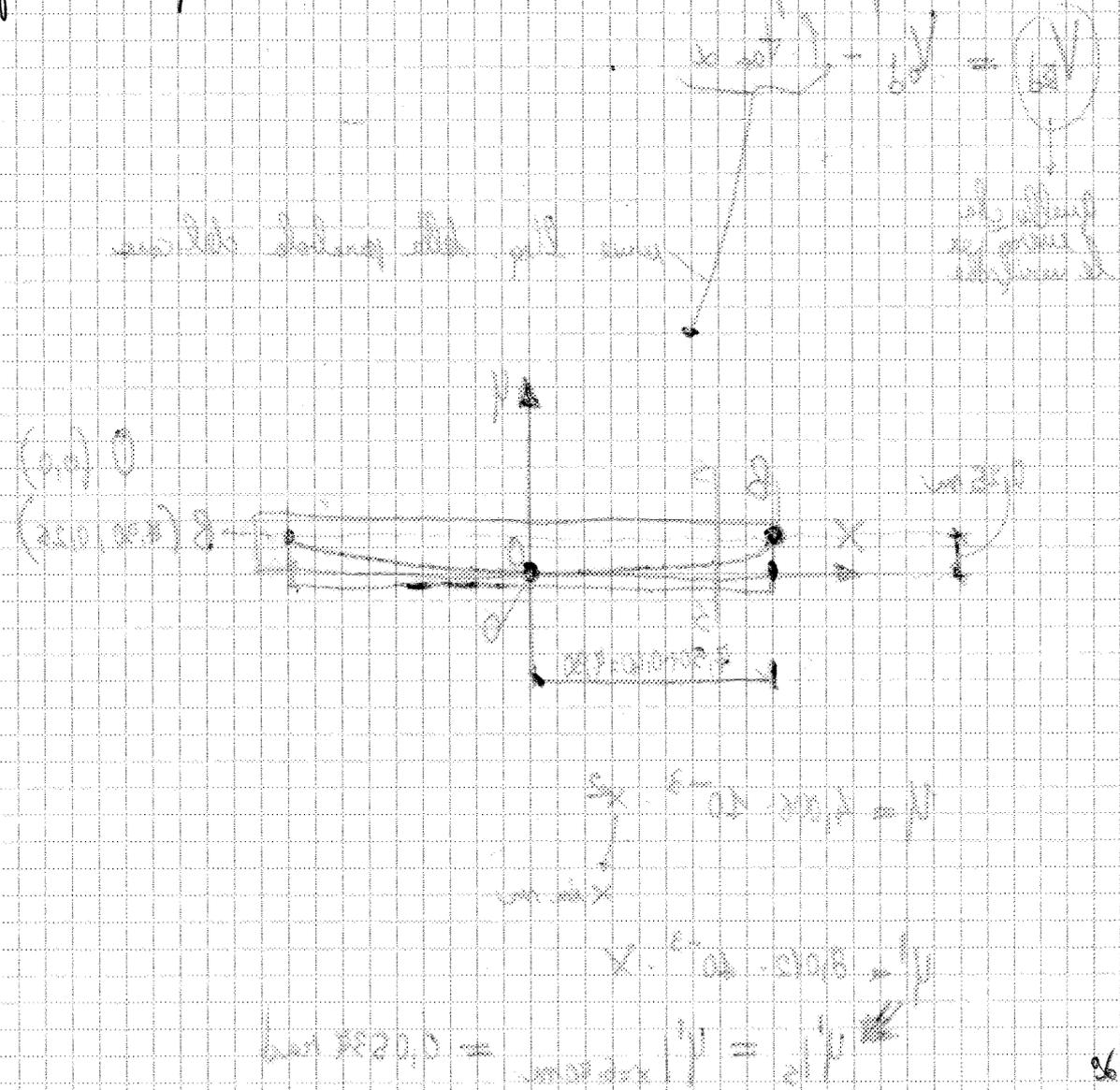
$$\sigma_c = \frac{\Delta F_d}{h_f s_f \sin \theta_f \cos \theta_f}$$

Nella zona centrale metterò $\phi 8/15$. Negli altri campi laterali, nell'ipotesi che $\cot \theta$ rimanga 2,5 (sugli edifici, solitamente è così) vado a cercare il passo delle staffe per cercare di portare il taglio agente. riducendo $\cot \theta$, aumenta $V_{Rd,S}$ e diminuisce $V_{Rd,max}$.

Il massimo rapporto $\Delta H/z$ ce l'abbiamo dove c'è la massima tangente, cioè:



Anche per i campi centrali la verifica si fa dove ho ΔH_{max} cioè al passaggio tra campi laterali e centrale.



$$\Rightarrow P. \tan \alpha = (1300 \cdot 1950) \cdot 0,0537 = -136,4 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{Rd} = 335 \text{ kN} - 136,4 \text{ kN} = 198,9 \text{ kN}$$

taglio che deve essere portato
tramite il traliccio di
Ritter-Rosch.

Verifiche:

$$- V_{Rd, \max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \geq v_s f_{cd} \frac{(\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)} = *$$

per staffe verticali

forza complessiva di compr. agitata sulla sez.

stensione media di compr.

$$\frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = \frac{A_p \cdot \sigma_{pe}}{A_c} = \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} = \frac{11,3 \text{ N/mm}^2}{19,8 \text{ N/mm}^2} = 0,569$$

di cui ritengo $\alpha_{cw} = 1,08$

$$* = 1,08 \cdot 150 [\text{mm}] \cdot (0,9 \cdot 450 [\text{mm}]) \cdot 0,5 \cdot 19,8 \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right] \cdot \frac{1}{2+0,5} = 433 \text{ kN} > V_{Rd, \max}$$

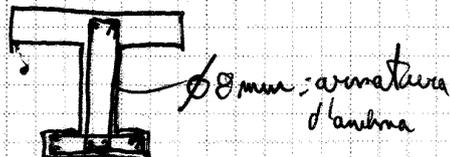
l'altezza utile è relativa all'armatura trasversale.

assumiamo $\cot \theta = 2$

$$\frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta}$$

il dimensionamento dell'armatura d'anima viene fatto così:

ipotesi $A_{sw} = 100 \text{ mm}^2$:



TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P. 13-05-2013

10. PROGETTO DI STRUTTURE PRECOMPRESSE PAG. 191

Vedi anche fotocopie apposte seguenti.

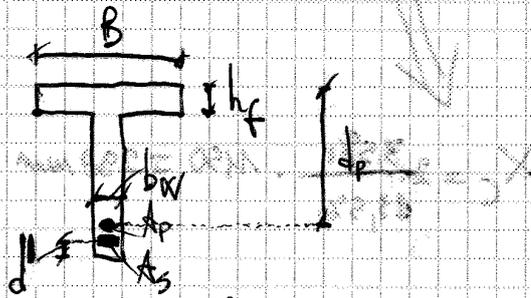
FASI DA SEGUIRE:

+ Predimensionamento:

- requisito di durabilità

- $h \rightarrow d$ è riferita al centro dell'armatura ORDINARIA che deve sempre essere più esterna rispetto a quella di precompressione (sempre per requisiti di durabilità)

- altre dimensioni: h_f, B, b_w, d_p, d'



Per le propr. dei materiali ^{e le azioni} VEDI le fotocopie!!

PREDIMENSIONAMENTO:

a) definizione dell'altezza h :

- nel caso di precomp. integrale si possono aumentare i valori della tabella di h/d del 30%.

- nel caso di precomp. parziale posso aumentarli di 1,0 - 1,3.

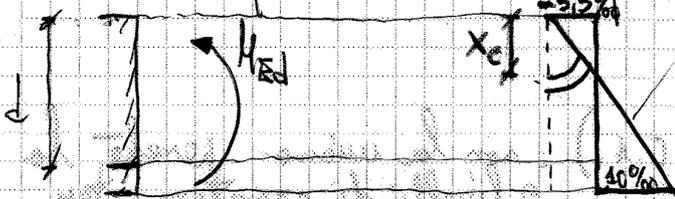
Ma, nel nostro esempio, non li incrementiamo.

Nella pratica progettuali si dovrebbe fare il calcolo diretto delle fibre per limitare ulteriormente i valori dell'altezza h .

b) altezza della pattina h_f

$$h_f \approx 20\% h$$

Per ottenere questa indicazione si fa questo ragionamento:



Campo deformativo da riparare il CAMPO 2 (per $\epsilon_s = 10\%$ e $\epsilon_c \leftarrow -3.5\%$) e il campo 3 (per $\epsilon_c \leftarrow -3.5\%$)

Uso, invece: mi metto nel baricentro delle armature tese:

$$M_{red} = (f_{cd} \cdot B \cdot h_f) \cdot z$$

uguaglia $M_{red} = M_{Ed}$ e trovo così B.

$$4146 \cdot 10^6 = (19,8 \cdot B \cdot 250) \cdot 1035$$



ricavo la B necessaria: necessaria $\approx 815 \text{ mm}$

APRIAMO UNA PARENTESI:

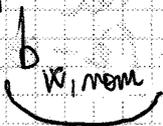
Se avessimo avuto una res. a precomp. anziché le formule usate valiamo anche per valutare l'armatura A_p ; infatti si utilizza:

$$M_{red} = (A_p \cdot f_{yd}) \cdot z$$

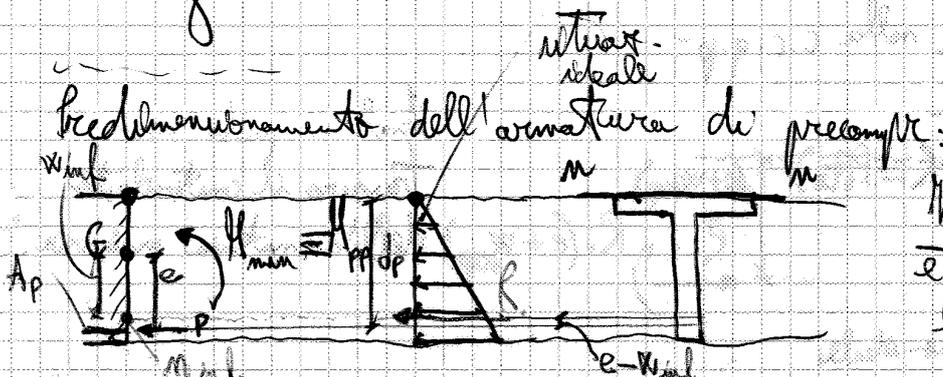
braccio di leva interno valutato rispetto al baricentro della A_p

si considera distante 100-150 mm dall'intradosso, quindi $h = d + (100-150 \text{ mm})$

1) spessore dell'anima



depende dal diametro della quadra



In realtà la nostra sezione è soggetta a P (trascorriamo l'armat. ordinaria)

Ho un sistema di 2 eq.:

$$\begin{cases} \sigma_{p0} \cdot A_p (e^{-w_{mp}}) = H_{pp} \\ \sigma_{p,q-p} \cdot A_p (e^{+w_{mp}}) = H_{qp} \end{cases} \quad \text{O: incognite}$$

incognite: per stabilirle devo considerare che:

- per la c.c. rara deve essere

le predim. ci mettiamo nella cond. limite: $\sigma_{p,rara} = 0,45 f_{pk}$ **(A)**

Ma $\sigma_{p,rara}$ è:

$$\text{B) } \sigma_{p,rara} = \sigma_{p0}(t_0) + \Delta\sigma_{p,q-p} - \Delta\sigma_{p,fluag} - \Delta\sigma_{p,retiro} - \Delta\sigma_{p,relax}$$

i carichi q-p vanno ad aumentare la tpx nel caso di precomp.

è la $\sigma_{p,q-p}(t_2)$

$$+ \Delta\sigma_{p,rara}$$

Uguaglia **(A)** e **(B)** ed esplicito rispetto alla $\sigma_{p0}(t_0)$:

$$\sigma_{p0}(t_0) = 0,45 f_{pk} + \Delta\sigma_{p,fluag} + \Delta\sigma_{p,retiro} + \Delta\sigma_{p,relax} - \Delta\sigma_{p,q-p} - \Delta\sigma_{p,rara}$$

vedere da basso

ma essendo $\sigma_{p,rara} = \sigma_{p,q-p}(t_2) + \Delta\sigma_{p,rara}$ **(C)**

uguagliando **(A)** e **(C)** si ha:

l'area A_p per compensare.

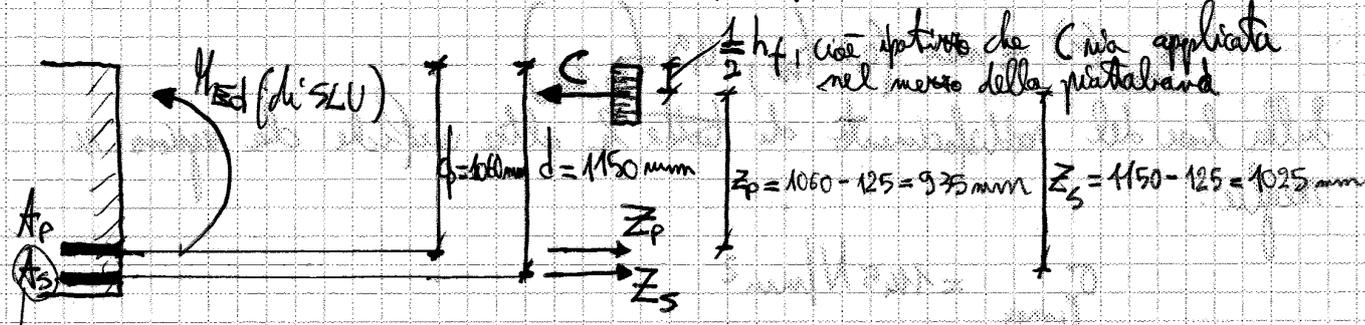
Si dispone:

dicimane trafilati

$$\left\{ \begin{aligned} A_{p,prov} &= (19 \cdot \phi_{0,16}) = 2850 \text{ mm}^2 \\ e_{prov} &= 615 \text{ mm} \Rightarrow d_p = 140 \text{ mm} \end{aligned} \right.$$



f) Quantitativo di armatura ordinaria:
 Usare defuoto in condizione di SLU per flessione



In questa fase considereremo anche A_s
 Alla SLU deve essere
 $M_{ed} \leq M_{rd}$ (1)

ma

$$M_{ed} = z_s \cdot z_s + z_p \cdot z_p = A_s \cdot \overbrace{395,3}^{f_{td}} \cdot 4025 + 2850 \cdot \overbrace{1455,4}^{f_{pu}} \cdot 935$$

Sostituendo nella (1) stengo:

$$A_s \geq 440 \text{ mm}^2$$

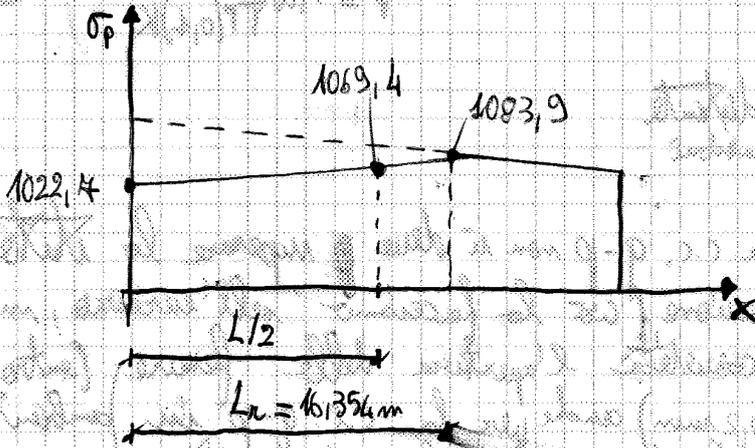
Si dispone:

$$A_{s,prov} (3 \phi 18) = 462 \text{ mm}^2$$

$$L_{rc} = \sqrt{\frac{E_p \cdot S}{P}} = 16,354 \text{ mm}$$

$$\Delta\sigma_a = 2p \cdot L_{rc} = 2 \cdot 3,1739 \cdot 16,354 \cdot 10^{-3} = -122,3 \text{ N/mm}^2$$

domanda al centro
dunque:



Ora: verifiche nel cls dopo il relaxio dei carri. Normalmente si devono verificare più sezioni. Qui verifichiamo solo la sez. di massima.
Dove essere:

$$\sigma_c \leq 0,140 (f_{ck,j})$$

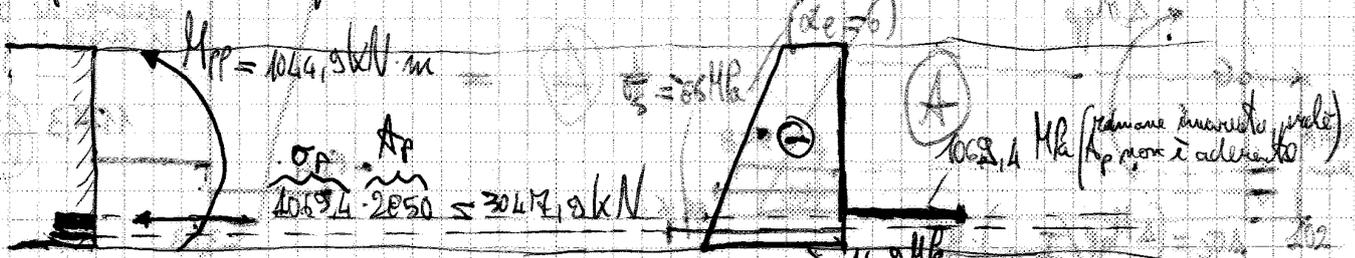
valore caratteristico della res. a compr. del cls dopo j giorni di maturazione (perché non è detto che la frattura avvenga dopo 28 gg).

A 15 gg:

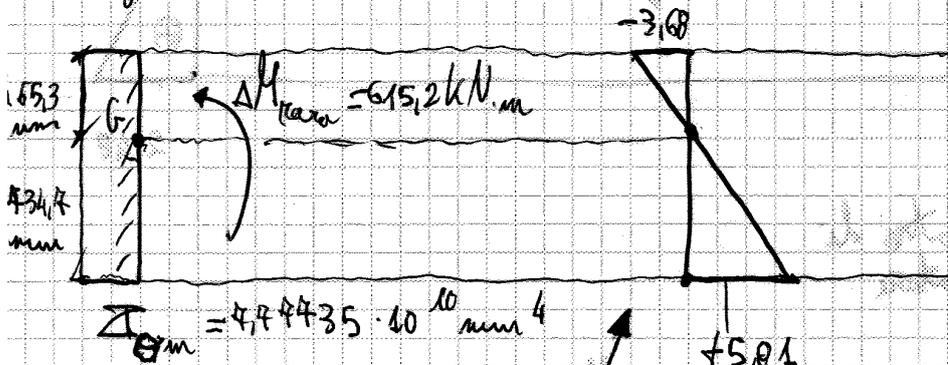
$$f_{ck,j} = 0,80 f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c \leq 0,140 f_{ck,j} = 19,6 \text{ N/mm}^2$$

Verifica nel cls compresso



Le verifiche non (quelle relative alla c.c. qp) sono soddisfatte.
 A rigore, si dovrebbe considerare anche la c.c. rara (applicando il ΔM_{rara}) e applicando quell'"artificio" delle sollecitazioni congelate, ...



$$\Delta \sigma_{c,inf}^{RARA} = \frac{615,2 \cdot 10^6}{4,74435 \cdot 10^{10}} \cdot 1434 = +58,1 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$$

$$\Rightarrow \sigma_{c,inf} = -3,03 + 58,1 = 2,48 \text{ N/mm}^2$$

$f_{ctm} = 3,2 \text{ Mpa} \Rightarrow$ la rete non sarà fessurata, quindi non è necessario fare il conto con la rete pre-tensionata.

$$\sigma_{comp} = -3,68 - 4,94 = -8,62 < 10,60 f_{ck} \Rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA (con come le altre (non))}$$

Ora si passa ad esaminare l'istante t_2 (cioè t_{∞}):

- C.C. q-p:

$$\Delta \sigma_{p_1, c+s+r} = -88,3 \text{ N/mm}^2$$

formula approssimata per rete pre-tensionata prelunga (non è l'ha spiegata perché è molto approssimata)

$$\Delta \sigma_{s_1, c+s+r} = -46,0 \text{ N/mm}^2$$

Si ricorre un sistema di 2 eq. di due incogn. e si ottiene:

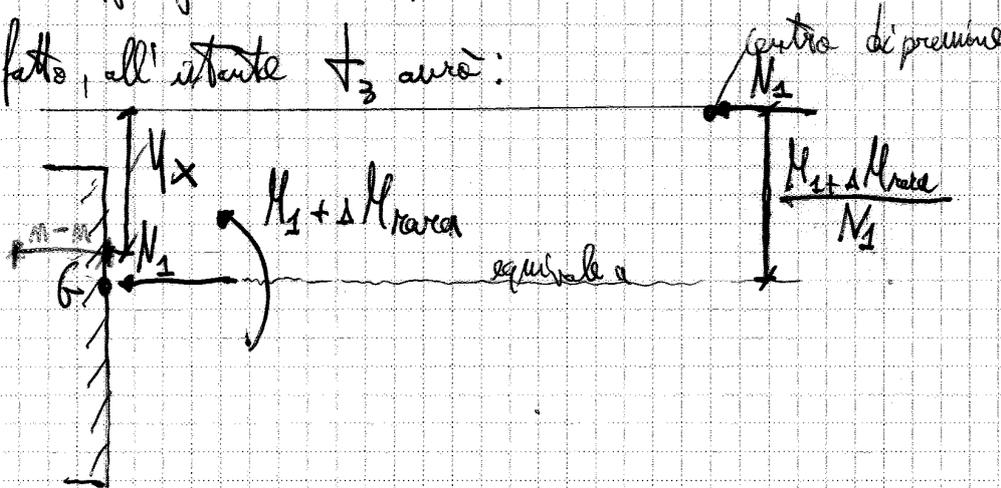
$$N_1 = -3041,6 \text{ kN}$$

$$M_1 = +510,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Ora vanno le cause (cioè le sollecitazioni esterne):

ho da aggiungere $\Delta M_{RAPP} = 615,2 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Di fatto, all'istante $\frac{1}{3}$ avrà:



Alla fine ottengo un'eq. di 3° grado da cui ricavo:

$$x_c = 455,4 \text{ mm}$$



vedi figura 7 pag. 20 fotografie

Maurizio Taliano – *Progetto e verifica di una trave di calcestruzzo armato parzialmente precompresso* – Marzo 2008
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica – Politecnico di Torino

1. Considerazioni preliminari	2
2. Durabilità	4
3. Materiali	5
4. Azioni	6
5. Predimensionamento	7
5.1. Predimensionamento della sezione di calcestruzzo	7
5.2. Predimensionamento dell'armatura di precompressione	9
5.3. Predimensionamento dell'armatura ordinaria	11
5.4. Caratteristiche geometriche della sezione	12
6. Verifiche all'istante t_0	13
6.1. Operazione di tiro	13
6.2. Perdite istantanee	13
6.3. Rilascio dei cavi	14
7. Verifica delle tensioni in esercizio	15
7.1. Combinazione di carico quasi permanente	16
7.2. Combinazione di carico rara	19
8. Stato limite ultimo per flessione	21
9. Stato limite ultimo per taglio	22
Bibliografia	24

Maurizio Taliano – *Progetto e verifica di una trave di calcestruzzo armato parzialmente precompresso* – Marzo 2008
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica – Politecnico di Torino

Per contro sorgono altri problemi concernenti

- a) la resistenza a fatica delle armature, soprattutto di quelle ordinarie;
- b) la resistenza alle azioni corrosive delle armature di precompressione che si trovano in zona fessurata;
- c) le difficoltà di calcolo. Mentre per le strutture in c.a. e in c.a.p. è generalmente ben chiaro lo stato limite più significativo, cioè lo stato limite ultimo per le prime e gli stati limite di servizio per le seconde, per le strutture in c.a.p.p. non si sa a priori quale stato limite sia determinante nelle verifiche. Inoltre le verifiche in esercizio sono notevolmente più complicate a causa del passaggio ripetuto, durante la vita della struttura, dallo stato fessurato a quello interamente reagente che richiede analisi specifiche relative agli stati limite di esercizio, alla durabilità, alla resistenza a fatica.

Nel seguito si svolge il progetto e la verifica di una trave parzialmente precompressa per struttura civile situata in zona non sismica, di luce 25 m (Figura 1) soggetta ad un carico permanente di 12.75 kN/m e ad un carico variabile di 11.25 kN/m in accordo con il metodo semi probabilistico agli stati limite, secondo le indicazioni dell'Eurocodice 2 [1].

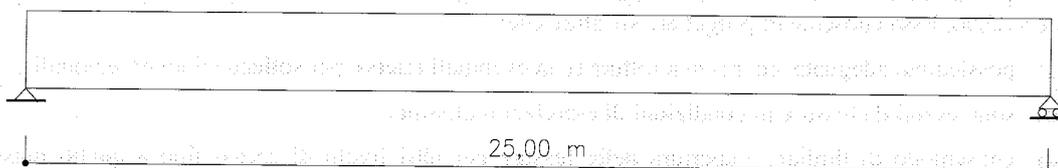


Figura 1 – Schema statico della trave

Maurizio Taliano – Progetto e verifica di una trave di calcestruzzo armato parzialmente precompresso – Marzo 2008
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica – Politecnico di Torino

3. MATERIALI

Si prevede l'impiego di materiali con le seguenti caratteristiche:

- **calcestruzzo classe C35/45**

- resistenza a compressione cubica caratteristica $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
- resistenza a compressione cilindrica caratteristica $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- resistenza a trazione media $f_{ctm} = 3.22 \text{ N/mm}^2$
- resistenza a trazione caratteristica $f_{ctk} = 2.25 \text{ N/mm}^2$
- modulo elastico secante medio $E_{cm} = 33.3 \text{ kN/mm}^2$

- **acciaio B450C**

- resistenza a trazione caratteristica $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- modulo elastico medio $E_{sm} = 200 \text{ kN/mm}^2$
- deformazione ultima caratteristica $\epsilon_{uk} = 70 \text{ ‰}$

- **acciaio di precompressione in trefoli**

- resistenza a trazione caratteristica $f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$
- tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 0.9 f_{ptk} = 1674.0 \text{ N/mm}^2$
- modulo elastico medio $E_{sm} = 200 \text{ kN/mm}^2$

I valori di calcolo delle resistenze dei materiali si ricavano dividendo ciascun valore caratteristico per il fattore di sicurezza parziale γ_m specifico del materiale considerato:

- **calcestruzzo classe C35/45**

- fattore di sicurezza parziale $\gamma_c = 1.6$
 - coefficiente per carichi di lunga durata $\alpha_{cc} = 1.00$
 - resistenza a compressione cilindrica di calcolo $f_{cd} = 21.9 \text{ N/mm}^2$
 - tensione tangenziale di calcolo $\tau_{Rd} = 0.37 \text{ N/mm}^2$
- Handwritten note:* $0.85 \cdot \frac{35}{1.5} \rightarrow 19.8 \text{ N/mm}^2$
 è pari a f_{ck} / γ_c (lo 0,85 è fuori dalla formula!)

- **acciaio B450C**

- fattore di sicurezza parziale $\gamma_s = 1.15$
- tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$
- deformazione di snervamento di calcolo $\epsilon_{syd} = 1.96 \text{ ‰}$
- deformazione ultima di calcolo $\epsilon_{ud} = 63 \text{ ‰}$

- **acciaio di precompressione in trefoli**

- fattore di sicurezza parziale $\gamma_s = 1.15 \text{ N/mm}^2$
 - tensione di snervamento di calcolo $f_{pyd} = 1455.7 \text{ N/mm}^2$
 - deformazione di snervamento di calcolo $\epsilon_{syd} = 7.28 \text{ ‰}$
- Handwritten note:* $f_{p(0,2)k} = 0.9 \cdot f_{ptk}$

Nei calcoli in esercizio si assume un coefficiente di omogeneizzazione uguale a 6.

5. PREDIMENSIONAMENTO

5.1. PREDIMENSIONAMENTO DELLA SEZIONE DI CALCESTRUZZO

Al fine di ridurre il peso proprio dell'elemento strutturale si adotta una sezione di calcestruzzo a T.

In fase di predimensionamento della sezione occorre definire l'altezza totale h , l'altezza h_f e la larghezza b della piattabanda, la larghezza dell'anima b_w (Figura 2):

a) altezza totale h

Secondo l'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1) la verifica allo SLE di deformazione si considera soddisfatta senza calcolo diretto se sono rispettati opportuni limiti del rapporto luce/altezza utile, intendendo per altezza utile d la distanza tra il lembo compresso della trave e l'asse dell'armatura ordinaria. Per travi semplicemente appoggiate risulta

$l/d < 18$	con calcestruzzo molto sollecitato
$l/d < 25$	con calcestruzzo poco sollecitato

Nell'ipotesi di calcestruzzo mediamente sollecitato si adotta

ip. 40 mm
 $d' = C_{norm} + \frac{\phi}{2}$
 Poiché $h = d + d'$ risulta ($d' = 50 \text{ mm}$)
 Si assume $h = 1200 \text{ mm}$, quindi $d = 1150 \text{ mm}$.

ip. 20 mm
 $l/d < 22 \Rightarrow d > 1.14 \text{ m}$
 $l = 25 \text{ m} \Rightarrow h \geq 1.19 \text{ m}$

è riferita all'armatura per ordinaria è tratto della tabella relativa al c.a.

DURABILITÀ:
 Consideriamo di essere in ambiente XC3 a cui corrisponde (class. strutturale S4) $C_{min} = 25 \text{ mm}$ a cui aggiungiamo $C_{dev} = 5 \text{ mm}$
 $C_{norm} = 30 \text{ mm}$

b) altezza della piattabanda h_f

Se si ipotizza che la configurazione deformata di SLU per flessione sia quella limite dei campi 2 e 3 ($\epsilon_c = -3.5 \text{ ‰}$; $\epsilon_s = +10 \text{ ‰}$;) per il migliore sfruttamento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, l'altezza della zona compressa di calcestruzzo vale

$$x = d \cdot 3.5 / (10 + 3.5) = 298 \text{ mm}$$

In prima approssimazione è lecito assumere in zona compressa una distribuzione uniforme delle tensioni pari a $0.85 f_{cd}$ agente sull'altezza $0.8 x$. Quest'ultima indicazione consente di individuare l'altezza della piattabanda: si assume infatti

$$h_{f,net} = 0.8 x = 238 \text{ mm}$$

Si adotta $h_f = 250 \text{ mm}$.

c) larghezza della piattabanda b

Con la distribuzione semplificata delle tensioni di compressione sul calcestruzzo (stress-block) si può calcolare la risultante R

$$R = b h_f 0.85 f_{cd}$$

area piattabanda su cui agisce
è quello de, nel 2008, è f_{cd} già compressa nella f_{cd}

dove si trascura il contributo delle tensioni agenti sull'anima. In questa espressione è incognita la larghezza della piattabanda. Il suo valore può tuttavia essere determinato dalla condizione di equivalenza tra il momento flettente esterno di SLU e il momento della risultante R rispetto alle armature tese:

$$M_{Sd} = R z \tag{2}$$

essendo

z braccio della coppia interna, approssimativamente pari a $0.9 d = 1035 \text{ mm}$;

M_{Sd} momento di SLU, pari a ($l = 25 \text{ m}$)

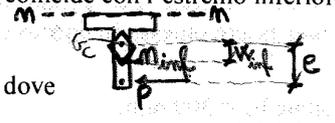
$$M_{Sd} = (1.4 g_k + 1.5 q_k) l^2 / 8 = 4176 \text{ kNm}$$

alterna utile dell'armatura di precompressione

5.2. PREDIMENSIONAMENTO DELL'ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE (A_p e d_p)

In fase di predimensionamento sono incogniti il quantitativo di armatura di precompressione A_p e la sua posizione. Per la loro determinazione è necessari disporre di due equazioni.

La prima equazione si ottiene imponendo che all'atto della precompressione, subito dopo il rilascio dei cavi, per effetto del tiro iniziale e del peso proprio la sezione di mezzeria della trave sia interamente compressa: in realtà la norma consente limitate tensioni di trazione ($\sigma_{ct} \leq 0.10 f_{ckj}$, essendo f_{ckj} la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo a j giorni di stagionatura), ma in fase di predimensionamento non se ne tiene conto. Nel caso limite di asse neutro tangente all'estradosso della trave, il centro di pressione coincide con l'estremo inferiore di nocciolo della sezione, per cui nella sezione di mezzeria della trave

dove 
$$A_p \sigma_{po} (e - w_i) = M_{pp} \quad (3)$$

- σ_{po} tensione iniziale nel cavo di precompressione, scontate le perdite istantanee;
- e eccentricità del cavo di precompressione dal baricentro della sezione di solo calcestruzzo;
- M_{pp} momento dovuto al peso proprio, pari a 1045 kNm.

La seconda equazione si ricava osservando che nella combinazione di carico quasi permanente, a cadute di tensione avvenute, la sezione deve rimanere totalmente compressa. Ragionando in modo analogo a prima, nel caso limite di asse neutro tangente all'intradosso della trave, il centro di pressione coincide con l'estremo superiore di nocciolo della sezione, per cui nella sezione di mezzeria della trave

fluage, ritiro, rilassamento


$$A_p \sigma_{p,qp} (e + w_s) = M_{qp} \quad (4)$$

- $\sigma_{p,qp}$ tensione nel cavo di precompressione, scontate le perdite istantanee e differite;
- M_{qp} momento flettente calcolato per la combinazione di carico quasi permanente, pari a 2217 kNm.

Nelle due precedenti equazioni sono incogniti anche i valori della tensione di precompressione all'istante iniziale e in presenza dei carichi quasi permanenti. Questi valori si possono determinare dalle condizioni di esercizio imposte dalla norma: la tensione finale di esercizio, nella combinazione di carico rara, deve essere minore di $0.66 f_{ptk}$.

Pertanto se si considera la storia tensionale del cavo di precompressione a partire dal rilascio dei cavi, la tensione finale di esercizio è data dalla tensione iniziale σ_{po} , dalle cadute per fluage, ritiro e rilassamento e dagli effetti delle azioni quasi permanenti e quelle variabili:

e quindi
$$0.66 f_{ptk} = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{fluage} - \Delta\sigma_{ritiro} - \Delta\sigma_{rilass} + \Delta\sigma_{qp,p} + \Delta\sigma_{q,var}$$

$$\sigma_{po} = 0.66 f_{ptk} + \Delta\sigma_{fluage} + \Delta\sigma_{ritiro} + \Delta\sigma_{rilass} - \Delta\sigma_{q,qp} - \Delta\sigma_{q,var}$$
è un val. assoluto perché il segno - l'ho già tenuto in conto nell'equazione. libero sul quaderno

Se invece la storia tensionale del cavo di precompressione è esaminata a partire dall'applicazione dei carichi quasi permanenti, quindi scontate le perdite differite nel tempo, risulta

da cui
$$0.66 f_{ptk} = \sigma_{p,qp} + \Delta\sigma_{q,var}$$

$$\sigma_{p,qp} = 0.66 f_{ptk} - \Delta\sigma_{q,var} \quad (6)$$

In fase di predimensionamento i vari termini delle espressioni (5) e (6) sono valutati in modo approssimato:

- la caduta di tensione per il fluage del calcestruzzo, $-\Delta\sigma_{fluage}$, non è significativa: infatti essa cresce in funzione della tensione del calcestruzzo a livello dei cavi, che è relativamente bassa in quanto nella combinazione di carico quasi permanente la sezione rimane interamente compressa con tensioni minime, in valore assoluto, all'intradosso e massime all'estradosso della trave;

- per il ritiro del calcestruzzo, trascurando la presenza delle armature e del fluage, si assume

$$\Delta\epsilon_{ritiro} = -0.20 \text{ ‰},$$

per cui ammessa la perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo risulta

$$-\Delta\sigma_{ritiro} = -0.20\text{‰} \times 200000 = -40 \text{ N/mm}^2;$$

Maurizio Taliano – Progetto e verifica di una trave di calcestruzzo armato parzialmente precompresso – Marzo 2008
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica – Politecnico di Torino

5.3. PREDIMENSIONAMENTO DELL'ARMATURA ORDINARIA

Il dimensionamento del quantitativo di armatura ordinaria A_s si basa sul rispetto della verifica allo SLU per flessione nella sezione di mezzeria in condizione limite ($M_{Sd} = 4176$ kNm)

$$M_{Sd} = M_{Rd} \quad (8)$$

dove

M_{Rd} momento resistente della sezione, ottenuto dall'equilibrio a rotazione di tutte le forze agenti sulla sezione in condizioni di SLU

Nell'ipotesi di completa plasticizzazione delle armature le rispettive risultanti degli sforzi sono per l'armatura lenta (dati in [N] e [mm])

$$Z_s = A_s f_{syd} = A_s \times 391,3 \quad (A_s \text{ in } mm^2)$$

e per l'armatura di precompressione

$$Z_p = A_p f_{pyd} = 2850 \times 1456 \times 10^{-3} = 4149 \text{ kN}$$

Inoltre, utilizzando la distribuzione semplificata delle tensioni di compressione sul calcestruzzo (stress-block) già descritta nel paragrafo 5.1, la posizione della relativa risultante C è immediatamente individuata a distanza $h_f/2$ dall'estradosso della trave.

Le eccentricità delle risultanti Z_s e Z_p da C valgono, rispettivamente

$$z_s = d - h_f/2 = 1150 - 250/2 = 1025 \text{ mm}$$

$$z_p = d_p - h_f/2 = 1060 - 250/2 = 935 \text{ mm};$$

dall'equilibrio a rotazione di Z_s e Z_p rispetto al punto di applicazione di C si ricava M_{Rd} (dati in N e mm):

$$M_{Rd} = Z_s z_s + Z_p z_p = A_s \times 391,3 \times 1025 + 4149 \times 10^3 \times 935$$

In virtù della (8) questa espressione è funzione di una sola incognita, che può quindi essere immediatamente calcolata. Nel caso in esame risulta

$$A_{s,net} = 740 \text{ mm}^2$$

Si adottano 3Ø18 mm, per cui

$$A_s = 762 \text{ mm}^2$$

In accordo a quanto prescritto dalla norma italiana [2], tale armatura è almeno pari allo 0,1% dell'area complessiva dell'anima.

6. VERIFICHE ALL'ISTANTE t_0

6.1. OPERAZIONE DI TIRO: *tesatura del cavo*

La norma impone che la tensione applicata dal martinetto al cavo di precompressione sia minore del valore $f_{p(1)k}/1,15 \cong 0,87f_{p(1)k}$ ovvero $0,78f_{ptk}$ (avendo assunto $f_{p(1)k} = 0,9f_{ptk}$).

In prima approssimazione si potrebbe assumere tale limite, $f_{p(1)k}/1,15 = 1456 \text{ N/mm}^2$, come tensione iniziale sul martinetto.

Procedendo per tentativi, in modo tale da rispettare tutte le successive verifiche, si assume un valore della tensione iniziale sul martinetto minore, pari a

$$\sigma_{pi} = 1145 \text{ N/mm}^2$$

corrispondente a $0,69f_{p(1)k}$ ovvero $0,62f_{ptk}$.

6.2. PERDITE ISTANTANEE

Le perdite istantanee di tensione nel cavo di precompressione sono dovute all'attrito tra cavo e guaina e al rientro degli ancoraggi.

Secondo l'EC2 [1] la perdita per attrito $\Delta\sigma_\mu$ può esprimersi nella forma

$$\Delta\sigma_\mu = \sigma_{pi} [1 - e^{-\mu(\alpha + kx)}]$$

dove

σ_{pi} tensione iniziale applicata dal martinetto;

μ coefficiente di attrito cavo-guaina, per trefoli pari a 0.19;

$\alpha(x)$ deviazione angolare tra l'estremità di tesatura e la generica sezione di ascissa x . Per un cavo parabolico con freccia f tra le sezioni di estremità e di mezzeria, la deviazione angolare relativa alla sezione di ascissa $x = L$ vale

$$\alpha(L) = 8f/L$$

Nel caso in esame, nella sezione di estremità, il cavo è localizzato in corrispondenza del baricentro della sezione interamente reagenti di calcestruzzo e armatura lenta ($y_{G,dalla base inf.} = 759.4 \text{ mm}$), nella sezione di mezzeria dista dall'intradosso della trave di $d'_p = 140 \text{ mm}$, per cui

$$f = y_{G,dalla base inf.} - d'_p = 619.4 \text{ mm}$$

$$\alpha(L) = 8 \times 619.4 / (25 \times 10^3) = 0.1982 \text{ rad}$$

k deviazione angolare non intenzionale, espressa per unità di lunghezza, pari a 0.01 rad/m;

Pertanto, l'esponente relativo alla sezione di ascissa $x = L$ risulta

$$\mu(\alpha + kx) = 0.19 \times (0.1982 + 0.01 \times 25) = 0.085$$

da cui

$$\text{per } x = 0 \quad \Delta\sigma_\mu = 0 \quad \rightarrow \sigma_p = 1145 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{per } x = L = 25\text{m} \quad \Delta\sigma_\mu = -93.5 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \sigma_p = 1051.5 \text{ N/mm}^2$$

Per effetto dell'attrito la tensione nel cavo di precompressione decresce linearmente con pendenza

$$p = -3.739 \text{ (N/mm}^2\text{)/m}$$

Maurizio Taliano – *Progetto e verifica di una trave di calcestruzzo armato parzialmente precompresso* – Marzo 2008
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica – Politecnico di Torino

$$N_{\text{prec}} = -A_p \sigma_{pi}(x=L/2) = -3047.9 \text{ kN}$$

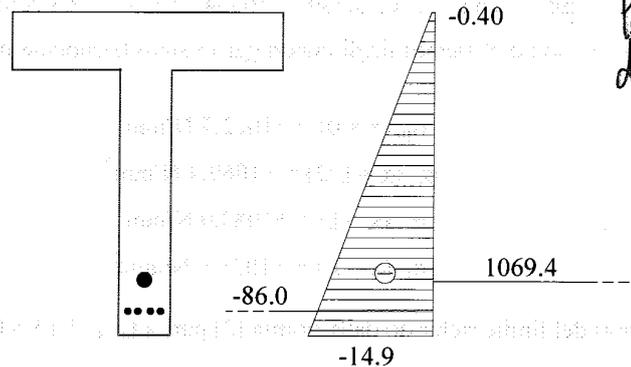
$$M_{\text{prec}} = N_{\text{prec}} (d - y_{G,\text{dalla base sup.}}) = -1887.9 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{c,\text{sup}} = -0.40 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,\text{inf}} = -14.9 \text{ N/mm}^2 < 0.59 R_{ckj} = 21.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_p = 1069.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -86.0 \text{ N/mm}^2$$



Per Norma, la sezione deve rimanere tutta compressa dopo il rilascio dei cavi

Figura 4 – Tensioni sulla sezione di mezzeria della trave al rilascio dei cavi (in N/mm²)

7. VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Nel seguito le verifiche sono effettuate nella sola **sezione di mezzeria** considerando le diverse situazioni che si verificano all'istante iniziale t_0 e all'istante t_{∞} . Ciò in quanto all'istante t_{∞} occorre tener conto anche delle cadute di tensione nel cavo di precompressione per l'effetto dei fenomeni reologici dei materiali. La risposta della sezione per le sollecitazioni esterne, aggiuntive a quelle dovute al peso proprio, comprende anche il contributo dell'armatura di precompressione, in quanto si ammette che l'iniezione delle guaine sia avvenuta.

In entrambi in casi, per strutture situate in ambiente ordinario (non aggressivo), occorre controllare che

- nella combinazione di carico quasi permanente

$$\sigma_c \leq R_{ck} / (1.5 \times 1.8) = 0.45 f_{ck} = 16.67 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_p \leq f_{ptk} / 1.65 = 0.606 f_{ptk} = 1127.2 \text{ N/mm}^2$$

- nella combinazione di carico rara

$$\sigma_c \leq R_{ck} / (1.5 \times 1.4) = 0.57 f_{ck} = 21.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_p \leq 0.66 f_{ptk} = 1228 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s \leq 0.80 f_{syk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Inoltre, nella combinazione di carico quasi permanente non si deve superare lo stato di decompressione (la sezione rimane interamente reagente), mentre è ammessa la parzializzazione della sezione nella combinazione di carico rara (la sezione si parzializza).

Maurizio Taliano – Progetto e verifica di una trave di calcestruzzo armato parzialmente precompresso – Marzo 2008
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica – Politecnico di Torino

Istante t_o

Lo studio dell'effetto delle azioni quasi permanenti deve tenere conto della presenza dei fenomeni differiti: fluage e ritiro del calcestruzzo e rilassamento delle armature. A questo scopo si considera separatamente l'effetto indotto dalle azioni quasi permanenti e l'effetto delle cadute di tensione indotte dai fenomeni differiti.

Il primo effetto è appena stato analizzato.

Per quanto riguarda il secondo effetto, una formulazione approssimata per valutare la caduta di tensione $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ in strutture a precompressione integrale è riportata nell'EC2 [1]. Essa è basata sul metodo della A.A.E.M. (*Age Adjusted Effective Modulus*) assumendo che la variazione di deformazione dell'acciaio di precompressione e del calcestruzzo posto al livello del baricentro del cavo sia identica. Tale formula può essere estesa al caso della precompressione parziale assumendo però che la perfetta aderenza dei materiali si verifichi in corrispondenza del baricentro delle armature totali A_s e A_p , ossia alla distanza dall'intradosso della sezione:

$$Y_{G(A_s+A_p)} \text{ dalla base inf.} = 121.0 \text{ mm}$$

Relativamente all'effetto delle cadute sull'**armatura totale**, l'espressione seguente ne fornisce la risultante:

$$\Delta T = \frac{\varepsilon_{\text{ritiro}} E_s (A_p + A_s) + \Delta\sigma_{\text{rilass}} A_p + E_s / E_p \cdot \phi(t, t_o) \sigma_{co} (A_p + A_s)}{1 + E_s / E_p (A_p + A_s) / A_c \left(1 + \frac{A_c}{J_c} z_{cp}^2\right) [1 + \chi \phi(t, t_o)]} \quad (9)$$

dove

$\varepsilon_{\text{ritiro}}$ deformazione di ritiro, pari a -0.20 ‰;

$\Delta\sigma_{\text{rilass}}$ caduta di tensione sull'armatura di precompressione per rilassamento. Secondo l'EC2, per acciai a basso rilassamento (classe 2) può essere stimata con l'espressione

$$\frac{\Delta\sigma_{\text{rilass}}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$$

essendo σ_{pi} la tensione iniziale di precompressione, ρ_{1000} la perdita per rilassamento (in %) ad un tempo di 1000 ore dopo la messa in tensione e ad una temperatura media di 20 °C, μ il rapporto σ_{pi}/f_{ptk} , t il tempo finale in cui viene fatta la valutazione (secondo l'EC2 uguale a 500000 ore, cioè approssimativamente 57 anni). Nel caso in esame, si ha

$$\sigma_{pi} = 1145 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{1000} = 2.5\%$$

$$\mu = \sigma_{pi}/f_{ptk} = 61.6\%$$

$$\frac{\Delta\sigma_{\text{rilass}}}{\sigma_{pi}} = 3.70\% \quad (\text{NB: valore calcolato con la UNI ENV 1992-1-1})$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_{\text{rilass}} = 3.70\% \times 1145 = -42.4 \text{ N/mm}^2$$

$\phi(t, t_o)$ coefficiente di viscosità, pari a 2;

σ_{co} tensione sul calcestruzzo posto a livello del baricentro delle armature totali A_s e A_p , indotta all'istante t_o dalla precompressione e dai carichi quasi-permanenti. Tale tensione viene determinata per interpolazione lineare tra i valori di tensione valutati a livello dei baricentri di A_s e A_p , ossia

$$\sigma_{co,As} = -3.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{co,Ap} = -3.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{co} = \Delta\sigma_{co,As+Ap} = -3.3 \text{ N/mm}^2$$

χ coefficiente di invecchiamento, pari a 0.8.

Maurizio Taliano – Progetto e verifica di una trave di calcestruzzo armato parzialmente precompresso – Marzo 2008
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica – Politecnico di Torino

7.2 COMBINAZIONE DI CARICO RARA

A causa della parzializzazione della sezione, viene meno la validità del principio di sovrapposizione degli effetti, per cui non è più possibile valutare separatamente le cadute di tensione e poi sovrapporre gli effetti di azioni esplicite e implicite.

Per risolvere il problema si può ricorrere a un artificio con formule basate sul comportamento elastico lineare.

Siano N_{qp} , M_{qp} le sollecitazioni dovute alle azioni quasi permanenti (istante t_1), ΔN_2 , ΔM_2 le variazioni di sollecitazione indotte dai carichi "variabili" (istante t_2), cioè nella combinazione di carico rara le sollecitazioni risultano $N_{qp} + \Delta N_2$, $M_{qp} + \Delta M_2$.

N.B.

Lo stato tensionale al tempo t_1 è già noto. A causa delle deformazioni differite ad esso non corrisponde una configurazione deformata piana e congruente, ossia soltanto tensioni e deformazioni sul calcestruzzo hanno un andamento lineare, mentre quelle sulle armature presentano valori estranei all'andamento. Si procede pertanto a scomporre lo stato di tensione in due termini: uno caratterizzato dalle tensioni costanti sul calcestruzzo e dalle tensioni sulle armature pari a n volte ($n =$ coefficiente di omogeneizzazione) le tensioni del calcestruzzo a livello delle armature, e uno ottenuto per differenza $\Delta\{\sigma_{sp}\}$ agente sulle armature.

Si indichino inoltre con N_1 , M_1 le risultanti del primo stato tensionale.

All'istante t_2 la sezione di calcestruzzo, armatura ordinaria e armatura di precompressione è sollecitata da $N_1 + \Delta N_2$, $M_1 + \Delta M_2$ in quanto è comunque lecito sovrapporre le azioni, e le armature presentano una preesistente tensione $\Delta\{\sigma_{sp}\}$. Lo stato tensionale finale si ottiene sommando le tensioni sulla sezione parzializzata indotte da $N_1 + \Delta N_2$, $M_1 + \Delta M_2$ con le preesistenti tensioni nelle armature $\Delta\{\sigma_{sp}\}$.

Nel caso in esame si ha

- istante t_1

tensioni indotte da azioni quasi permanenti:

$$\sigma_{c,sup} = -8.55 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,inf} = -0.55 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -65.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,qp} = +1045.8 \text{ N/mm}^2$$

tensioni di risultante N_1 , M_1 :

$$\sigma_{c,sup} = -8.55 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,inf} = -0.55 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -5.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_p = -8.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_1 = -3014.6 \text{ kN} \\ M_1 = +518.3 \text{ kNm} \end{cases}$$

tensioni nelle armature $\Delta\{\sigma_{sp}\}$:

$$\Delta\sigma_s = -60.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_p = 1054.8 \text{ N/mm}^2$$

- istante t_2 (sezione parzializzata, Figura 7)

tensioni indotte da $N_1 + \Delta N_2$, $M_1 + \Delta M_2$:

$$\begin{cases} N_1 = -3014.6 \text{ kN} & \Delta N_2 = 0 \\ M_1 = 518.3 \text{ kNm} & \Delta M_2 = +615.2 \text{ kNm} \end{cases}$$

Maurizio Taliano – Progetto e verifica di una trave di calcestruzzo armato parzialmente precompresso – Marzo 2008
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica – Politecnico di Torino

8. STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE

Allo SLU l'armatura di precompressione si comporta come un'armatura ordinaria ad elevato limite elastico. La sezione risulta quindi armata al lembo inferiore da due livelli di armatura.

Nel caso in esame si schematizza le leggi costitutive dell'acciaio ordinario e di quello di precompressione ammettendo un comportamento elastico perfettamente plastico.

La configurazione di S.L.U. equilibrata e congruente (Figura 8) ha asse neutro che taglia l'anima a 251.1 mm dal bordo superiore, dove $\epsilon_c = -3,50 \%$.

trovato cercando X_c tale che: $C + Z_s + Z_p = 0$

La risultante delle tensioni di compressione sul calcestruzzo ($C - C_1 = 4446.8$ kN, dove $C = -4446.9$ kN, $C_1 = 0.15$ kN; C_1 è la risultante delle tensioni agenti sull'area "negativa" al di sotto della piattabanda, di larghezza $b - b_w$ e di altezza $x - h_f$) è applicata a 104.5 mm dallo stesso bordo.

Per l'armatura ordinaria risulta: $\epsilon_s = + 12.53 \%$ $Z_s = (391.3 \times 762) \times 10^{-3} = 298.2$ kN

per quella di precompressione $\epsilon_p = + 11.27 \%$ $Z_p = (1456 \times 2850) \times 10^{-3} = 4148.6$ kN

Pertanto,

$$M_{Rd} = 4275.9 \text{ kNm} > M_{Sd} = 4176 \text{ kNm}$$

La verifica allo SLU per flessione è quindi soddisfatta.

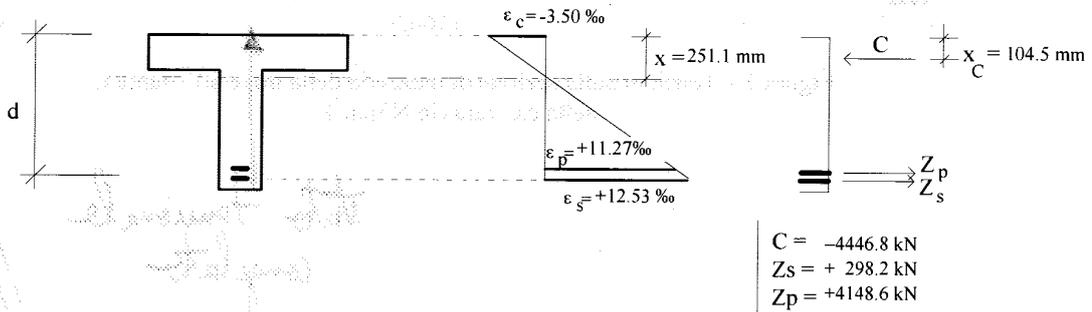


Figura 8 – Configurazione di SLU equilibrata e congruente

Maurizio Taliano – *Progetto e verifica di una trave di calcestruzzo armato parzialmente precompresso* – Marzo 2008
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica – Politecnico di Torino

Il coefficiente α_{cw} tiene conto dell'interazione tra lo sforzo nel corrente compresso e lo sforzo di compressione assiale dovuto a sforzo normale o precompressione. E' dato dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}\alpha_{cw} &= 1 && \text{per strutture non precomprese} \\ \alpha_{cw} &= (1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) && \text{per } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \\ \alpha_{cw} &= 1,25 && \text{per } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \\ \alpha_{cw} &= 2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) && \text{per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd}\end{aligned}$$

Nelle espressioni di α_{cw} la tensione σ_{cp} rappresenta il valore medio della tensione nel calcestruzzo dovuto alla forza assiale di calcolo, tenendo conto delle armature:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$$

con N_{Ed} positivo se di compressione.

Nel caso in esame, per $\cot\theta = 2$ e per $b_{w,\min} = b_w - \varnothing_{\text{guaina}} = 300 - 100 = 200$ mm

$$A_c = 535\,000 \text{ mm}^2$$

$$N_{Ed} = P_k = \sigma_{po} A_p = 1027,0 \times 2850 = 2927,0 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0,25 f_{cd} = 5,47 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_{cw} = 1,25$$

$$V_{Rd,\max} = 1,25 \times 0,516 \times 21,9 \times 200 \times 0,9 \times 1150 \times 2 / (1+2^2) \times 10^{-3} = 1169 \text{ kN} > V_{Sd}$$

$V_{Rd,s}$ taglio resistente di calcolo corrispondente alla plasticizzazione delle bielle tese di acciaio, nel caso di staffe verticali pari a

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} \cot\theta$$

La resistenza a taglio $V_{Rd,s}$ è espressa in funzione di parametri tuttora incogniti, quali, nell'ipotesi di armatura a taglio costituita da staffe verticali, l'area della sezione trasversale A_{sw} e il passo s_w . Per la loro definizione si ricorre sia ai limiti richiesti dall'EC2 relativamente alle disposizioni costruttive, sia ponendo la seguente condizione limite di resistenza

$$V_{Sd} = V_{Rd,s}$$

Relativamente alle disposizioni costruttive, l'EC2 introduce un valore massimo del passo di staffe verticali pari a

$$s_{w,\max} = 0,75 d = 0,75 \times 1150 = 862 \text{ mm}$$

ed un valore minimo della percentuale di staffe verticali ($\rho_w = A_{sw} / (s_w b_w)$)

$$\rho_{w,\min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} = 0,08 \sqrt{35} / 450 = 0,11\%$$

Se si adottano staffe verticali a due bracci $\varnothing 10$ mm ($A_{sw} = 157 \text{ mm}^2$), quest'ultima prescrizione dà luogo ad un nuovo valore massimo del passo delle staffe

$$s_{w,\max} = 157 / (0,11\% \times 200) = 713 \text{ mm}$$

Dalla condizione limite di resistenza si ottiene il passo

$$s_{w,\text{nec}} = \frac{157}{379,1 \times 10^3} \times 0,9 \times 1150 \times 391 \times 2 = 335 \text{ mm}$$

Si assume $s_w = 300$ mm, per cui

$$V_{Rd,s} = \frac{157}{300} \times 0,9 \times 1150 \times 391 \times 2 \times 10^{-3} = 424 \text{ kN} > V_{Sd}$$

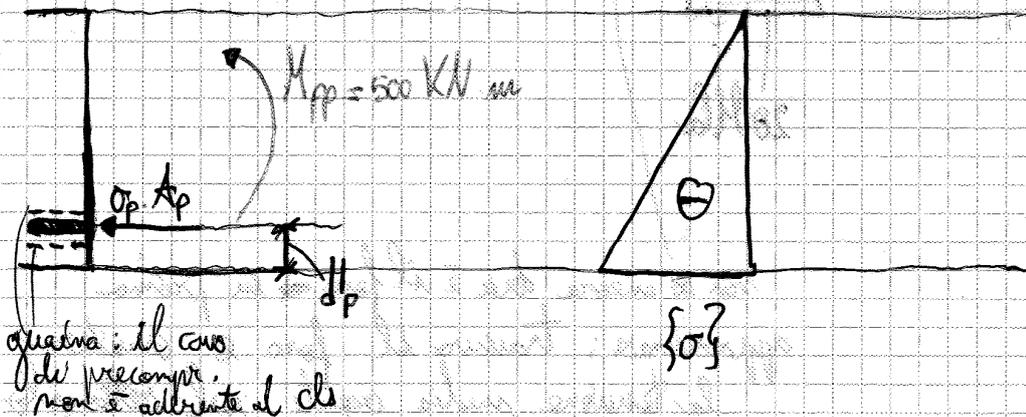
La verifica di duttilità è soddisfatta in quanto $V_{Rd,\max} > V_{Rd,s}$.

TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P. 4-05-2013

2. PROGETTO DI UNA TRAVE PRECOMPRESSA

Applicazione

a) Istante t_0 (nesso in tensione)



Al tempo t_0 le tensioni di tras. ci le abbiamo al lembo superiore \Rightarrow la distrib. ottimale per ottenere il max. rendimento della sezione \Rightarrow al momento della cura in tensione è quella ^{nona sopra.} Questa distr. nona agisce sulla sezione di ds con forza.

Per ottenere questa distr. tensionale è necessario conoscere A_c, I_c .

Allatto della messa in tensione del cavo la Norma Italiana richiede che la max. tensione di compress. sia $0,40 \cdot f_{ck}$.
 A noi non viene fornito f_{ck} , \Rightarrow consideriamo $0,40 \cdot f_{ck}$.
 Il limite tensionale per adattare la ^{teoria della} σ - ϵ lineare è $0,45 f_{ck}$.
 In questo esercizio si adotta il valore limite $0,40 \cdot f_{ck}$.

$$0,40 \cdot f_{ck} = 28 \text{ Mpa.}$$

Dovremo dimensionare il fango superiore, in modo che:

$$\sum C_i = \sigma_{p0} \cdot A_p$$

somma di C_i di tutte i rettangoli di cui la net. è composta.

TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.P. 20-05-2013

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A S.L.U. PAG. 203

Partiamo dal comportamento sperimentale di una Trave in c.a.
 Le prove sono state fatte con diversi valori dell'altezza H e con $L = 10H$.

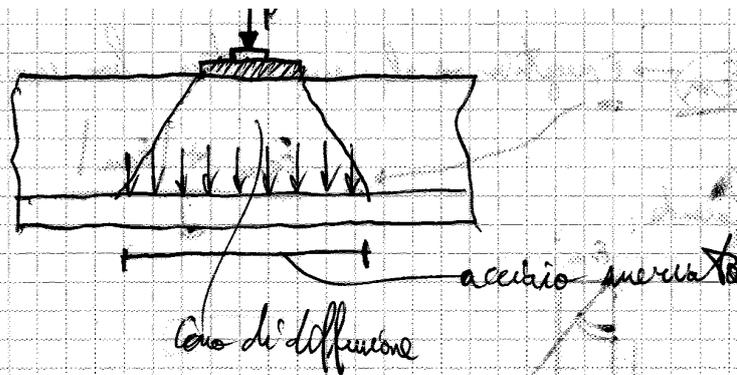
Nelle slide consideriamo $H = 40\text{ cm}$.
 Trasduttori potenziometrici che hanno il compito di rilevare le variazioni di lunghezza lungo le singole basi di misura.
 Tali trasduttori si misurano orizzontalmente (sia all'interno che all'esterno) ed in corrispondenza dei puntini o misurano le variazioni di lunghezza.
 Trasduttori potenziometrici 2-3-4 che consentono di misurare gli allungamenti della trave.
 Trasduttori 15 e 16 che consentono di misurare gli eventuali cedimenti degli appoggi e misurano anche gli allungamenti dell'estremità della trave in corrispondenza degli appoggi stessi.

Lo $\rho_{\text{c.a.}} [\%]$ sta per "percentuale geometrica di armatura"^{tesa}
 perché ho 4 diverse quantità di armatura tesa)

Studiamo 4 diversi casi e i risultati che potrà ottenere saranno:
 - H_{fessur}
 - σ_y

La freccia S dovuta al p.p. non possiamo trovarla sperimentalmente, ma solo tramite calcolo.

Qui la struttura è isotattica \Rightarrow il max. H che si può raggiungere è dato dal carico ultimo $\cdot l^2$ / un certo coeff. \Rightarrow il valore max. di H è strettamente legato al carico ultimo, perché non abbiamo una redistribuzione. La str. è isot. \Rightarrow le sollecitazioni dipendono solo dalla geometria, dalla posa dei carichi, ...
 Il diagramma che otteniamo rispecchia dunque dal comportamento della singola sezione (la più sollecitata).



Quella ~~che~~ osserva un altro ginocchio nel diagramma P-S, molto più marcato, però, rispetto al precedente.

Il comportamento reale della trave prima dello scoppio è intermedio tra quello di stadio 1 e stadio 2. Grazie all'effetto svergolante del ds ten compreso tra due fessure consecutive (tension stiffening) → inerzia maggiore di quella di stadio 2 → la curva è più "retratta" rispetto alla retta di stadio 2.

Fase di scarico - ricarico: la struttura ha memoria dello stato tensoriale precedente, infatti, ricaricando, si ~~avvicina~~ avvicina alla σ_{max} raggiunta prima dello scarico (incredimento).

[Prova in controllo di spostamento: si impone, ad esempio, un incremento di spostamento di 1 decimo di mm ogni 10 secondi].
 si deve seguire la fase softening del diagramma (non potrei seguirlo se faccio una prova in controllo di forza)

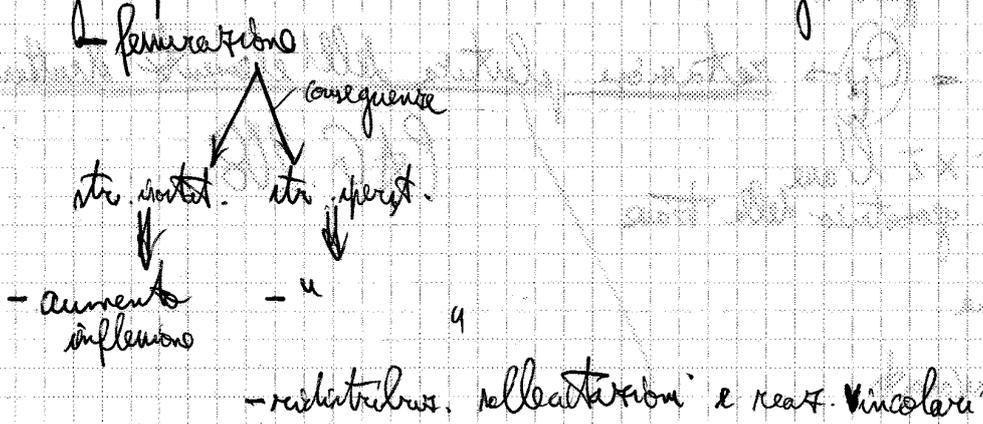
Interpretazione delle prove sperimentali:

Il legame costitutivo, per le strutture rotazionali, serve per determinare i max. spostamenti che può subire la trave (non le sollecitazioni, perché esse sono automaticamente determinate dalle eq. di equilibrio).

Per le strutture iperstatiche il legame costitutivo serve sia per determinare i max. spostamenti che per determinare le sollecitazioni (tramite un procedimento iterativo) che si basa sul diagramma momento - curvatura (907)

Legame costitutivo per travi iperstatiche = MOMENTO CURVATURA.

Gli aspetti che vanno a ridurre la rigidità strutturale sono:



- plasticazione dell'acciaio che, a SLU, determina una riduzione di rigidità strutturale.

[Un altro dei vantaggi della duttilità è quello di poter "spostare" un po' di armatura dalla zona più sollecitata a quella meno sollecitata:

es: trave in 3 appoggi:

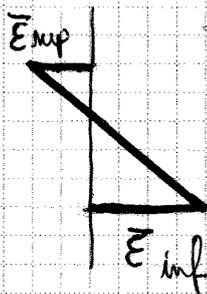
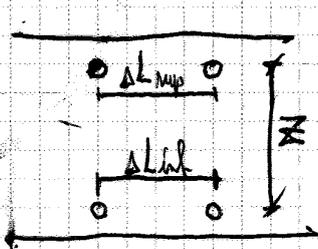
$$\begin{matrix} M_{\text{appoggio centrale}} = \frac{ql^2}{8} \\ M_{\text{campata}} \approx \frac{ql^2}{14.3} \end{matrix}$$

$\left. \begin{matrix} \Rightarrow \text{non tentato di armare più} \\ \text{nell'appoggio centrale, però la} \\ \text{duttilità fa sì che le} \\ \text{sollecitazioni si redistribuiscano} \\ \text{anche in campata} \end{matrix} \right]$

Le prove sperimentali vengono effettuate sempre su strutture iperstatiche, in quanto sono di grado di conoscere, con semplici equaz. di equilibrio, lo stato di sollecitazione.

Applicazione: struttura iperstatica con plasticazione dei materiali:

Consideriamo 2 coppie di traluciture



$$\frac{1}{z} = \frac{\bar{E}_{inf} + \bar{E}_{sup}}{z}$$

$$\bar{E}_{inf} = \frac{\Delta L_{inf}}{L}, \quad \bar{E}_{sup} = \frac{\Delta L_{sup}}{L}$$

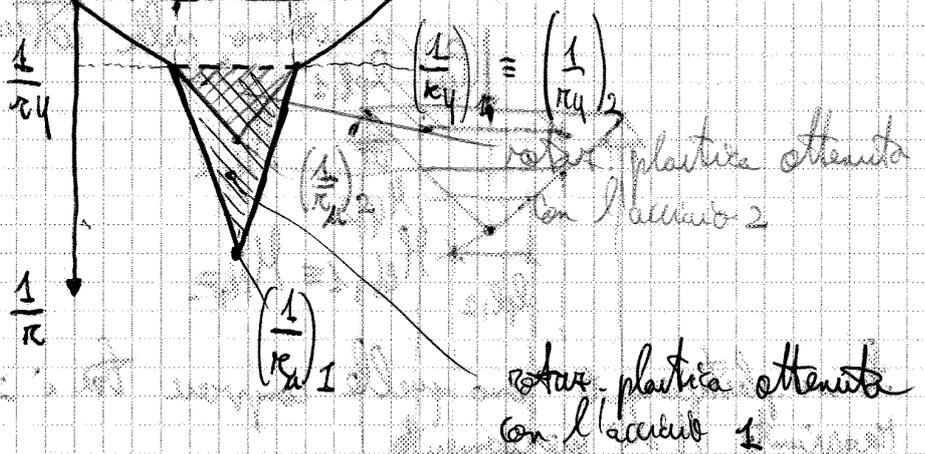
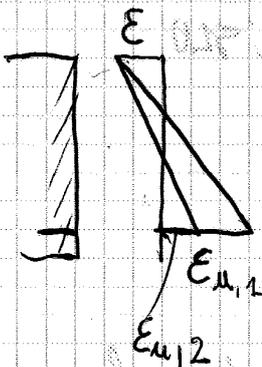
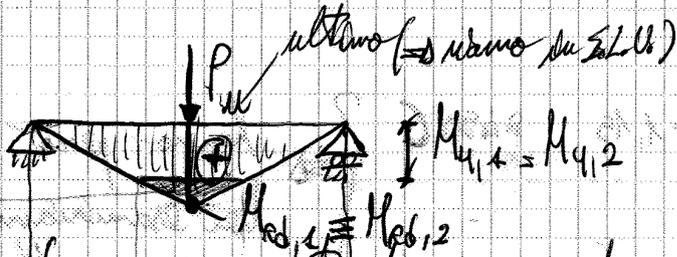
(per allungamento all'infrazione: zona testata)

l'ampiezza della zona plasticizzata è uguale per i 2 acciai

2 acciai hanno stessa $f_t \Rightarrow$ i momenti di massimo e ultimo saranno gli stessi

$$f_{t,1} = f_{t,2} \Rightarrow M_{y,1} = M_{y,2}$$

$$f_{t,1} = f_{t,2} \Rightarrow M_{ed,1} = M_{ed,2}$$

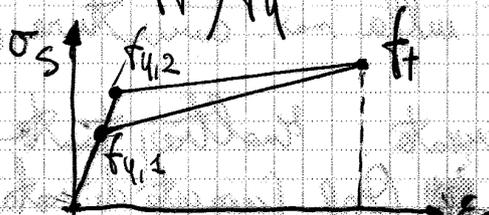


Dunque:

$\uparrow E_u \Rightarrow \uparrow$ capacità di rotaz. plastica

in questo senso ha la differenza di capacità di rotaz. plastica tra B450C ($E_u = 45900$) e B450A ($E_u = 25900$) \Rightarrow capacità di rotaz. di $1/3$.

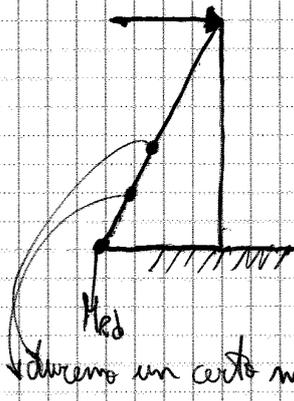
- effetto di f_t/f_y



acciai con stessa resistenza, ma con f_t diversi

$$\left(\frac{f_t}{f_y}\right)_1 > \left(\frac{f_t}{f_y}\right)_2$$

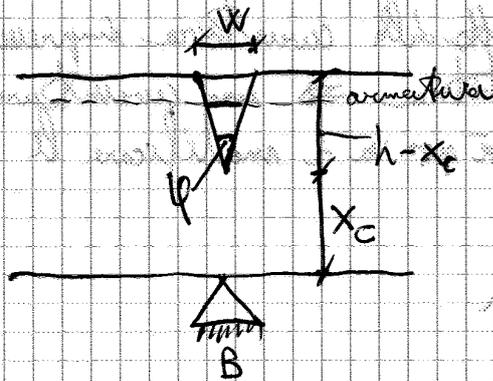
Se consideriamo il caso di un muro di sostegno si ha:



diveremo un certo momento di mescolamento

Applicazione: struttura iperstatica con fissazione nell'appoggio

Nel momento in cui avviene la fessura nell'appoggio centrale si ha:

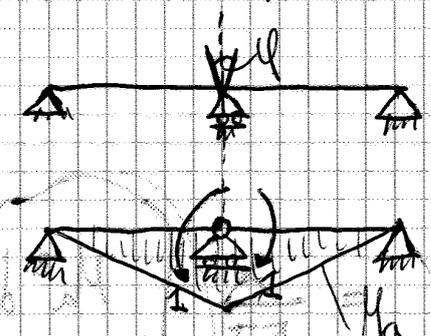


$$\phi = \frac{w}{h-x_c}$$

confondo l'angolo con la sua tg

è come se introducessimo una rotazione concentrata impressa

L'effetto del carico l'ho già tenuto in conto, ora vado ad aggiungere l'effetto della rotazione impressa.



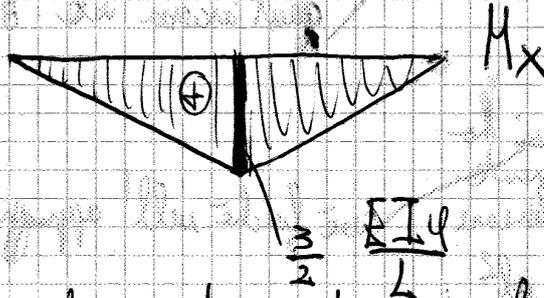
P.L.V.:

$$1 \cdot \frac{\phi}{2} + 1 \cdot \frac{\phi}{2} = \int_L M_a d\phi_b$$

nella campo di dx nella campo di $d\phi$

$$\Rightarrow \varphi = \frac{X}{EI} \cdot \frac{2}{3} L \Rightarrow X = \frac{3}{2} \frac{EI \varphi}{L}$$

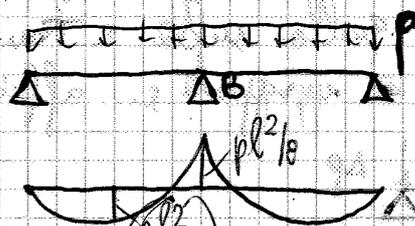
è un risultato positivo, dunque l'andamento di M_x ricalca quello di M_0 e lo amplifica di X .



Sommare l'effetto di questa rotazione al ~~diagramma~~ diagramma di mom. esistente \Rightarrow ottenso il diagramma ~~tratteggiato~~ (vedi slide).

La flessione dunque, in una struttura iperstatica, va sia a diminuire la rigidezza, ma va anche a determinare la redistribuzione delle sollecitazioni.

Consideriamo ora che il M_y coincida con M_{y0} (cioè che M_y è quello di M_{y0}).



$\frac{pL^2}{8}$

non c'è l'ho era ~~stabilito~~ da momento, ma ad una ~~distorsione~~ $\frac{pL^2}{8}$ dall'apporto di ~~caricamento~~

Dal punto A su poi avremo la formazione di 2 cerniere (una in ogni campata).

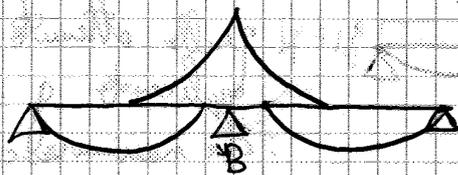
La configurazione ultima lo si calcola con un'analisi plastica che è una fotografia dell'analisi incrementale plastica all'interno di collario (non vede la storia precedente di calcolo).

Vediamo ora cosa prevedono EC2 e NTC 2008 come metodi per l'analisi strutturale:

- analisi elastica ^{lineare} senza redistribuzione
- analisi elastica lineare con redistribuzione limitata (vale per lo SLU, mentre per lo SLE si utilizza l'analisi el. lineare senza redistribuzione)

coeff. di redistribuzione $S = \frac{M_{red}}{M_{el}}$

involucro elastico:



Facciamo riferimento al diagramma di M_{el} che vede il momento max. in corrispondenza dell'appoggio centrale:



La redistrib. la posso applicare per campate di lunghezza simile (con rapporto 0,5-2). La redistribuzione non viene applicata nell'involucro delle sollecitazioni, ma sulla singola combinazione.

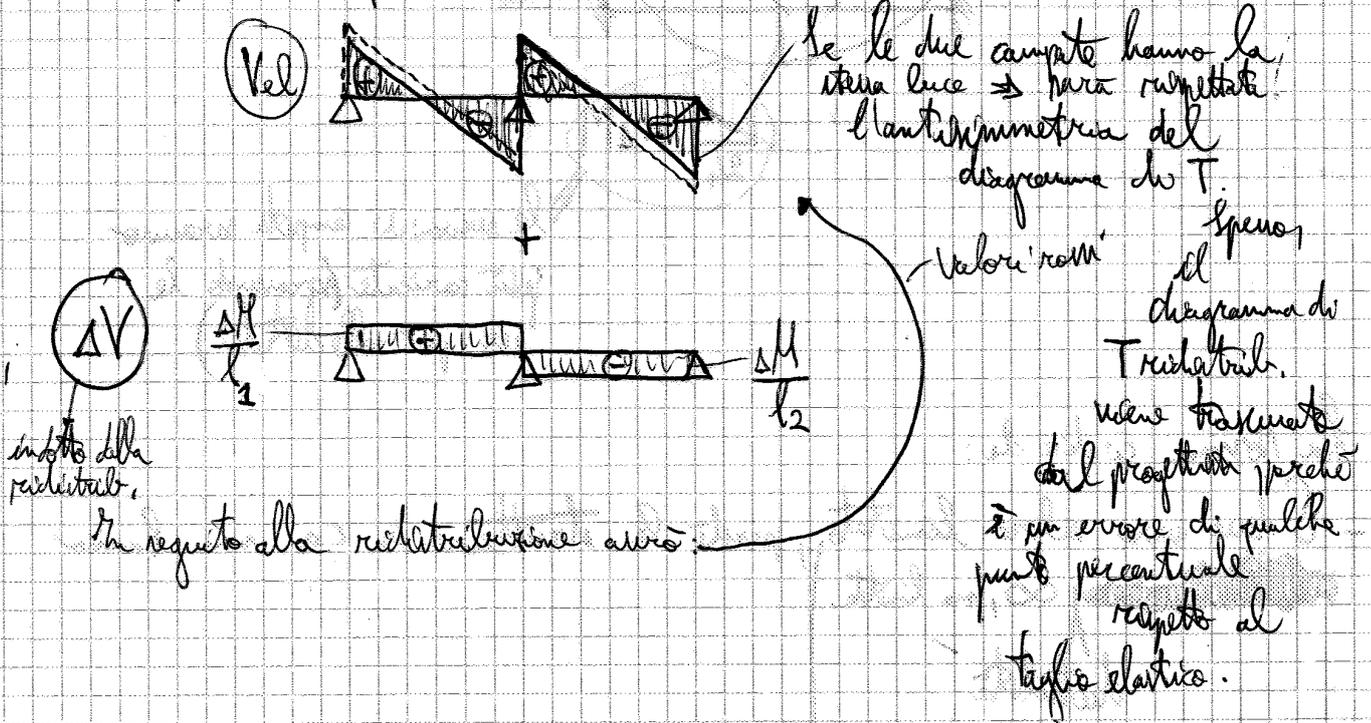
Ammettiamo che, grazie al comportamento duttile, prima di raggiungere M_{max} la struttura sia in grado di esercitare in B un $M < M_{max}$ che chiamo $M_{redistribuito}$, che è:

$$M_{red} = S \cdot M_{el}$$

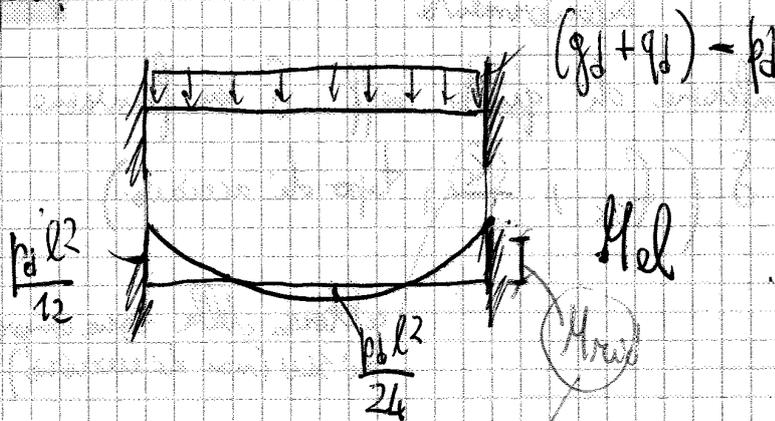
raggiunto M_{red} , si forma una cerniera plastica in B e M non cresce più in B

(appoggio centrale)

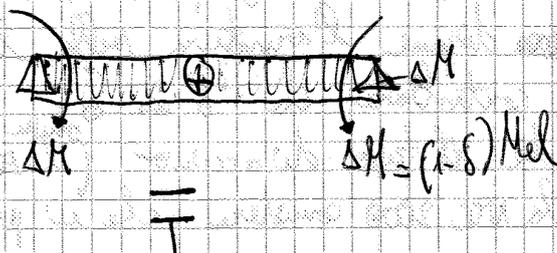
Summa M_{el} (costo) a quella prodotta da ΔH .
 Non solo si ha la redistribuzione di M , ma anche di T (perché deve essere rispettato l'equilibrio):



Altro esempio:



per ottenere, deve sovrapporre all'effetto di p_0 , l'effetto, esistente nella travatura principale, di un $\Delta H = (1-\delta) M_{el}$:

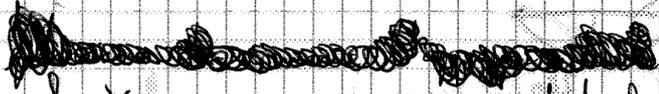


solo per le staffe e per le strutture non dissipative).

Il EC2 dice:

$$S_{min} = 0,40 \quad \text{per acciai B e C}$$

$$S_{min} = 0,85 \quad \text{per acciaio A}$$



Se $\frac{x}{d} = 0,45 \Rightarrow$ non posso ridistribuire.

\Rightarrow devo progettare con un μ_{lim} diverso ($\mu_{lim} = 0,30$) $\Rightarrow \frac{x}{d}$ sarà più piccolo \Rightarrow dovrò mettere armatura compressa \rightarrow ha lo scopo di aumentare la duttilità della struttura.

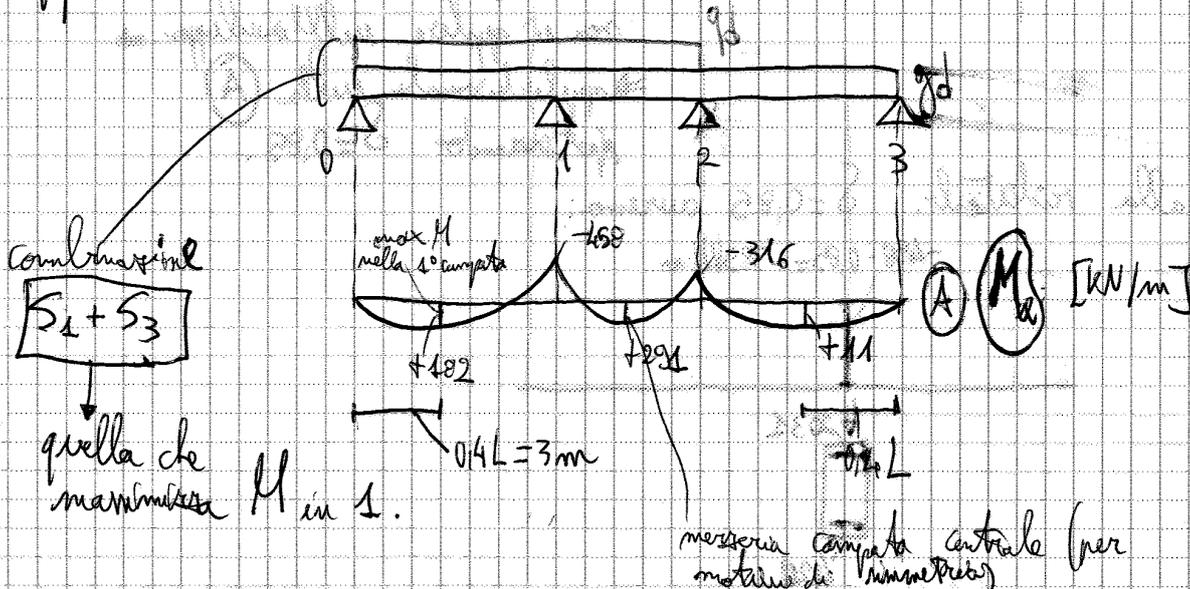
Attenzione: ridistribuire allo SLU non significa che ridistribuisco anche allo SLE \Rightarrow se ridistribuisco troppo allo SLU è probabile che le fessure in esercizio non siano ridotte.

considero M_{ed} non ridistribuito.

(Stile con i valori minimi di S in funzione di x/d .

per $x/d = 0,45 \Rightarrow S_{min} = 1$)

Applicazione 1:



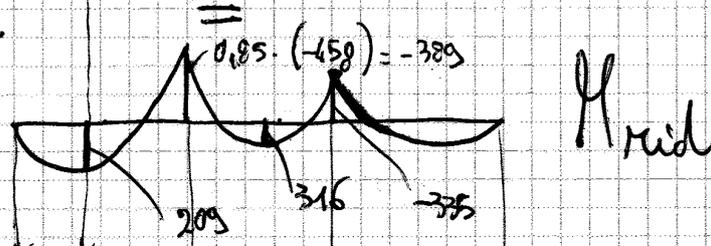
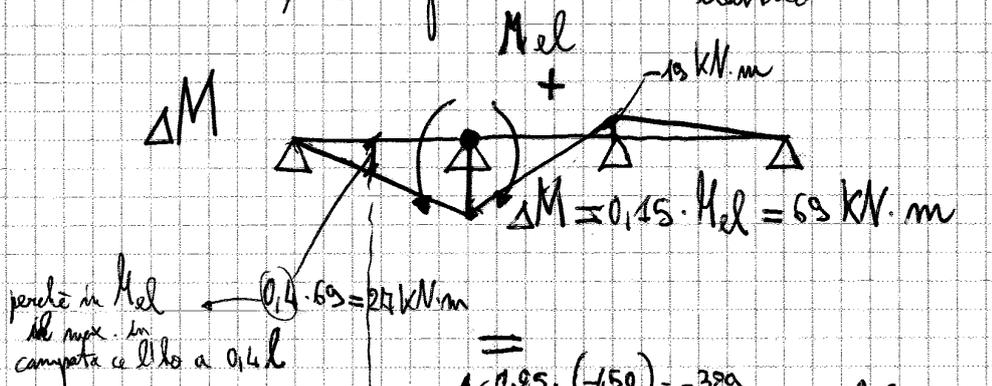
Il $\frac{x}{d}$ corrispondente a $M = -389 \text{ kN}\cdot\text{m}$ vale $\frac{x}{d} = 0,27$. Tale $\frac{x}{d}$ è compatibile con le norme plastiche?

Introduco questo $\frac{x}{d}$ nella formula:

$$S_{norm} = 0,44 + 1,25 \frac{x}{d} = 0,78 \Rightarrow ok \rightarrow$$

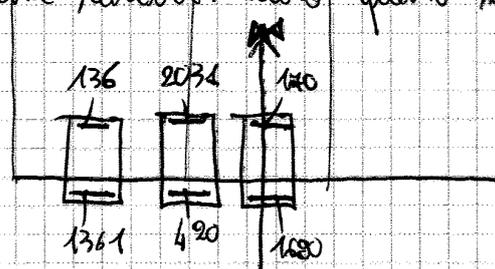
con armata la sezione ha una riserva plastica che consente la redistribuzione operata di 0,85 (ho redistribuito \bar{m} , ma non troppo cioè oltre 0,48)

Nelle altre sezioni, al diagramma del $M_{elastico}$ devo aggiungere:



Incompatibile se questo $M_{rid} < M$ dell'involucro \Rightarrow posso tenere l'armatura progettata con M dell'involucro. Faccio questo ragionamento perché per tutte le sezioni.

In seguito a questa richiesta, avrò questo schema di armature:



TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P. 24-05-2013

Applicazione 2: ANALISI ELASTICA LINEARE CON RIDISTRIBUZIONE
 Per calcolare il MASSIMO carico che può essere portato dalla struttura bisogna usare SEMPRE la redistribuzione

a) Proprietà dei materiali

b) Momento resistente

Nel nostro caso, sia in zona trazione che compressa abbiamo $6 \phi 20 \Rightarrow$ il momento resistente è lo stesso sia in campo che agli incastri.

c) Analisi elastica lineare con redistribuzione, che consente di definire:

$$S = \frac{M_{rid}}{M_{el}}$$

Ma non conosciamo M_{el} . Andiamo a imporre che M_{rid} (e il mom. resist. nelle sez. di incastro (le prime a plasticizzarsi)) sia uguale a M_{pd} e vale a controllare che tale redistribuzione (cioè $M_{rid} = M_{pd}$) sia completamente consentita, andando a controllare $\frac{x_{rel}}{S} \rightarrow S_{min}$. Vale a dire a ipotizzare un certo valore di S ; può essere $S = S_{min}$ (ad es.) o un valore maggiore.

ci consente di calcolare $M_{el} = \frac{M_{rid}}{S}$ (1)

ma so che $M_{el} = \frac{p_{max} \cdot l^2}{12}$ (2)

Uguagliando (1) e (2) posso così trovare: $p_{max} = \frac{12}{l^2} \cdot \frac{M_{rid}}{S}$ (A)

N.B.: ipotizzare $S = S_{min}$ può andar bene a SLU, ma allo SLE può dare origine a tensioni troppo grandi in esercizio.

Se invece avessimo svolto un'analisi el. lineare senza redistrib., il massimo carico sarebbe stato trovato impostando:

$$\left. \begin{aligned} M_{el} &= M_{rd} \\ M_{el} &= \frac{p_{max} \cdot l^2}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{ricaviamo } p_{max} = \frac{12 \cdot M_{rd}}{l^2} \quad (B)$$

$$M_{el}^{\ominus} + \Delta M^{\oplus} = M_{inc} = M_{rd}$$

per nostra ipotesi

Minimizzare con la sollecitazione nell'incastro e aumentare quella in campata. Se la sezione in c.a. avesse duttilità $\infty \Rightarrow$ potrei redistribuire tutto il $M_{incastro}$ e arrivare alla situazione limite della trave semplicemente appoggiata. (cioè ∞ capacità di rotazione plastica)
 Però, così non è, \Rightarrow potrei redistribuire fino ad un certo limite.

Per le strutture con acciugli di tipo C, il:

$$S_{min} = \max \left(0,40 ; 0,44 + 1,25 \frac{x}{d} \right)$$

$\frac{x}{d} = 0,314$
 $0,836$

$$M_{inc} = M_{rd} = 290,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

ma

$$M_{inc} = \delta \cdot M_{el} \stackrel{\substack{\text{abbiamo} \\ \text{adatto } \delta = S_{min}}}{=} S_{min} \cdot M_{el} \Rightarrow M_{el} = \frac{M_{inc}}{S_{min}} = \frac{M_{rd}}{S_{min}} = 344,2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

ricavo il M_{el} che, adottando $\delta = S_{min}$, mi porta ad avere un M_{inc} pari a M_{rd}

In pratica, ho avuto una riduz. di momento nella rete di incastro, pari a:

$$\Delta M = 344,2 - 290,3 = 53,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Si ottiene un valore del carico massimo pari a:

Per questo valore di p_{rara} , nella sezione dove abbiamo effettuato la redistribuzione (cioè nelle sezioni di momento) abbiamo:

$$M_{el, rara} = \frac{50,5 \cdot 49}{12} = 242,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Per questo $M_{el, rara}$ vale a calcolare il valore delle tensioni. Immaginiamo di assumere $d_e = 15$ (perché siamo in c.c.) \Rightarrow

annullamento
mom. statico

$$\Rightarrow X_{c, es} = 190,5 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow I_{om, X} = 2035,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

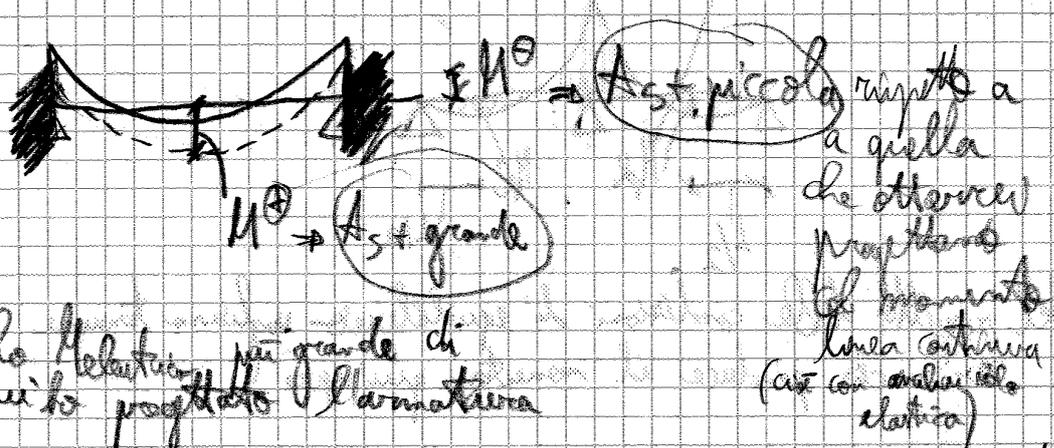
$$\begin{aligned} \Rightarrow \sigma_s &= d_e \cdot \frac{M_{el}}{I_{om, X}} \cdot (d - X_c) = 15 \cdot \frac{242,9 \cdot 10^6}{2035,9 \cdot 10^6} \cdot (450 - 190,5) = 333 \text{ MPa} \end{aligned}$$

una parte del carico è di carico d'urto e non dovrebbe essere nella c.c. perché non ha un'azione di lunga durata (effetto dinamico)

$$\sigma_{s, lim, c.c. rara} = 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$$

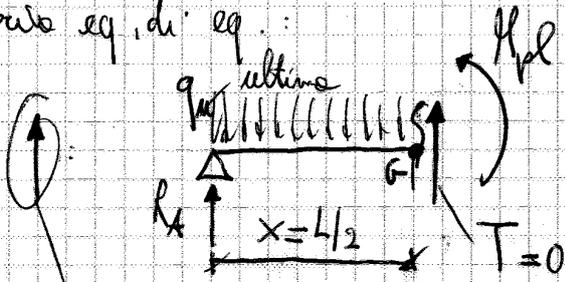
\Rightarrow la verifica tensionale consente la redistribuzione da noi effettuata.

Sul ds non si fanno grossi problemi. È il momento che si mette cura di quella che serve.



Il esercizio ha $M_{el, max}$ più grande di quello con cui ho progettato l'armatura (cioè M_{red})

Scivo eq. di eq.:

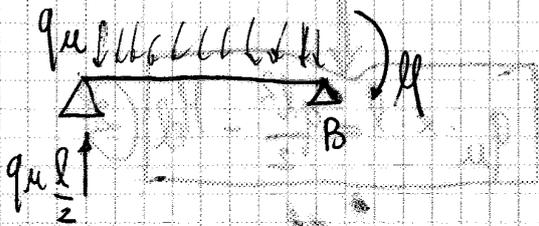


$$q_u \cdot \frac{l}{2} = R_A \Rightarrow R_A = \frac{q_u l}{2}$$

$$M_{Pl} + q_u \cdot \frac{l^2}{8} - \underbrace{q_u \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{2}}_{R_A} \rightarrow$$

$$\Rightarrow M_{Pl} = q_u \frac{l^2}{8} \Rightarrow \boxed{q_u = \frac{8 M_{Pl}}{l^2}}$$

Calcolo ora, per l'ipotesi di momento fatta, il momento nella sezione di appoggio centrale. L'ho messa con un'infinitesimo prima dell'appoggio centrale:



$$0 \Rightarrow -M + q_u \frac{l^2}{2} - q_u \frac{l^2}{2} = 0 \Rightarrow \boxed{M=0}$$

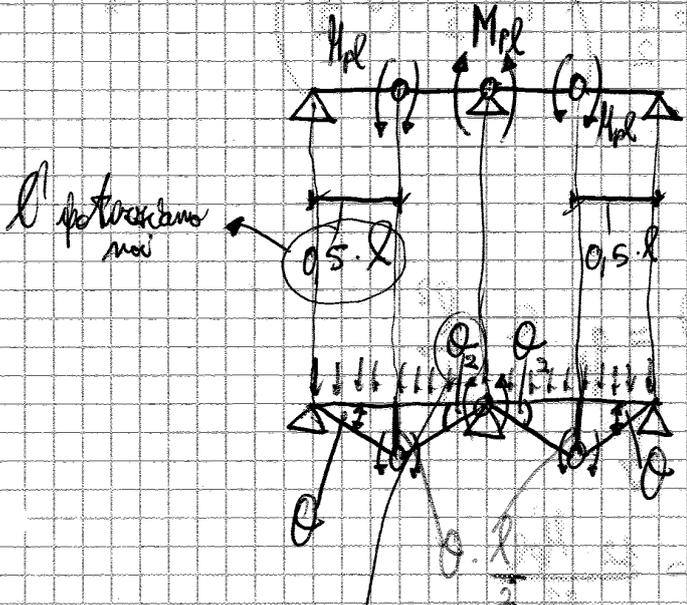
Ma si immagina che M_{Pl} a $\frac{l}{2}$ dell'estremità, vuol dire che il momento è 100% di redistribuzione dell'appoggio centrale.

(non è possibile farlo nella struttura in c.a.!!!)



APPLICAZIONE DEL METODO CINEMATICO

Analizziamo a retrocedere un corpo rigido, cioè tante connessioni plastiche
 tali da rendere labile la struttura:

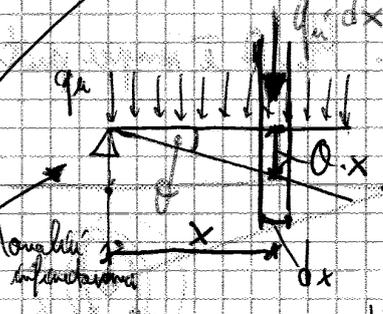


l'ipotizziamo
 non

$Q_2 = \frac{Q \cdot l}{2} = Q$
 $\frac{l}{2}$ lunghezza tratto
 abbinamento

P.L.V.

se accumuliamo
 una forza concentrata
 farei forza.
 spostamento del mio
 punto di applicazione. Ho per
 carico distribuito \Rightarrow dove?



$\delta e = q_u \cdot \Delta x \cdot dx$
 $\Delta e = \int_0^l \frac{1}{2} q_u x dx$

nel 1°
 tronco, rigido

$L_i = L_e$

concentriamo il solo nella 1° campata
 (tanto per dovremmo moltiplicare per
 2, ma il 2 si semplifica a dx e R del =)

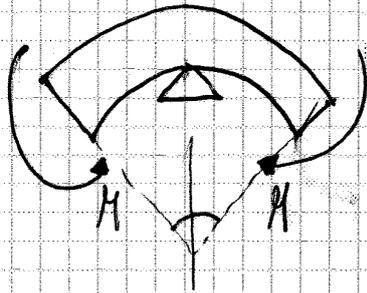
$H_{pl} \cdot 2\theta + H_{pl} \cdot \theta = q_u \theta \frac{l^2}{4}$

vedi pag. seguente
 molto

nella 1°
 metà di
 struttura,
 ho 2 tronchi
 rigidi da
 reazione di

$q_u \int_0^l \frac{1}{2} x dx =$
 $= q_u \left[\frac{x^2}{2} \right]_0^l = q_u \frac{l^2}{2}$
 non dipende da x
 120

Sull'appoggio centrale si ha:



ANALISI NON LINEARE

Non viene descritta nell'EC2, ma in altri documenti.

Questo metodo consente di valutare l'evoluzione delle sollecitazioni nella struttura tenendo conto della:

- NON linearità meccanica (cioè quella del comportamento dei materiali)
- NON linearità geometrica, cioè andare a ricercare l'equilibrio nella configurazione deformata.

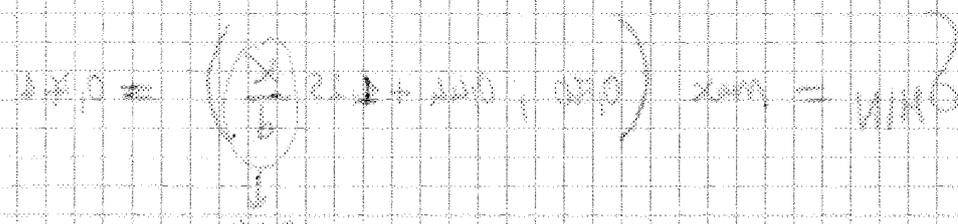
Nelle travi si tiene conto solo della non linearità meccanica, perché la configurazione deformata non è così diversa da quella indeformata.

DIAGRAMMA MOMENTO-CURVATURA MEDIA per sezione in C.A.P.

Dopo che in una sezione si è raggiunto M_{yk} \Rightarrow per quella sezione non vale più il diagramma $M = \frac{1}{\pi}$, ma il diagramma $M=0$.

Non viene consentita l'impiego di acciai di tipo A per l'analisi non lineare infatti nel diagramma non è presente la curva per l'acciaio A, ma solo per il B e C).

(2.1) ENERGIETZUNG UND ERHEBUNG VON BEWEISSTÄNDIGKEITEN



La richiesta è usata in fase di progetto. Può però essere usata anche in fase di verifica del collaudatore per ottenere una capacità portante maggiore di quella ottenibile con (A.L.)

$$\left\{ \begin{aligned} S = 0,171 &= \frac{M_{red}}{M_{el}} \Rightarrow M_{el}^{SLU} = \frac{M_{el}}{0,171} \\ M_{red} &= M_{Rd} \end{aligned} \right.$$

cioè prima della richiesta. $\Rightarrow M_{el} > M_{Rd}$
 al momento della richiesta. $\Rightarrow M_{red} = M_{Rd}$

$$M_{el} \leftrightarrow q_{max} \Rightarrow q_{max} \Rightarrow M_{el} = \frac{q_{max} \cdot l^2}{8}$$

richiesta $M_{el} = \frac{M_{Rd}}{S}$

$$\frac{M_{Rd}}{S} = \frac{q_{max} \cdot l^2}{8}$$

$$q_{max} = \frac{8}{l^2} \cdot \frac{M_{Rd}}{S}$$

$$q_{max} = \frac{8}{0,171} \cdot \frac{44,7}{25} = 35 \text{ kN/m}$$

(aumentato di circa 40% della cap. portante)

Questa richiesta è compatibile con la duttilità? Sì, in quanto S è quella limite (cioè la capacità di rotazione plastica è compatibile...)

Un eccesso invece questa richiesta è compatibile?

Composto tra 10,68 e 0,171

Per passare da q_{SLU} a $q_{c.c. EXRA} \Rightarrow q_{es, c.c. EXRA} = 0,70 \cdot q_{max} = 24,5 \text{ kN/m}$

$$q_{es} = 0,40 \cdot q_{max}^{S.L.U.} = 20,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{es} = q_{es} \cdot \frac{l^2}{8} = 64,0 \text{ kN.m}$$

l'altezza della zona compressa non cambia (dipende solo dalla geometria); non cambia nemmeno I_{omx} .

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{64 \cdot 10^6}{386,3 \cdot 10^6} (220 - 85,4) = 334 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk}$$

360

potremmo anche fare una ridistribuzione più spinta.

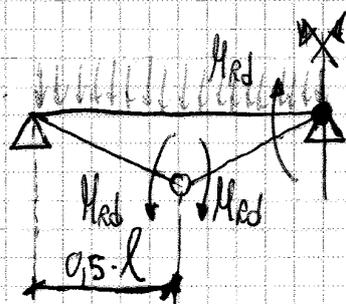
ANALISI PLASTICA (P.1)

può essere utilizzata quando la struttura ha una suff. capacità di rotazione plastica, la quale viene controllata perfettamente dicendo che

$\frac{\chi}{\chi_{lim}} \leq 0,25$ e il rapporto tra i M_{comp} compresso tra M_{app}

0,5 ÷ 2 (nel nostro caso il rapporto tra le luci ha richiedere questa richiesta).

Metodo cinematico:



Stiamo in pratica, considerando questo regime;



abbiamo ottenuto che $q_{max} = 1,2 \frac{M_{ed}}{l^2} =$ (incremento del 50% rispetto all' S.L. : $q_{max} = \frac{8 M_{ed}}{l^2}$)

$= 34,3 \text{ kN/m}$ (in eccesso non atteso il rispetto dei limiti tensionali)

$$f_{\text{appoggio centrale}} = q \cdot \frac{l^2}{8}$$

pendenza retta / grafico $|f| - q$

$$M_{\text{campata}} = q \cdot \frac{l^2}{12}$$

perché la struttura è iperstatica,

Quando l'appoggio si fessura, diminuisce la rigidezza \Rightarrow per i carichi successivi l'appoggio centrale sarà in grado di assorbire un minor momento flettente \Rightarrow redistribuzione verso le zone più rigide

Quando nella campata centrale (al punto) avrà fessurazione. Dopo che le due zone (appoggio e campata) hanno parità di rigidezza \Rightarrow pendenza retta \cong a quelle iniziali.

Quando si ha lo sverciamento nell'appoggio centrale \Rightarrow abbassamento notevole di rigidezza ricorrendo in campate le rotte. (con campata la rigidezza aumenta molto).

Questo comportamento ce l'ho fino allo sverciamento in campata; dopo che ho un riequilibrio delle rotte finché nell'appoggio si raggiunge la max. capacità di rotazione delle sez.

↓
ottenuta dall' χ_1 da noi usato

Con l' s.p. ottengo un $q_{\text{max}} > q_{\text{max A.N.L.}}$ perché nell'analisi plastica considero solo la situazione di collasso.

TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P. 30-05-2013

S.L.U. INDOTTO DA EFFETTI DEL 2° ORDINE

Il predimensionamento dei controventi l'abbiamo effettuato in modo che gli effetti del 2° ordine possano essere trascurati.

METODO DI CALCOLO GENERALE

- imperfezioni geometriche: la struttura non è composta da elementi perfettamente verticali
- interazione con strutture adiacenti

per il cls $\gamma = 1,2$ (unico caso in cui si applica questo valore)

lele tagliate nell'armatura \rightarrow la def. massima non è il 10%, ma $0,15 \cdot E_{uk}$

METODO DI CALCOLO APPROSSIMATI (quelli che ci interessano)

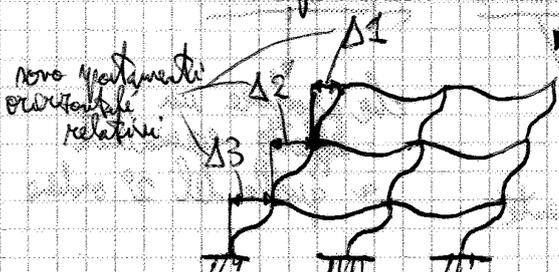
analisi globale: se la struttura è controventata a nodi fissi \rightarrow effetti del 2° ordine trascurabili

Analisi globale degli effetti del secondo ordine su strutture a nodi mobili.

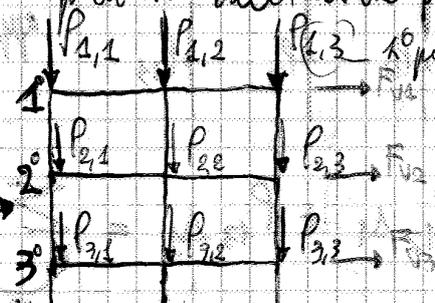
METODO P- Δ

Metodo approssimato che consente di tener conto degli effetti del 2° ordine nell'analisi globale

Nella configur. deformata avremo:



Gli spostamenti orizzontali sono stati prodotti dall'azione del vento.



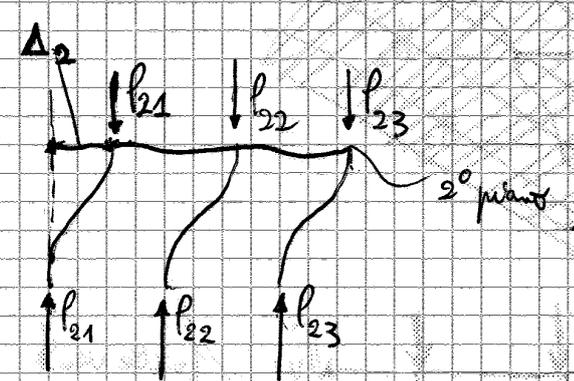
Nella config. indeformata:

Nota: gli spostamenti orizzontali (per ogni piano considerato) non sono uguali per tutti i nodi. Lo vale se le travi sono indeformabili ammalmente

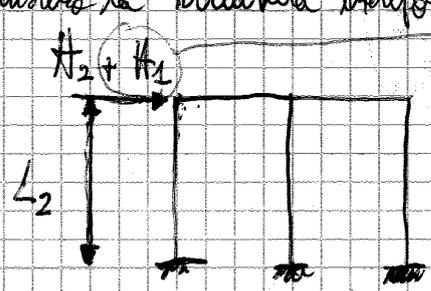
$$\Rightarrow H_1 = \frac{\sum p_{1j} \Delta_1}{L_1}$$

spostamenti orizzontali detti nel telaio e calcolati con la teoria del 1° ordine. Non sono gli spostamenti reali perché sono quelli calcolati con la teoria del 1° ordine → anche H_2 è un valore approssimativo → dovrà fare iterazioni)

Mettiamoci al piano 2:



considero la struttura indeformata e applico una forza statica equivalente che deve simulare gli effetti di p_{21}, p_{22}, p_{23} per l'equilibrio, alla trave orizzontale del piano sopra.



Formula di "equivalenza":

$$(H_2 + H_1) \cdot L_2 = \sum p_{2j} \Delta_2$$



$$H_2 = \frac{\sum p_{2j} \Delta_2}{L_2} - H_1 =$$

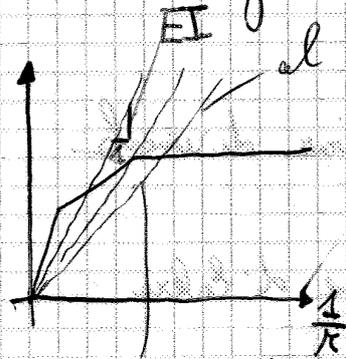
$$\frac{\sum p_{1j} \Delta_1}{L_1}$$

$$= \frac{\sum p_{2j} \Delta_2}{L_2} - \frac{\sum p_{1j} \Delta_1}{L_1}$$

$$\frac{H_1(\lambda)}{\lambda - \alpha}$$

per tener conto della non linearità meccanica in' più, ad ogni iterazione, considerare una rigidezza media.

La rigidezza della colonna è presa in conto tramite il suo diagramma ma $H - \frac{H_1}{\lambda} = \frac{H_1}{\lambda}$



al variare del momento in ogni giro la rigidezza si modifica (cala il momento per accrescere di più)

di quanto ne faremo le considerazioni sempre la stessa rigidezza

disegno sbieco: siamo sempre prima dello svincolo (tratto orizzontale)

[Se il H calcolato nella configurazione di iterazione finale differisce di meno del 5% di quello calcolato con la teoria del 1° ordine \Rightarrow può trascurare gli effetti del 2° ordine]

ANALISI DEGLI EFFETTI DEL 2° ORDINE SU COLONNE ISOLATE (Aste ideali: perfettamente verticali)

in SDC

$$IN\ SDC \Rightarrow P_{crit} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

in SDC:

ci poniamo nella situazione di comportamento rigido-plastico della struttura, cioè comportamento nullo per $P < P_{crit}$ e definito per $P > P_{crit}$.

Noi vogliamo tener conto di un comportamento elasto-plastico della nostra struttura.

$$\sigma_{crit} = \frac{P_{crit}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{l^2 A} \approx \frac{\pi^2 E \rho^2}{l^2} \Rightarrow \sigma_{crit} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

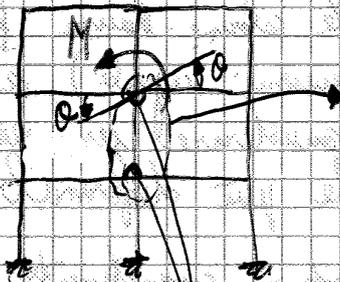
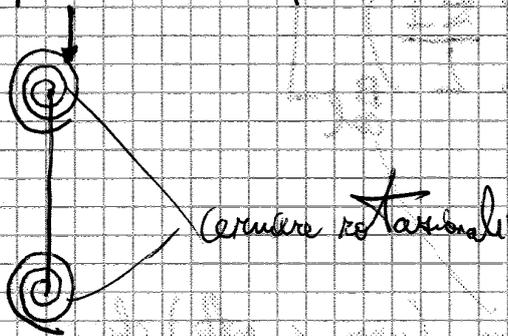
$\rho^2 = \frac{I}{A}$

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

Nelle strutture in ca. le colonne (pilastri) sono incastrate alle travi,
 ma a loro volta le travi sono un po' deformabili.

Se aumenti le colonne secondarie $\Rightarrow l_0 = L \Rightarrow \lambda = \frac{L_0}{\rho}$ relativamente grande

Nella realtà le colonne vengono calcolate considerando che le colonne sono incastrate alle estremità nei nodi della struttura e in più ~~non~~ permettono comunque una certa rotazione relativa;



mutando flessionalmente la colonna
 non parallelamente (cerniera perpendicolare),
 mutando la colonna perché non
 non

vuole che dia contributo alla
 rigidità del nodo.

Applica un momento che angolerà
 gli altri elementi che convergono
 nel nodo

Per determinare il θ rispetto a M . Definisci la rigidità di questi elementi svincolati come:

$$M = K\theta \Rightarrow K = \frac{M}{\theta}$$

rigidità
 deformazione

coeff. di flessibilità

$$K = \frac{1}{k} = \frac{\theta}{M}$$

\Rightarrow non è un numero puro \Rightarrow l'EC2 opera con dei "numeri" per rendere adimensionale k ;

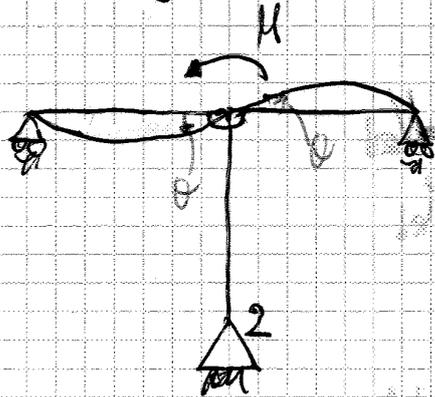
$$k_1 = \frac{\left(\left[\frac{EI}{L} \right]_{col, riga} + \left[\frac{EI}{L} \right]_{col, B} \right)}{3 \left(\frac{EI}{L} \right)_{b, dx} + 3 \left(\frac{EI}{L} \right)_{b, dx}}$$

beam

qui ripete di k_1

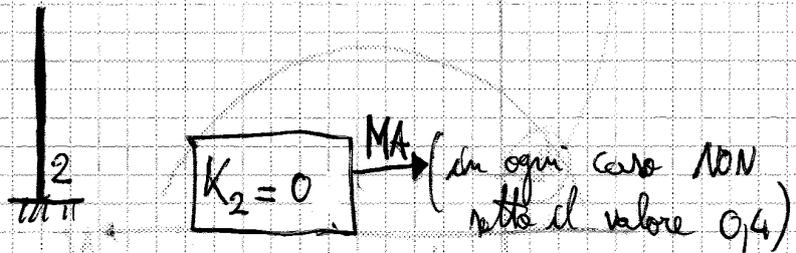
per rendere il tutto adimensionale

La rotazione si ottiene andando ad applicare un momento M che produce una rotazione θ :



Se questi incastri e non correlli \rightarrow coeff. 4.

Se il nodo 2 è incastri:



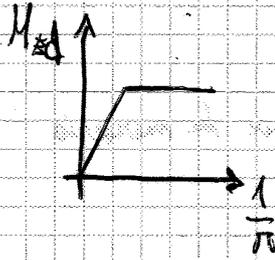
Nell'ENV2 c'era un procedimento un po' più semplificato:

$$K_B = \frac{\sum E_{cm} I_{col} / I_{ol}}{\sum E_{cm} d \dots}$$

Poi si usava un nomogramma...

Metodo della rigidità nominale

Il comportamento della struttura è considerato elastico-perfettamente plastico:



$N_B = \frac{\lambda^2 EI}{L^2}$ — è quello nominale

buckling instabilità

$\Rightarrow M_{Ed} = M_{0Ed} \left[\dots \right]$

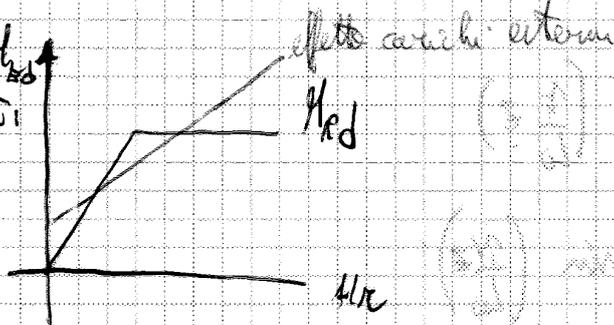
coeff. amplificativo del momento del 1° ordine

$M_{Ed,tot}$

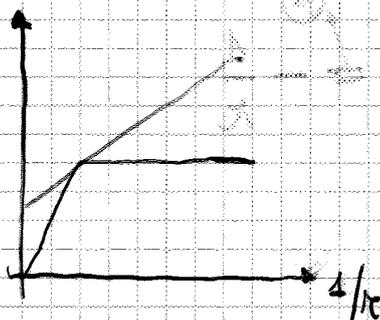
Metodo della curvatura nominale

Calcolo separatamente il momento del 1° e del 2° ordine:

La struttura si comporta sempre così:

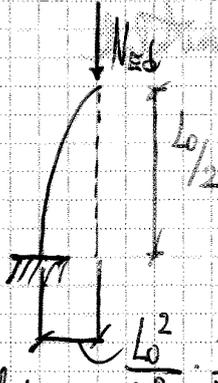


Interazione limite quando:

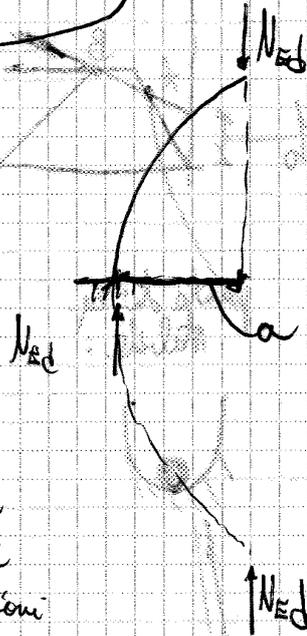


Quando ne ho la mia colonna e voglio calcolare il M diretto dagli effetti del 2° ordine, devo tenere in conto a:

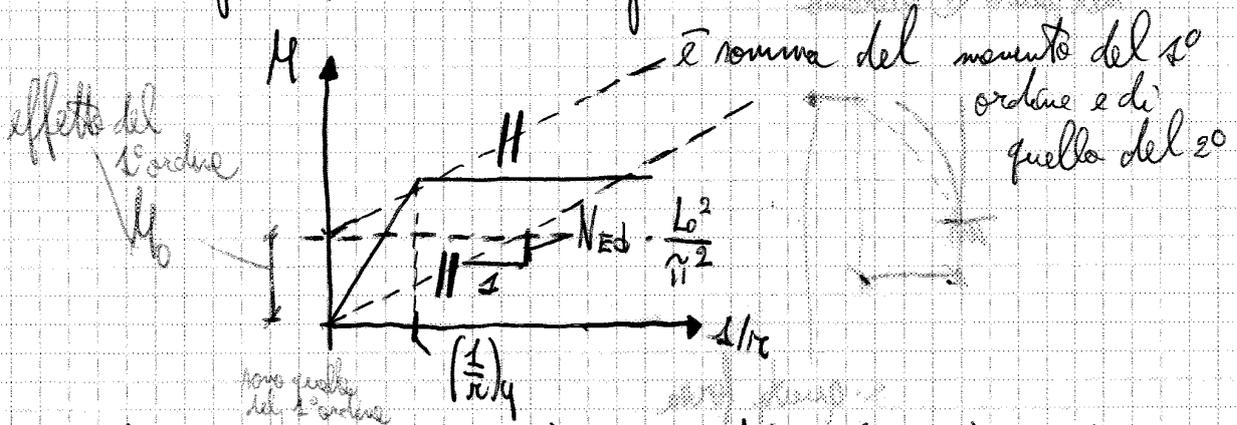
$$M_2 = N_{Ed} \cdot a = N_{Ed} \cdot \frac{L_0^2}{\pi^2} \frac{1}{r}$$



La colonna modello è una semi-colonna incastrata alla base e libera in sommità e soggetta alle sollecitazioni in sommità.



M risultanti vengono riportati in un diagramma $M - 1/r$



$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot (e_0 + e_a + e_2) = N_{Ed} (e_0 + e_a) + N_{Ed} \cdot e_2$$

e_0 : eccentricità del 1° ordine
 e_a : eccentricità non intenzionale, cioè quella dovuta alle imperfezioni geometriche
 e_2 : termine legato agli effetti del 2° ordine
 $e_2 = \frac{L_0^2}{\pi^2} \frac{1}{r}$

$e_a = \theta \cdot \frac{L_0}{2}$

$\theta = \alpha_n \cdot d_e$

La verifica col metodo della colonna mobile sulla curva il max. valore del momento del 2° ordine che può sopportare la colonna (è quello per cui la retta interseca il grafico del diagramma $M - \frac{1}{\mu}$).

Si controllerà che:

$$M_0 = N_{Ed} \cdot (e_0 + e_a) \leq M_{0, \max}$$

viene definito da
 tabelle che consentono di
 risolvere il problema
 in modo adimensionale ($M_{0, \max}$)

Per le colonne si considera invece un I in stato 4 (colonna interamente reagita):

$$(I_{0m1 \times 1, I})_{col} = \frac{I_0 l^3}{12} = 1,2505 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

ho 2 colonne che concorrono nel nodo

$$\Rightarrow k_1 = \frac{2 \cdot \left[\frac{1,2505 \cdot 10^9 [\text{mm}^4]}{3000 [\text{mm}]} \right]}{\left(3 \cdot \frac{3,1165 \cdot 10^8 [\text{mm}^4]}{4500 [\text{mm}]} + 4 \cdot \frac{3,1165 \cdot 10^8 [\text{mm}^4]}{5000} \right)} = 1,82$$

Per il nodo 2 si ha:

$$k_2 = \frac{2 \cdot \left(\frac{1,2505 \cdot 10^9}{3000} \right)}{\left(4 \cdot \frac{3,1165 \cdot 10^8}{4500} + 4 \cdot \frac{3,1165 \cdot 10^8}{5000} \right)} = 1,58$$

Questi valori di k_1 e k_2 vengono inseriti nella prima formula di l_0 (perché si considera che la struttura è a nodi fissi):

$$l_0 = 0,5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{1,82}{0,45 + 1,82} \right) \left(1 + \frac{1,58}{0,45 + 1,58} \right)} = 2,69 \text{ m}$$

di fatto in questo caso $\beta = 0,9$

Il progettista può, cautelativamente, considerare $\beta = 1$ (cioè biemele) \Rightarrow lunghezza libera di flessione pari a l

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2690 \text{ mm}}{350 / \sqrt{12}} = \frac{2690}{\dots} = 26,6$$

raggio di inerzia = $\frac{I_{per}}{\sqrt{12}}$

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed} &= 400 \text{ kN} \\ N_{qp} &= 200 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{derivano dall'analisi strutturale}$$

Giudgmento

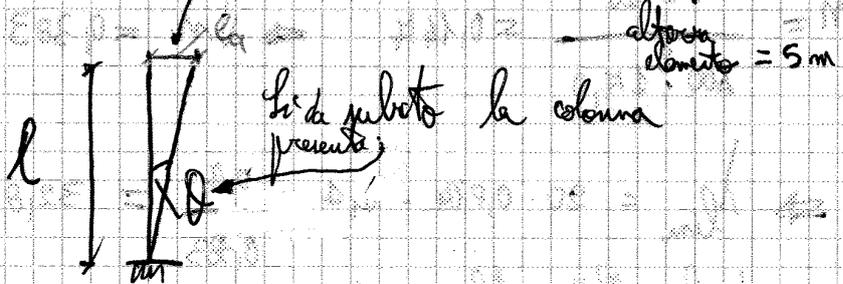
Le sollecitazioni effettive a cui è sottoposta la colonna allo S.U.:

$$N_{Ed} = 400 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,0} = N_{Ed} \cdot (e_0 + e_a) = 400 \cdot (0,20 + 0,0223) = 89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

tiene conto dell'effetto delle imperfezioni geometriche: $\phi = \frac{1}{200} \cdot \alpha_h \cdot l = \frac{1}{200} \cdot 2 \cdot l = 0,01 \text{ rad}$

depende dal numero di elementi affiancati uno all'altro



$$e_a = \phi \cdot l = 22,3 \text{ mm}$$

conferma l'angolo con la sua tangente

Ora controlliamo la snellezza della colonna e quella limite:

Snellezza:

$$l_0 = 2 \cdot l = 10,00 \text{ m}$$

$$i = \frac{400 \cdot 10,00 \text{ m}}{\sqrt{12}} = 115,5 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{10000}{115,5} = 86,6$$

Snellezza limite:

$$A =$$

$$\beta = \frac{\pi^2}{\omega_0^2} \approx \frac{\pi^2}{8}$$

$$M_{Ed} = 89 \cdot \left(1 + \frac{1,23}{\left(\frac{1099}{400} - 1 \right)} \right) = 152 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ora dobbiamo controllare che $M_{Ed} > M_{Rd}$.

per $N_{Ed} = N_{Rd} = -400 \text{ kN} \Rightarrow M_{Rd} = 162,4 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} \Rightarrow \text{verificata OK}$

METODO DELLA CURVATURA NOMINALE

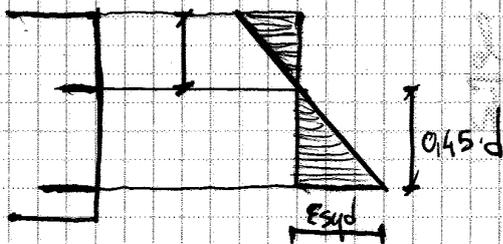
$$M_{Ed, tot} = M_{0Ed} + M_2$$

$\underbrace{\hspace{10em}}_{89 \text{ kN} \cdot \text{m}}$

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$$

$$e_2 = \frac{l_0^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{\kappa}$$

Per il calcolo di $\frac{1}{\kappa}$ si lavora in una curvatura di base la quale è determinata considerando:



$$\frac{1}{\tau_0} = \frac{E_{syd}}{0,45d} = \frac{195/1000}{0,45 \cdot 360} = 12,08 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$$

$$K_{rc} = \frac{m_{ultimo} - m}{m_{ultimo} - m_{bilanciato}} = \frac{(1111) - 0,1111}{(1111) - (0,1111)} = 1,308 \leq 1 \rightarrow 1$$

(1111) sforzo normale medio relativo alla nostra sezione
 (1111) - (0,1111) valore completo dell'EC2
 (1111) - (0,1111) valore completo dell'EC2
 m_{bilanciato} momento (casi di bilanciamento)

$$W_{tot} = \frac{2 \cdot 465 \text{ mm}^2 \cdot \cancel{400} \cdot 400}{400^2 \cdot 20} = 0,184$$

non 381,3, perché la tabella considera $f_{yd} = 400 \text{ N/mm}^2$

considero $\frac{l_0}{h} = 20$: per questo valore trovo:

$l_0/h = 20$	$v = 0,10$	$v = 0,125$	$v = 0,20$
$w = 0,0$	$0,031 \rightarrow 0,086$	$\leftarrow 0,050$	
$w = 0,184$		$0,101$	
$w = 0,20$	$0,102 \rightarrow 0,105$	$\leftarrow 0,115$	

questo è il mom. max. del 1° ordine relativo a:

$$\frac{l_0}{h} = 20 ; w = 0,184 ; v = 0,125$$

Lo stesso ragionamento lo faccio con $\frac{l_0}{h} = 30$, per cui ottengo:

$$\mu_1 = 0,044$$

Da faccio l'ultima interpolaz. lineare tra $\mu_1 = 0,101$ e $\mu_1 = 0,044$ e ottengo:

$$\mu_1 = 0,089$$

max. momento del 1° ordine che può essere portato dalla colonna

$$M_{1, \max} = \mu_1 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} = 0,089 \cdot 400 \cdot 400^2 \cdot 20 \cdot 10^{-6} = 113,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

questo $M_{1, \max}$ non lo confronto col momento totale, ma col momento agente del 1° ordine, cioè:

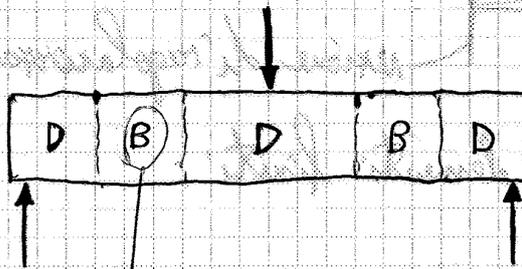


Da vedere M_0 e $M_{0, \max}$

TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P. 03-05-2013

ZONE DI DIFFUSIONE DELLA PRECOMPRESSIONE

Trave semplicemente appoggiata soggetta ad una forza concentrata in mezzo:



beam: trave (zone di tipo trave)

Appoggi di tipo sella - Gerber:



Zone dove andranno dei cunei (fori)

Remole forse:

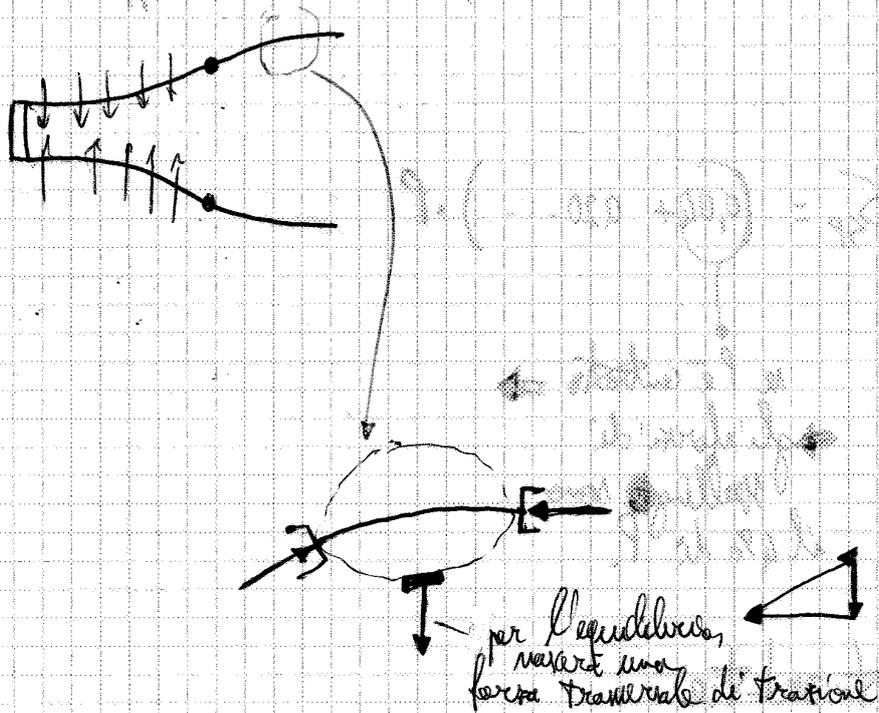


L'estensione di una trave parete è 3-4 volte minore della sua altezza \rightarrow elemento estremamente teso.

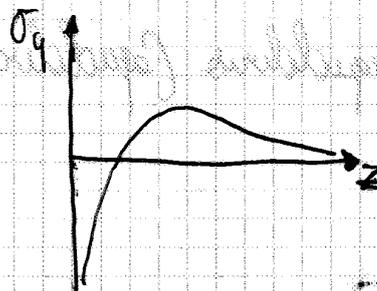
Fotoelasticità \rightarrow particolari fotografici che consentono di individuare il percorso delle isovalle di compressione.

FEH \rightarrow n'è un'analisi elastica approssimata \rightarrow cioè i risultati sono approssimati rispetto a quelli di un'analisi elastica infinitesima.

134

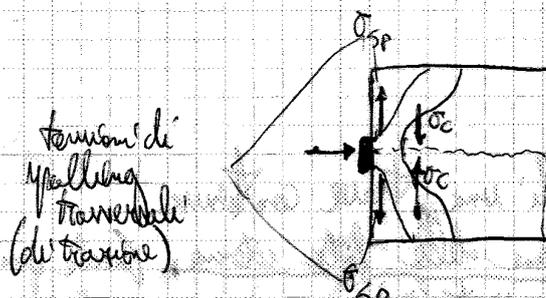


Andamento, lungo l'asse della trave z , delle tensioni trasversali σ_y , a seconda della concavità della linea notata di compressione considerate:



Se la forza esterna fosse concentrata in un punto (caso $a/h = 0$) \rightarrow nascono solo tensioni di trazione.
 Nella realtà non ho mai forze concentrate (es: punta di contatto del martinetto che mette in tensione i tralci).

Curve di livello delle tensioni:



Resistenza di progetto di un puntone di cls.

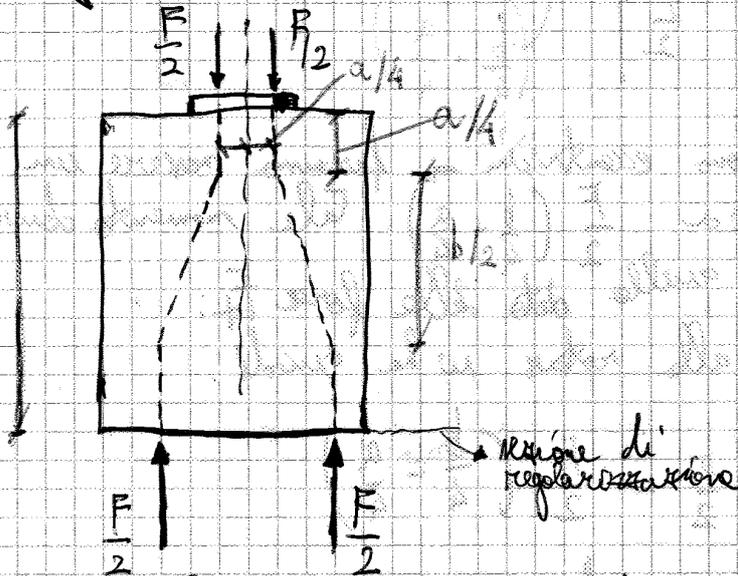
$R_{d,max} = f_{cd}$ (non considero l'eventuale contributo favorevole delle forze trasversali di compressione (armatura di pretaglio))

Tiranti

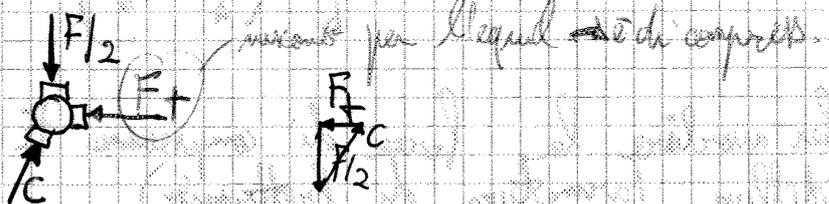
con discontinuità parziali
 Esaminiamo un puntone soggetto ad una forza F :



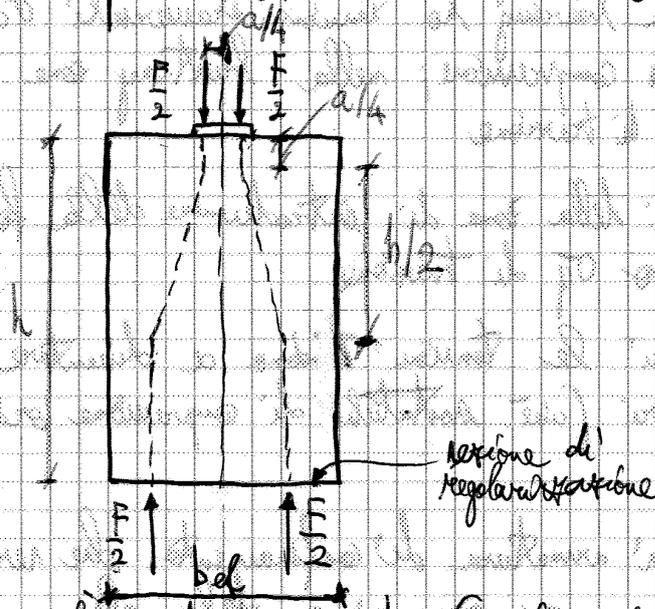
si studia l'effetto della forza F tramite l'introduzione di 2 forze concentrate $F/2$



Le devono ora analizzare le zone di variazione di pendenza delle isovalenze di compressione:



Analizziamo ora un pannello con discontinuità totale:



La lunghezza di riferimento non è b (perché, di fatto, abbiamo un elemento che ha un'estensione in orizzontale \gg di quella in verticale) \Rightarrow consideriamo una b_{ef} .

A qui in poi il ragionamento è uguale a quello di prima.

I NODI sono "regioni critiche";

- nodi concentrati: incontro fra trave tesa e compressa
- nodi diffusi: zone di ancoraggio delle armature

Modi CCC

- Mod. CCT \rightarrow n = altezza del trave (identificato in figura con 2 livelli di armatura)

- Mod. CTT

Testate di travi a cavi post-tesi

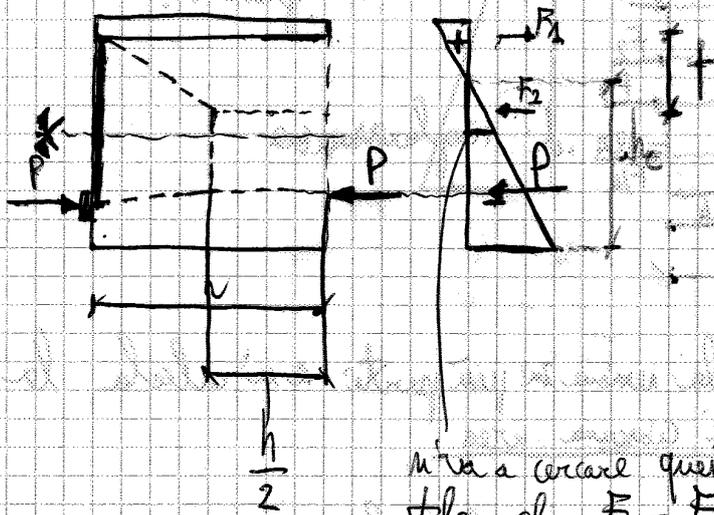
nella zona di diffusione fanno un rimpicciamento dell'anima della trave, perché nella zona di diffusione possono essere tensioni di compressione un po' più grandi.

Dalla zona di testata alla sezione di regolazione si distinguono 4 zone:

- la prima zona: zona dove viene sottobotta la forza di compressione

Zona C: "spalling"

~~Modello di Guyon~~ Modello di Guyon se il carico è centrato (4% di P)
 Se il carico è eccentrico, si preferisce usare un metodo tranti-puntone



si va a cercare questo livello, tale che $F_1 = F_2$

Dunque, ~~tutta~~ la distribuzione di compr. di trazi. di compr. compressione sotto questo livello bilancia P (perché la parte di compressione sopra il livello ~~bil~~ deve bilanciare le trazioni)

Si individua la retta d'azione della forza P (nera); si definisce così un'ala compressa (nera) di spessore $h/2$.

Alle forze F_1 ~~corrisponde un~~ F_2 ~~trante~~
 punto.

si estende fino ad $h/2$; poi tratto inclinato

Il trante di F_2 , per l'equilibrio, corrisponde fase in fond. Equilibrio alla rotazione:

$$F_1 \cdot t = S_{sp} \cdot \frac{h}{2}$$

\swarrow forze di spalling
 \searrow forze di trazione

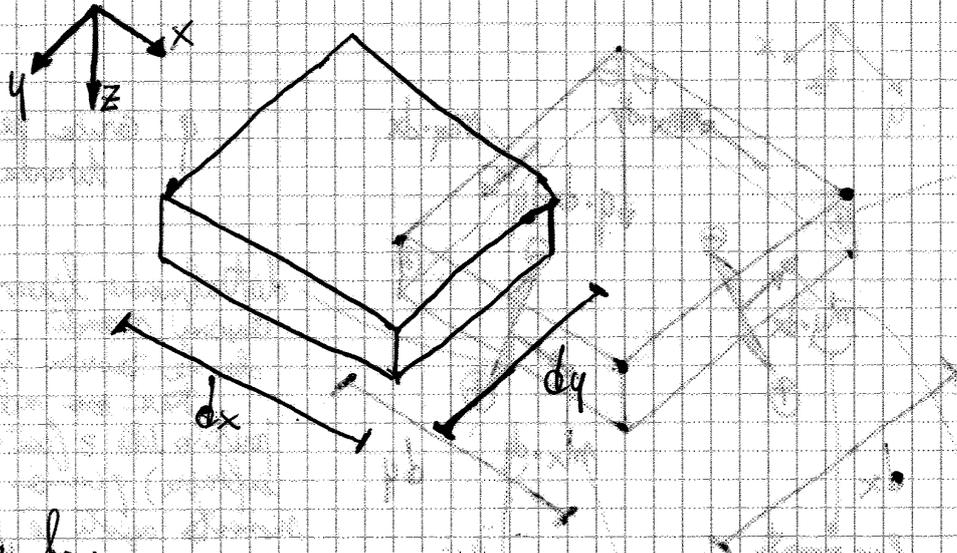
\Rightarrow determino le forze di spalling

TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P.

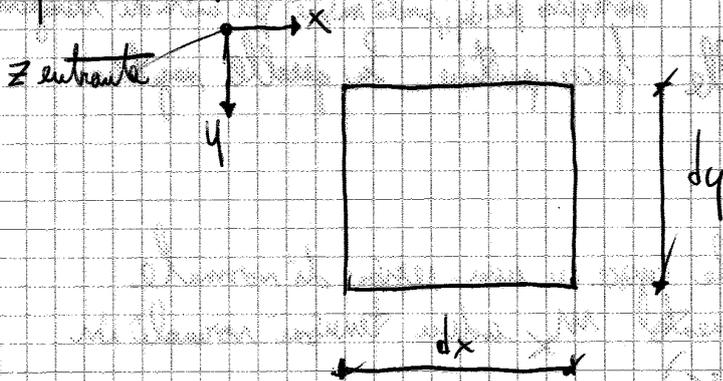
04-06-2013

PIASTRE

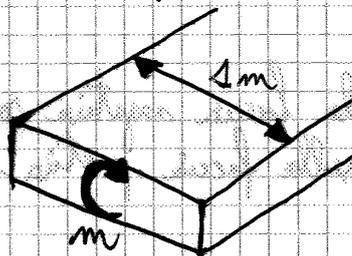
Consideriamo un elemento infinitesimo:



La piastra ha:



Nell'ambito delle piastre le sollecitazioni sono riferite all'unità di larghezza su cui agiscono:

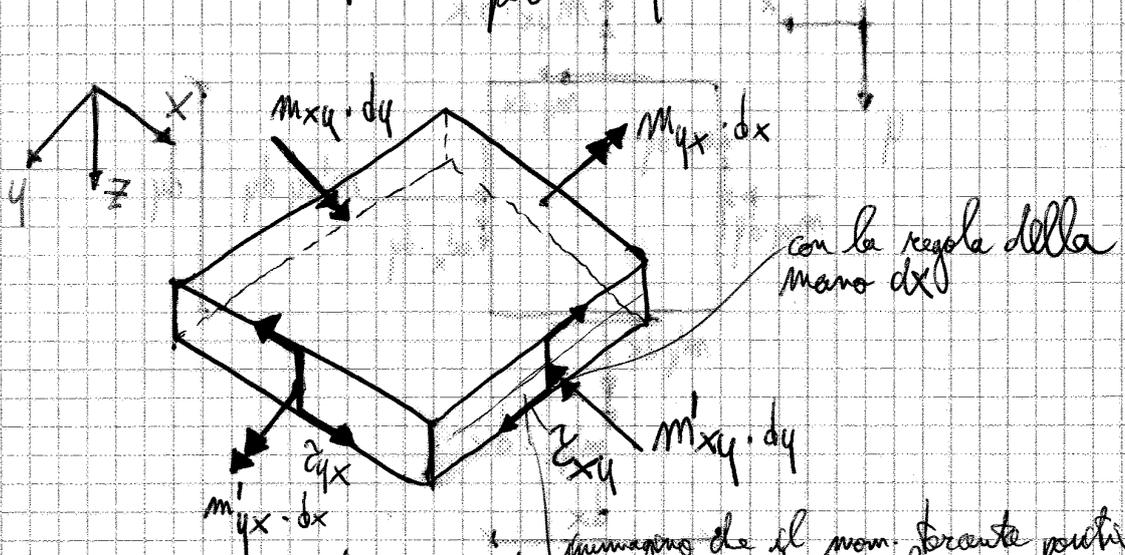


dunque, da un punto di vista delle unità di misura dei momenti saranno:

$$\left[\frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right]$$

↓
1 m di larghezza

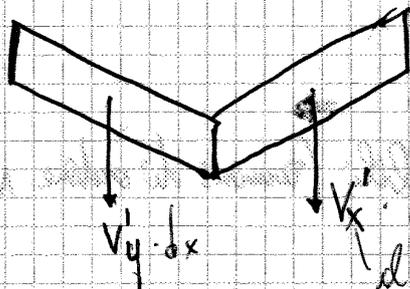
Nascono anche dei momenti "forcenti" per l'equilibrio:



immagino che il mom. forcente positivo produce una dist. di tensioni tangenziali che nel lembo superiore (semipiano positivo dell'z) sono concordi con l'asse y

$$m'_{xy} = m_{xy} + dm_{xy}$$

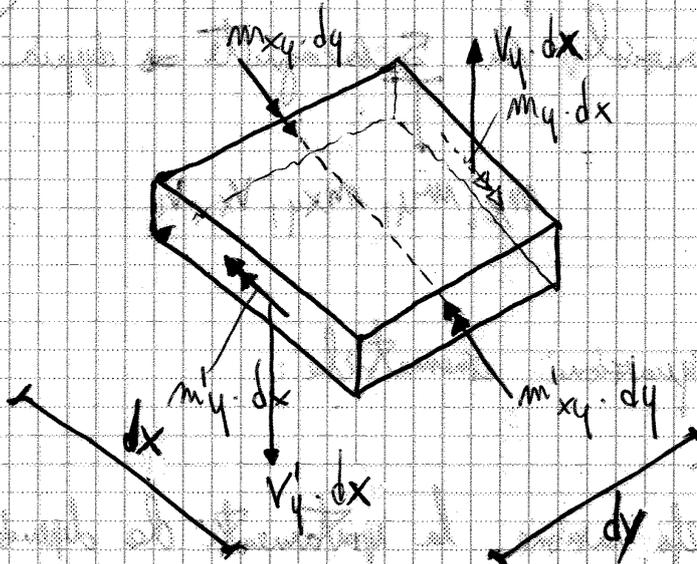
Si considerano sulla faccia positiva le forze di taglio POSITIVE che sono concordi con l'asse z;



il pedice è quello della normale alla SF. considerata

$$\rightarrow \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + q = 0 \quad (1)$$

Ora vediamo l'equilibrio alla rotazione attorno a X:



Equilibrio:

$$+ v_y \cdot dx \cdot dy + dv_y \cdot dx \cdot \frac{dy}{2} - m'_y \cdot dx + m_y \cdot dx +$$

braccio

braccio di leva di dv_y rispetto all'asse passante per il centro della faccia

$$+ m_{xy} \cdot dy - m'_{xy} \cdot dy = 0$$

Introduco ora una sviluppo in serie di Taylor:

$$v_y dx dy + dv_y dx \frac{dy}{2} - \left(m_{xy} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial y} dy \right) dx + m_{xy} dx + m_{xy} dy - \left(m_{xy} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial x} dx \right) dy = 0$$

trascurabile

$$\Rightarrow - \frac{\partial m_{xy}}{\partial y} dx dy - \frac{\partial m_{xy}}{\partial x} dx dy - v_y dx dy = 0$$

Un'altra ipotesi è che la piastra è incompressibile lungo z (lo spessore rimane h anche dopo la deformazione).

$$\epsilon_x = \frac{du}{dx} = - \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} z$$

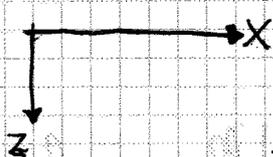
$$u = - \frac{\partial w}{\partial x} z$$

Il momento m_x che agisce su un tratto dy è prodotto da una distribuzione lineare di σ_x :

$$m_x \cdot dy = \int_{-h/2}^{+h/2} \sigma_x \cdot dz \cdot dy \cdot z$$

braccio di leva
striscia infinitesimale
forza agente sulla striscia infinitesimale di lati dz e dy
referate a dz

Per una trave inflessa si aveva:



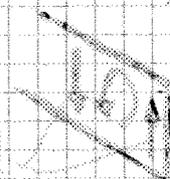
$$\frac{d^2 w}{dx^2} = - \frac{M}{EI}$$

avendo:

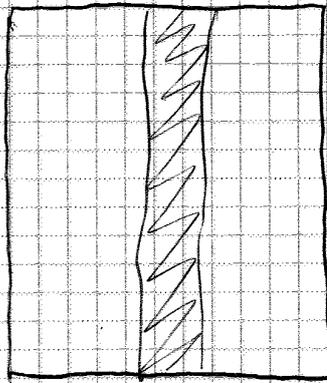
$$\frac{dM}{dx} = T$$

$$\Rightarrow \frac{dT}{dx} = -q$$

$$\Rightarrow \frac{d}{dx} \left(\frac{dM}{dx} \right) = \frac{d^2 M}{dx^2}$$

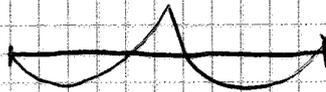


L'applicazione è quella agli elementi finiti (software Salmen).



M_y

Riconosciamo l'andamento simile a quello monodimensionale.



ARCHITURE:

Metodo di Wood:

$$\{m_x; m_y; m_{xy}\} \xrightarrow{\text{metodo di Wood}} \{m_x^*; m_y^*\}$$

REALI

ATTUALI

danno il minimo quantitativo di armatura in direz. x e y .

Per ottenere:

$$m_x^*; m_y^* \geq 0$$

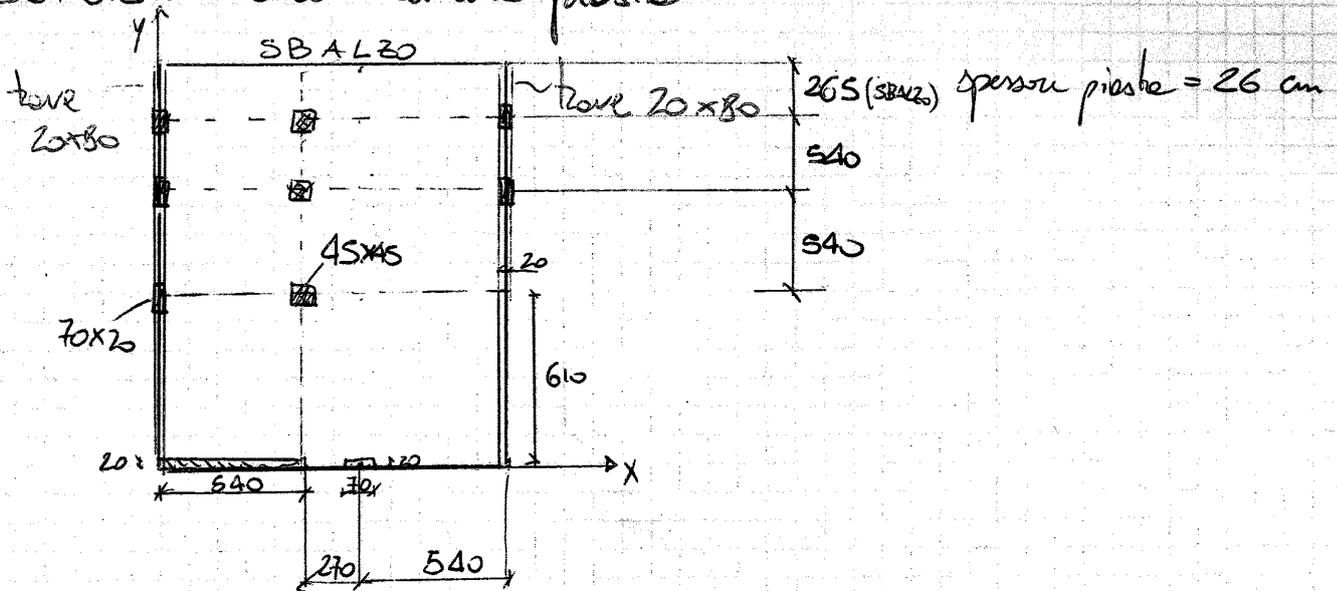
$$m_x^*; m_y^* < 0$$

o con limiti.

Se otteniamo valori negativi \Rightarrow armature superiore che dà luogo a mom. $>$ mom. fissate.

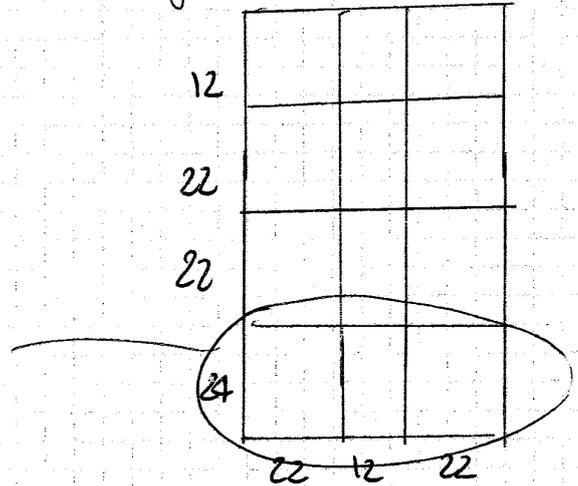
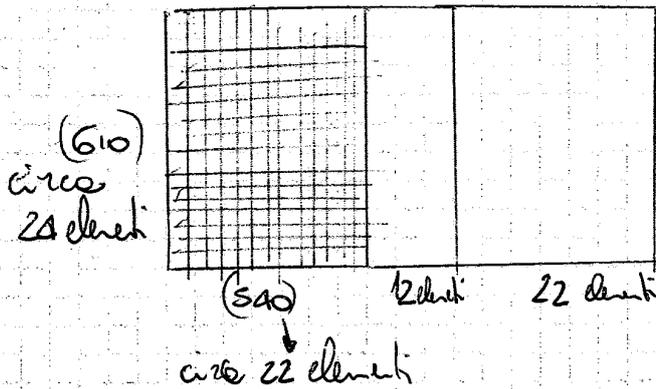
Localmente, dove ci sono picchi di M , l'armatura deve essere integrata

ESERCIZIO: calcolo di una piastra



Il modello si basa su fessici e 4 nodi: noi usiamo fessici da 25 cm di larghezza per discretizzare la piastra

Es:



Per discretizzare usiamo Dolner:

- Individuo i p.ti nodali che delimitano i compri.
- uso mesh quadrangolare
- i pilastri e i siti sono vincoli alle traslazioni ma consento le rotazioni
- la piastra non è membrana: spessore di membrana = 26 cm

- la piastra non è di fondazione: ma indico il coeff di Winkler
- per le barre definisco le sezioni, lo uso per punti (collegando tutti i punti nodali, carico a cui sono "corrispondenti" tra gli appoggi della trave e quelli del modo della piastra attraverso gli stessi componenti sugli appoggi).

TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P. 10-06-2013

PROGETTO DI STRUTTURE IN C.A. ESPOSTE AL FUOCO

L'INCENDIO è lo sviluppo di calore che si verifica all'interno di un compartimento. Le curve più basse sono riferite ad incendi che si autoestinguiscono. Oltre la T di flash over l'incendio si è sviluppato completamente (è arrivato a regime). Oltre $T_{flash\ over}$ abbiamo lo sviluppo di fumi tossici e di fiamme calde. La toxicità è un altro aspetto che va preso in conto nella scelta dei materiali usati all'interno del compartimento.

Situazioni limite:

- propagazione di gas tossici nei compartimenti vicini \Rightarrow è necessaria un'adeguata tenuta dei rivestimenti
- ...
- ...

In un punto di vista statistico tutti questi stati limite sono stati affrontati:

$$P_c = P_i \cdot P_{f.o.} \cdot P_{c/f.o.}$$

probabilità di innescio dell'incendio (è legata ai materiali scelti e alla possibilità di adottare misure di protezione attiva (come l'intervento dei vigili del fuoco))

probabilità di collasso una volta superata la $T_{flash\ over}$

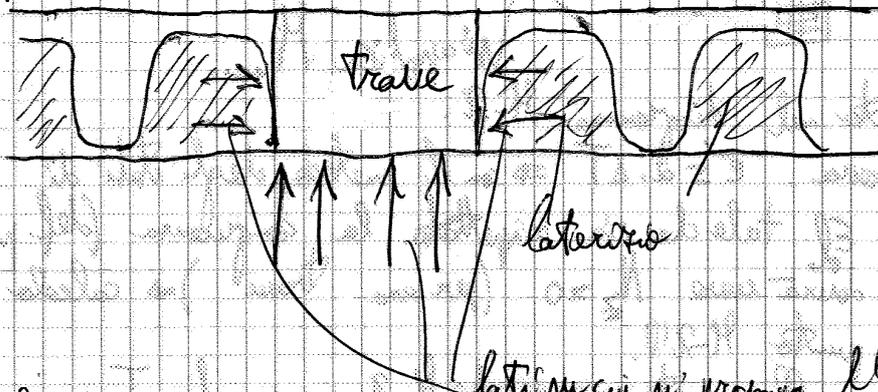
Nelle normative, il requisito di capacità portante è indicato con la lettera R, quello di tenuta con la E, quello di isolamento con la I. Dunque, la regola più generale è:

REI 90

per 90' il materiale è in grado di soddisfare quei 3 requisiti.

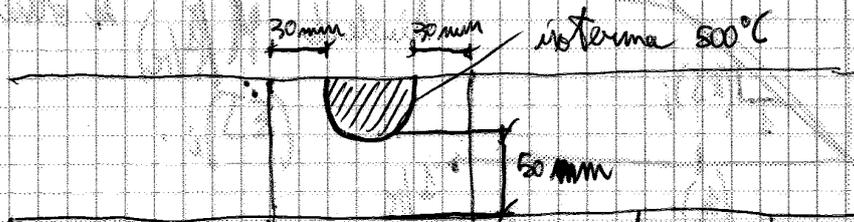
Un altro modo con cui utilizzare queste mappature termiche è quello per la valutazione del software di calcolo.

PROFILO 2: l'asse di simmetria delle mappature termiche è quello verticale
 esempio robot:



Oltre il valore 80, si può immaginare che le isoterme proseguano in modo orizzontale.

Per il cls ha interesse l'isoterma di 500°C .



I valori li si ottengono dalla mappatura termica.

PROFILO 3: l'asse di simmetria delle mappature termiche è ^{quello} orizzontale.

Per i materiali non richiesto solo il requisito R_1 , cioè quello di capacità portante.

- La resistenza a compressione del cls decade molto rapidamente al di sopra di una T di $400 - 500^{\circ}\text{C}$.
- Anche per l'acciaio è possibile derivare l'andamento di f_y in funzione della T (la temperatura è indicata con θ).

Verifiche di resistenza all'incendio

METODI DI CALCOLO SEMPLIFICATI

Il EC 2 consiglia di assumere $\mu_{fi} = 0,14$ → (al 170% dell'azione allo SLU e T_{amb} ⇒ la stessa sorta di azione quasi permanente)

In caso di incendio il momento resistente si calcola sulla base delle propr. meccaniche di progetto dei materiali.

Metodo dell'isoterma

Per il cls compresso si considera, ai fini del calcolo di M_{rd} , solo la parte del cls posto all'interno dell'isoterma $500^{\circ}C$.

La restante parte, al di fuori dell'isoterma $500^{\circ}C$, si considera degradata, cioè non resistente a compressione. (cioè a $T > 500^{\circ}C$)

Il $f_{ck, fire}$ per tutte le fibre di cls all'interno dell'isoterma $500^{\circ}C$, coincide con $f_{ck, 20^{\circ}C}$.

Si passa attraverso la T nodali delle armature e si usa il K_2 (coeff. di riduzione della f_y):
 Della risultante in zona terra ne faccio 2 parti:

- 1 mette in equilibrio la risultante delle tensioni nell'armatura di compressione
- 1 mette in equilibrio la risultante di compressione del cls ⇒ questa parte mi consente di calcolare l'altezza della zona compressa tramite un'eq. di eq.

SLU per taglio:

- elementi privi di armatura a taglio ⇒ si considera il cls all'interno dell'isoterma $500^{\circ}C$
- elementi con armatura a taglio ⇒ si deve distinguere il caso in cui le staffe siano dentro o fuori l'isoterma $500^{\circ}C$

$$\begin{cases} \theta_1 = 476^\circ\text{C} \\ \theta_2 = 326^\circ\text{C} \\ \theta_3 = 301^\circ\text{C} \\ \theta_4 = 287^\circ\text{C} \end{cases}$$

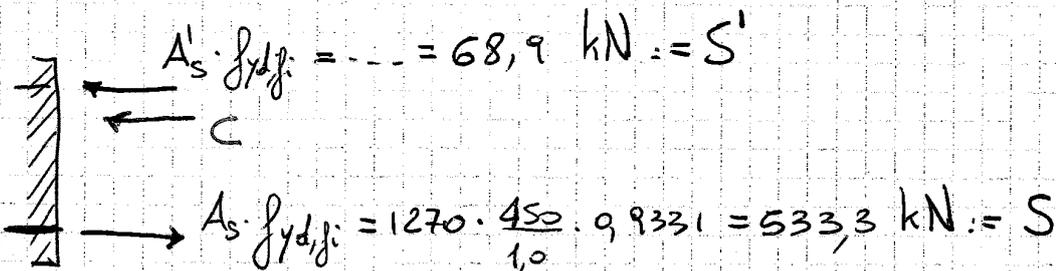
dopo 90' per fuoco su 3 lati
 → stesso quisto cerchio R90.

$$\rightarrow \begin{cases} K_{s,1} = 9,8328 \text{ (perite } \approx 17\% \text{ resistenza rispetto a } T_{amb}) \\ K_{s,2} = 1 \\ K_{s,3} = 1 \\ K_{s,4} = 0,8130 \end{cases}$$

Per l'emissione "inferiore" mi conviene calcolare un coeff "globale" di riduzione ottenuta per media dei vari $K_{s,i}$ ponderate con il n° di barre

$$\bar{K}_s = \frac{2 \cdot K_{s,1} + 2 \cdot K_{s,2} + 1 \cdot K_{s,3}}{5} = 0,9331$$

e lo applico alle tensioni di snervamento se usate in zone tese.



$$\left. \begin{aligned} 5 \phi 18 &= 1270 \text{ mm}^2 \\ f_{yd,fi} &= \frac{f_{yk}}{f_s} \cdot \bar{K}_s = \frac{450}{1,0} \cdot 0,9331 \end{aligned} \right\}$$

$f_s = 1$ per le ancore in zone tese

$$\left. \begin{aligned} A_s &= 226 \text{ mm}^2 \\ f_{yd,fi} &= \frac{f_{yk}}{f_s} \cdot K_{s,4} = \frac{450}{1,20} \cdot 0,8130 \end{aligned} \right\}$$

$f_{s,1,20}$ per tener conto dell'instabilità dell'acciaio

le diff $S - S'$ è bilanciata dalle compressioni del cls!

TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P. 04-03-2013

Prof. Taliano

ESERCITAZIONE 1

La Norma 1086/74 è una legge quadro e burocratico
contiene tutto il procedimento amministrativo da seguire

strutture in C.A. e carpenteria metallica

Per il progettista non basta solo l'aspetto burocratico e amministrativo, ma serve anche l'iter costruttivo (⇒ la L. 1086/74 diceva che ogni 2 anni sarebbero dovuti essere emanati decreti ministeriali sull'iter costruttivo).

NON scegliere forme strane dell'edificio, va benissimo anche quella RETTANGOLARE.

Se la luce dei solai è 3,50-40 m non ci si accorge quali sono le verifiche importanti da effettuare (se invece è 4,50 m ci si accorge dell'importanza della verifica a taglio e della verifica di deformazione).

Normalmente, la luce delle travi sono superiori a quelle dei solai. L'ideale sarebbe avere travi corte con dei solai lunghi.

(la trave in spessore di solai può essere realizzata solo se la sua larghezza b non supera un limite)

larghezza plinto + altezza solai

Normalmente le travi di un edificio hanno larghezza pari a 40-80 cm.

Al prof. intercare il piano tipo (NON tutti i piani).

Si progetta per 2 situazioni d'uso:

- transitoria (fase di costruzione o ristrutturazione).
- **PERSISTENTE**: normali condizioni d'uso della struttura (ingloba anche la situazione transitoria, perché la persistente è il più sfavorevole)
non sempre accade così, perché nelle transitorie può avere: $\mu < 1$

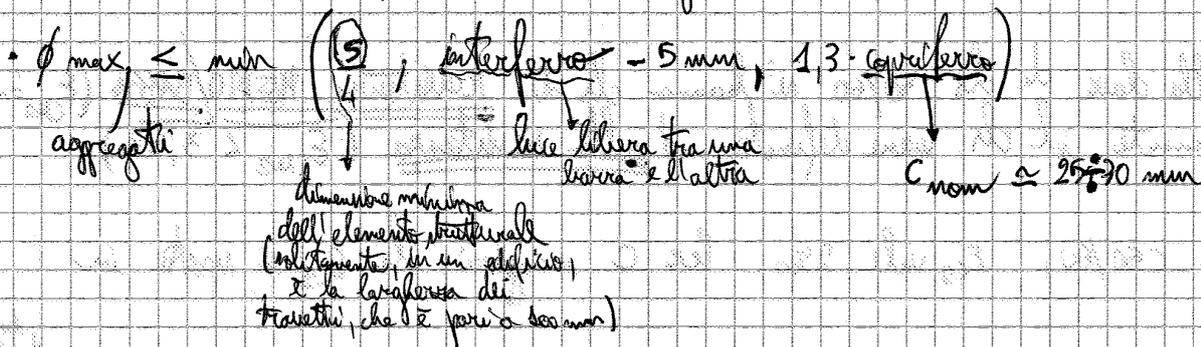
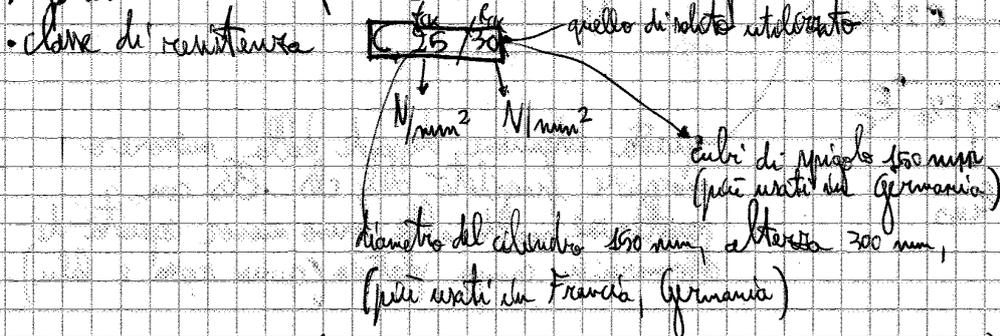
rispondenti a quelli indicati in progetto e che le certificazioni dei materiali sono rispondenti alle normative europee.

La nostra esercitazione riguarda il PROGETTO ESECUTIVO che dovremo consegnare al costruttore, il quale ha il compito di consegnarlo allo SPORTELLINO UNICO (una volta c'era il Genio Civile).

Materiali

Il cls, in cantiere, viene fornito secondo 2 tipologie (secondo l'EN 206-1):

- preconfezionato (cls a misura progettata o a prestazione garantita): 50% del tot.
- Il produttore deve fornire un cls che risponde a determinati requisiti:



Normalmente, il numero minimo (e meno che non abbiano strutture molto armate) è quello di $\frac{S}{4}$.

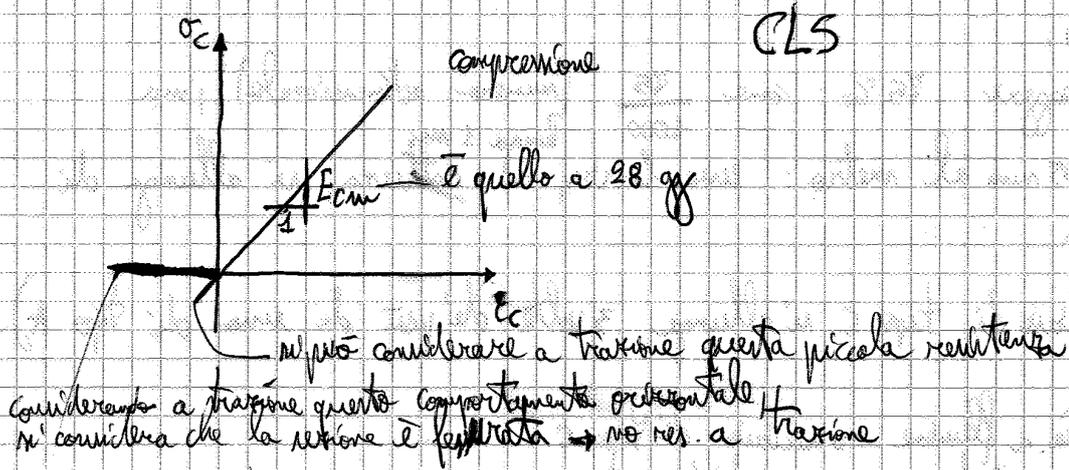
- classe di consistenza (indicata con la lettera S): questo numero ci dà un'idea di quanto il cls riesce a fluire all'interno delle casseforme.

Normalmente alle strutture gettate in opera si sceglie S3, S4, S5 a seconda della tipologia strutturale:

- solai e travi: S4
- elementi verticali: S3

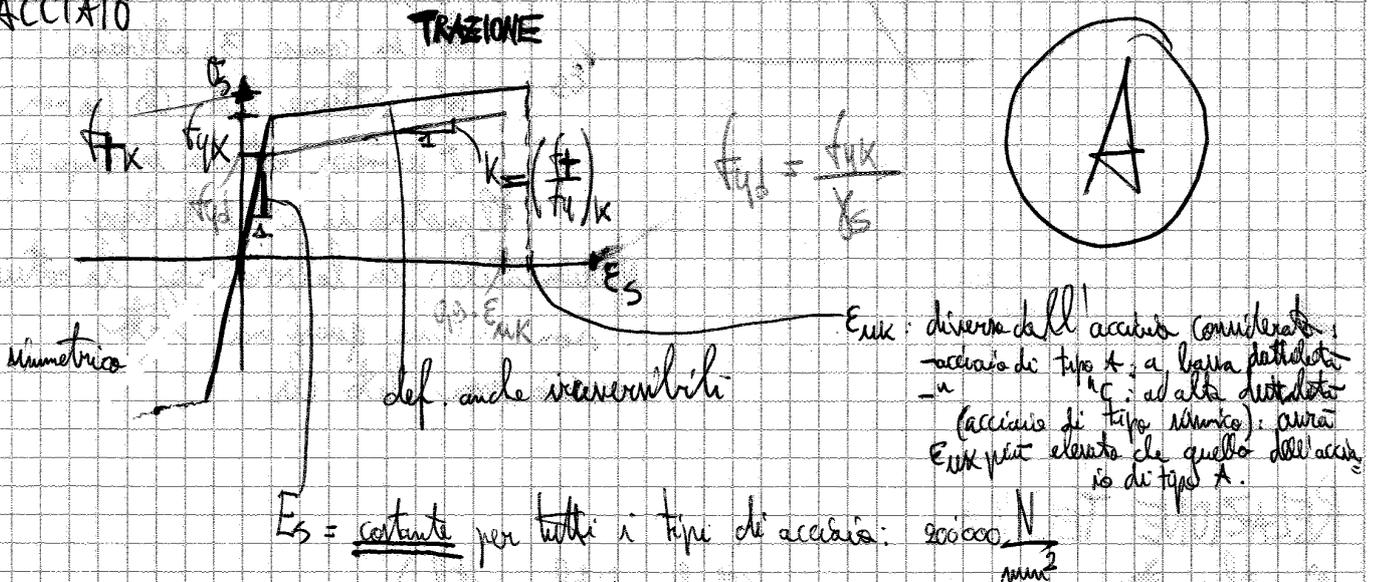
- classe di esposizione ambientale: mi dà una base il dosaggio minimo di cemento, rapporto a/c.

La EN 206-1 ci richiede di indicare come prescrizione solo la classe di esposizione ambientale (e non il dosaggio minimo di cemento e il rapporto a/c).



$f_{ck} = 0,83 f_{cu}$ è una "squisignatura" in fase progettuale (perché esistono le classi di resistenza), mentre è utile in una struttura esistente (quando faccio una cura).

ACCIAIO



Per acciaio B450 C $\Rightarrow E_{sk} = 45\%$

(nella tabella E_{sk} è indicato come $(A_{0,2})_k$: allungamento unitario)

simbolo non dell'acciaio, ma della norma che riguarda gli acciai e che ancora non è stata armonizzata.

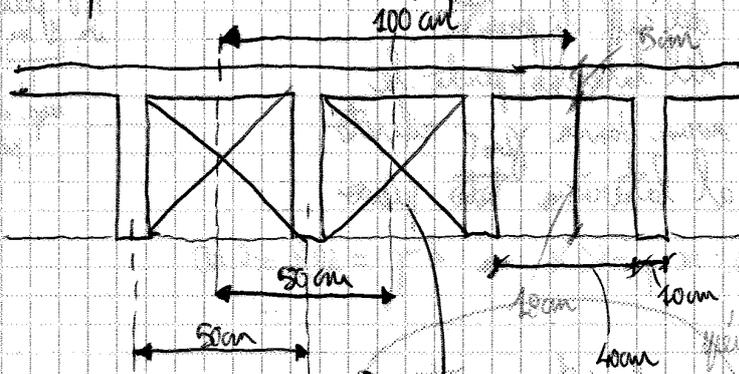
Ma gli acciai non esiste ancora una MARCAPIRE CE perché non è stata emanata ancora una norma armonizzata. Dunque viene chiesto l'armonizzato di QUALIFICAZIONE dell'acciaio (fa un po' le veci della marcatura CE).

TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P. 14-03-2013

3° capitolo della relazione di calcolo: AZIONI ESERCITAZIONE 2

AZIONI PERMANENTI: calcolo del p.p. di un solido

Consideriamo la striscia di larghezza 1 m della sezione trasversale. Tale striscia comprende 2 nervature, perché l'interasse delle nervature è 50 cm:



50 cm la pomba vede
Come:

- interasse tra le nervature
- area di competenza di ogni singola nervatura

Debbiamo definire il p.p. di solido per m² di superficie in pianta

liberi di lacerazione di alloggiamento (possono essere collaboranti o non strutturalmente) li consideriamo con

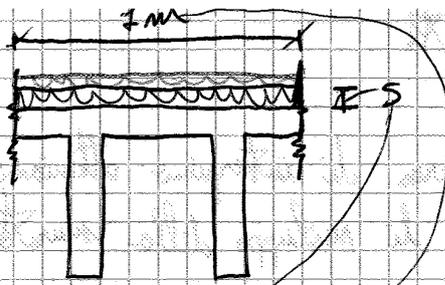
In questa striscia di larghezza 1 m abbiamo:

-calcestruzzo c15: $A_c = 0,0860 \frac{m^2}{m}$ area relativa ad una striscia di larghezza 1 m

moltiplicando A_c per il peso specifico del calcestruzzo armato

$$P_{c15} = A_c \cdot \gamma_{c15} = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,0860 \frac{m^2}{m} = 2,15 \frac{kN}{m^2}$$

è la superficie in pianta del nostro solido (m 1 m²)



$P_{\text{elemento sovrastrutturale}} = \gamma_{\text{mat}} \cdot S \cdot \frac{1 \text{ m}}{\text{m}} = \times \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

al m di larghezza di struttura

$g_{k1} = 1,40 \text{ kN/m}^2$

peso delle parti sovrastrutturali

• Muratura di chiusura esterna: ~~XXXXXXXXXX~~

Vengono prese in conto andando a definire un carico per unità di lunghezza della proiezione di questa muratura lungo il suo sviluppo.

Ciò che le murature peranti, non vengono mai posizionate nelle murature di placc, ma in travi (principali e secondarie) (cubi in elementi di cls armati (staffati) - (travi)

perché i blocchi sono fragili → possono rompersi

Consideriamo una striscia di parete di altezza 1 m



Moltiplichiamo il γ_{mattoni} per il peso $\cdot \frac{1 \text{ m (di altezza)}}{\text{m}}$ → otteniamo kN/m^2
 (m relativo ad un'altezza di 1 m) 5

→ posso passare all'unità di superficie con questo valore:

$$q_2 = 1,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{k0} = 7,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{k1} = 1,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{k3} = 1,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

completivamente il solaio sarà soggetto a:

$$q_k = 5,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} +$$

$$q_{k2} = 5,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ metro di lunghezza (di moltiplo in pianta)}$$

Se i pen propri non strutturali sono stati calcolati compiutamente (case calcolando gli spessori) → uso il γ allo SLU dei carichi permanenti.
 E invece viene dato un carico forfaitario delle parti non strutturali, allora utilizzare il γ allo SLU dei carichi variabili.

AZIONI VARIABILI

[Terrazzi: elementi esterni, ma poggianti su pilastri strutturali]
 Balconi: elementi esterni a sbalzo

Vento: viene trasformato in un'azione statica equivalente

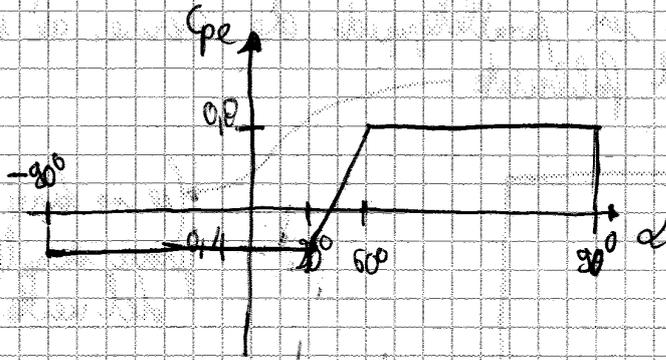
pressione cinetica, si moltiplica il ρ della massa in macroaree in base alla velocità del vento.

o con una formula simile all'eq. cinetica

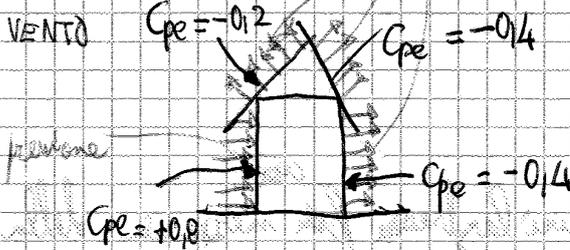
$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

$$\left[\frac{\text{N}}{\text{m}^2} \right]$$

superficie \perp all'azione del vento



AZIONE DEL VENTO

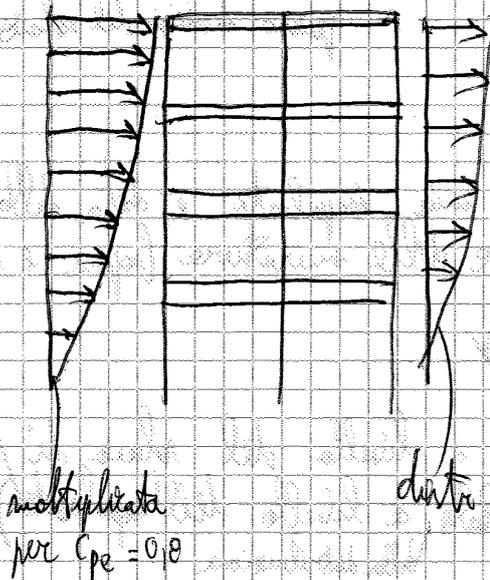


Se il valore del coeff. di forma risulta essere positivo \rightarrow l'azione del vento schiaccia la parete \rightarrow compressione: **PRESSIONE**

Se $C_{pe} < 0 \rightarrow$ azione di **DEPRESSIONE**, cioè le pareti sono soggette a trazione

Se C_{pe} è molto negativa \rightarrow abbiamo fessure e tegoli, se no il vento li alza e li porta via !!!

Trasformiamo il carico del vento in forze concentrate in corrispondenza degli impalcati.



moltiplicata per $C_{pe} = 0.8$

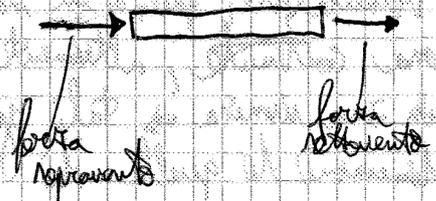
divisa più piccoli perché moltiplicata per $C_{pe} = 0.4$ di quella cosa

A questo punto, per ottenere le forze risultanti, si moltiplica:

$$q_p \cdot C_e \cdot C_p \cdot \text{larghezza di competenza del nastro (cioè la larghezza del rettangolo che incide la punta)} \cdot \text{altezza di competenza dell'impalcato}$$

Il diaframma è un corpo rigido nel suo piano.

Perché il corpo è rigido \Rightarrow posso sommare le 2 forze



Vento: SITUAZIONE DI PROGETTO PERSISTENTE-TRANSITORIA

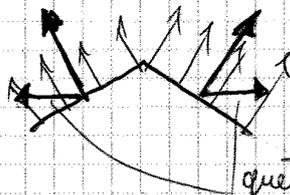
- $f_{z,w} = 1,5$ (carico variabile)
- NO NELLA SITUAZ. DI PROGETTO SISMICA
- vento X e Y non agiscono simultaneamente (o uno o l'altro)

CARICO NEVE

La formula ci dà il carico neve riferito alla proiezione in pianta della copertura \Rightarrow moltiplichiamo q_s per la superficie della falda proiettata nell'orizzontale.

carico neve

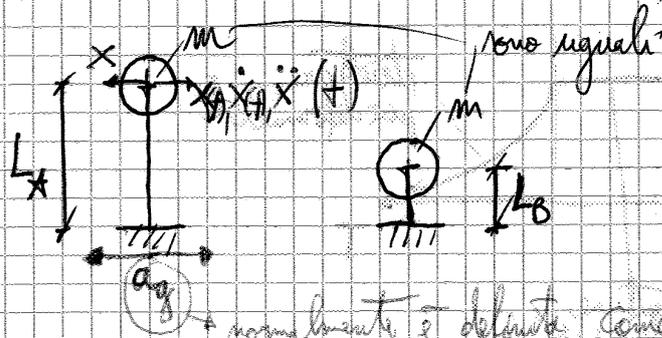
[Appendice vento: l'effetto del carico distribuito sulla falda, il progettista non lo prende in conto:



queste 2 forze orizzontali non si bilanciano, ma il progettista trascura anch'essa risultante (è piccola)

AZIONE SISMICA

Summa movimenti che avviene alla base della struttura
 si considera un modello semplice ad 1 g.d.l. (oscillatore semplice):



Lo scuotimento produce l'oscillazione della massa (spostamenti verso dx e verso dx')

Moltiplicando $m \cdot \ddot{x}(t)$ \rightarrow ricaviamo la forza sismica che agisce sulla nostra massa nel tempo.

Si definisce periodo di vibrazione proprio della struttura, l'intervallo di tempo necessario per percorrere un intero ciclo:

$$T_1 [\Delta]$$

$$f_1 = \frac{1}{T_1} [Hz]$$

numero di cicli completati dalla massa m nell'unità di tempo

Stesso schema:

per $L_A \Rightarrow$ oscillaz. molto lenta

per $L_B \Rightarrow$ oscillaz. molto più veloce

\Rightarrow Le forze sismiche sono molto più forti nel 2° caso che non nel primo (perché il 2° caso è più rigido).

L'azione sismica produce una forza \propto alla rigidezza della struttura
 ↓
 proporzionale

In zona 4 si fa una semplificazione e si ammette di prendere in conto solo il 1° modo di vibrare con un'analisi statica (l'EC8 la chiama analisi semplificata).
dinamica

Formula da utilizzare:

$$F_d = F_h \cdot \frac{W_i \cdot Z_i}{\sum_{j=1}^N W_j \cdot Z_j}$$

F_d i-esimo piano

risultante di tutte le forze sismiche agenti nell'edificio: $F_h = \sum_{i=1}^N F_i$ n° di piani

Coeff. di distribuzione (serve per distribuire vari piani)

F_h (di RIPARTIZIONE)

Z_i = distanza del piano dall'incastro (vali diverso segno)
 W_i = peso del piano i-esimo nella comb. di carico quasi permanente

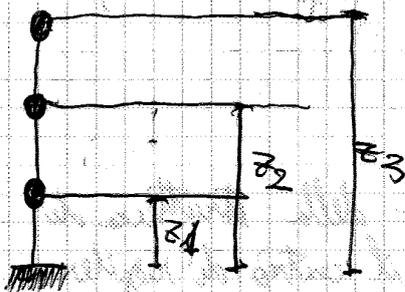
Denominatore: sommatoria di $W_j \cdot Z_j$

costo peso dell'impalcato i-esimo più peso delle travi e pilastri (sovrappeso) o peso della muratura sopra.

F_h è calcolata ipotizzando la struttura:



$$F_h = \sum_{i=1}^N F_i = W \cdot 0,07$$



W totale del nostro edificio, cioè:
 $W = \sum_{i=1}^N W_i$

sommatoria di tutti i pesi nella combinazione di carico quasi permanente.

tempo:

Se $W_1 = W_2 \forall$ i-esimo (ogni piano ha lo stesso peso)

e $Z_i = i \cdot h$ interpretando

$$F_i = F_h \frac{W_1 \cdot i \cdot h}{\sum_{j=1}^N W_1 \cdot j \cdot h}$$

$$F_i = F_h \cdot \frac{i}{\sum_{j=1}^N j}$$

TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A.E.C.A.P. 21-03-2013

ESERCITAZIONE 3

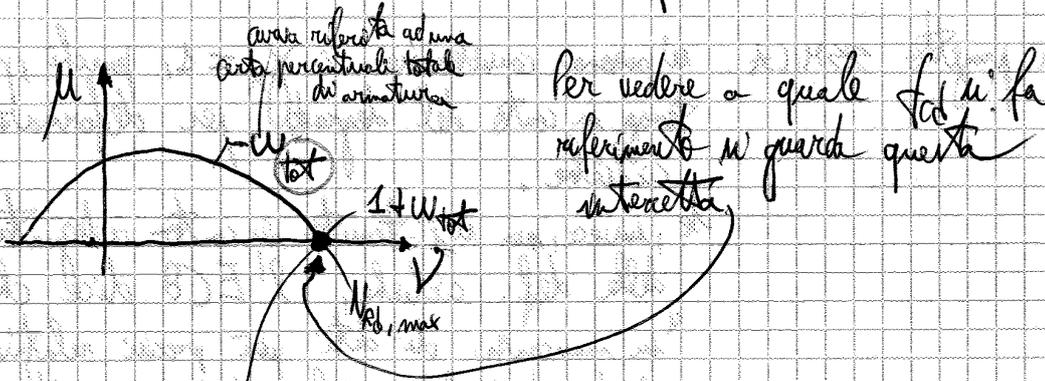
B. Coefficienti di sicurezza per le resistenze dei materiali

α_c tiene conto sia dei carichi di lunga durata, sia anch' dell'effetto compensativo della maturazione del cls \Rightarrow la norma ^{italiana} dice che $\alpha_c = 0,85$.

Nota: Nei vecchi libri lo 0,85 era fuori di f_{cd} : $0,85 f_{cd}$ \rightarrow forza applicata che valva, appunto $0,85 \cdot f_{cd}$.

Stare attenti in le tabelle di μ e i diagrammi di interazione sono stati costruiti con lo 0,85 all'interno o all'esterno di f_{cd} .

Sui diagrammi di interazione tenere conto del fatto che:



questo valore fa riferimento ad una forza normale resistente ridotta calcolata con:

$$N_{Rd,max} = f_{cd} \cdot A_c + f_{td} \cdot A_s$$

\downarrow diviso per $A_c \cdot f_{cd}$

$$\nu_{max} = \frac{N_{Rd,max}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1 + w_{tot}$$

Sempre se $w = 0 \rightarrow$ l'intercetta con l'asse ν dovrà essere a $\nu = 1$

Nelle vecchie definizioni l'intercetta era pari a: $\nu_{max} = 0,85 + w_{tot}$

(quando 0,85 era fuori di f_{cd})

Il fronte carbonatato si mette in p₀ al arrivare alle armature e, dunque, a depassivare.

(Le c'è possibilità di dilavamento del cls ⇒ usare cemento pozzolanico, non Portland!)

- in funzione del rapporto a/c, la resistenza del cls decresce rapidamente (secondo la legge di Abrams) all'aumentare di a/c.

- ponendo una classe di resistenza minima equivale a dire di non usare un cls troppo povero.

- contenuto minimo d'acqua (si ha questo limite solo per strutture soggette a cicli di gelo-sdegelo (parte aeroportuali))

- C_{nom} (\bar{c}) > del copripetro minimo ~~strettamente~~ necessario: 1 cm³ per il cubo se in opera si sbaglia a mettere un $C < C_{nom}$ (tanto per unq maggiore di C_{min} !).

EN 13670. relativa all' EXECUTION delle strutture in c.a.

In cantiere si deve verificare che il copripetro vero ("a": actual) sia > di quello minimo, ma unq < di un certo valore (perché diminuisce il braccio di leva con la risultante di compressione ⇒ diminuisce la capacità portante).

Il C_{nom} viene riportato nelle tavole di progetto.

d_{min} : tolleranza sempre presente = 10 mm; in funzione dell'h dell'elemento strutturale aggiunge poi Δ_{sup} .

Funzioni del C_{minimo} :

- durabilità

- aderenza acciaio-cls

- protezione dell'armatura in caso di incendio

in caso di incendio l'elemento deve/e l'armatura!

Predimensionamento degli elementi strutturali:
 questa parte non viene mai inserita nelle relazioni di calcolo, però è molto utile.

- Strutture controventate
- Strutture non controventate

ricorriamo a 2 sottosistemi strutturali:

- telai piani (pilastri e travi): ha il compito di trasferire gli effetti dei carichi gravitazionali (verticali) all'edificio, ma non contribuiscono, nel progetto, a sopportare le forze orizzontali;
- nuclei in r.a. controventati;

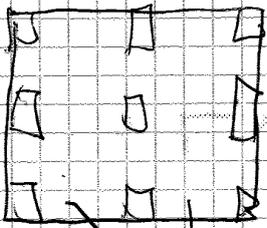
portano in fondazione gli effetti (la totalità) delle forze orizzontali.

si considera
 Telaio a nodi fissi se gli spostamenti del II ordine incrementano meno del 10% gli effetti delle azioni calcolati con la teoria del I ordine.

Ciascuna nervatura sopporta carico indipendentemente da quelle vicine → le plette con nervature vengono viste come insieme di tanti elementi monodimensionali.

Tracce sono considerate elementi bidimensionali se sono presenti i supporti.

Generico impalcato:

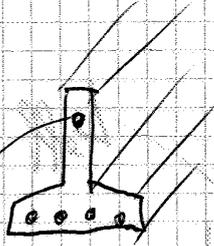


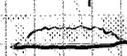
travi longitudinali: hanno la funzione di sopportare le nervature di solai.

Comportamento 2D se i campi di solai sono supportati da nervature di 10 - 45 cm (per cordoli di controsoffitto di sezione non costante + chiaro):

sarebbe una zona poco resistente.
 Inoltre non devono essere troppo bagnati, perché andrebbe cura a modificare il rapporto α con qui è stato confuso il χ .

Nei tralicci prefabbricati:



non ha la funzione di coprire il momento negativo, né il momento positivo (la braccio piccolo rispetto alle armature inferiori), ma è importante per compensare l'effetto della forte precompressione che abbiamo al lombo inferiore e che tenderebbe a fare inflottere  e l'elemento si fessurerebbe in maniera.

→ serve per "riportare" tutte le fessure massime al rilancio dei cavi.

(questi tipi di solai)

molto usati nelle ristrutturazioni

c) bedelle: non ci sono i laterizi, ma i blocchi di polistirolo!

la lastra inferiore ha spessore $\approx 5\text{cm}$.

Il traliccio M ha lo scopo che durante la fase di stoccaggio e trasporto la lastra non si fessuri (→ irrigidire la lastra).

Gettando, non si ottiene una sezione T ma a doppio T .

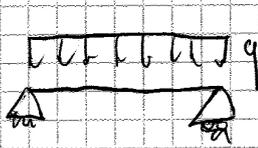
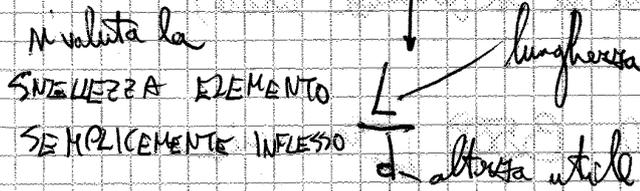
resistente

d) solai a pannelli alveolari precompressi (pre-tesi):

getto con vibropompina che dà già, per estrusione, la forma voluta; si attorciglia un χ 52; i cavi vengono tesi; poi viene gettato il χ , e il giorno dopo si rilascano già i cavi.

ALTEZZA DI TRAVI E SOLAI

la verifica a S.L.E. per deformazione la si fa o calcolando direttamente la freccia o col metodo semplificato:



$$f = k \frac{q l^4}{E I_{om}}$$

per il raddoppio \Rightarrow la
 freccia aumenta 16 volte !!

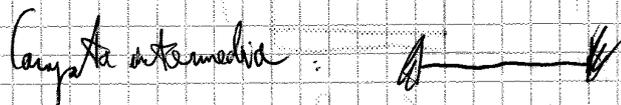
cambia a seconda delle
 condizioni di vincolo

si considerano I_{om} di una ret. rettangolare: $I_x = \frac{b h^3}{12}$

N.B.

i parametri che sono prevalenti nel dare f grande o piccola sono
 l (è alla 4) e h (è alla 3) \Rightarrow ecco il perché della
 limitazione su $\frac{l}{h}$
 ↳ nelle sezioni di c.a.

~~l'indicazione~~ l'indicazione relativa alla sezione di vincolo la troviamo
 in $(l/d)_{max}$



Per altre sovrapposizioni di pilastri, senza travi: solai a fungo

$p = 0,5\% \Rightarrow$ solai
 $p = 1,5\%$ non si ha $p = 0,5\%$ di solito si ha $0,5\% - 0,9\%$ \Rightarrow si mediano le colonne

Disegno proiettato:

solo in 2 striscette ho $d = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ progetto con d degli altri
 richiami e in quelle 2 striscette ~~non~~ fare il calcolo diretto
 della faccia o tutt'al più molto più armatura al lembo pass.

$$h_{\text{slab}} = d + c_{\text{nom}} + \frac{\phi_{\text{lon}}^2}{2} \approx 22,6 \text{ cm} \approx 23 \text{ cm}$$

ad es.

$$h_{\text{trave}} = d + c_{\text{nom}} + \phi_{\text{staffa}}^{10} + \frac{\phi_{\text{lon}}}{2} \approx 22,5 + 4,6 = 27,1 \text{ cm}$$

ad es.

Le travi possono essere realizzate in 2 modi:

- in spessore di slab (a)
- fuori spessore

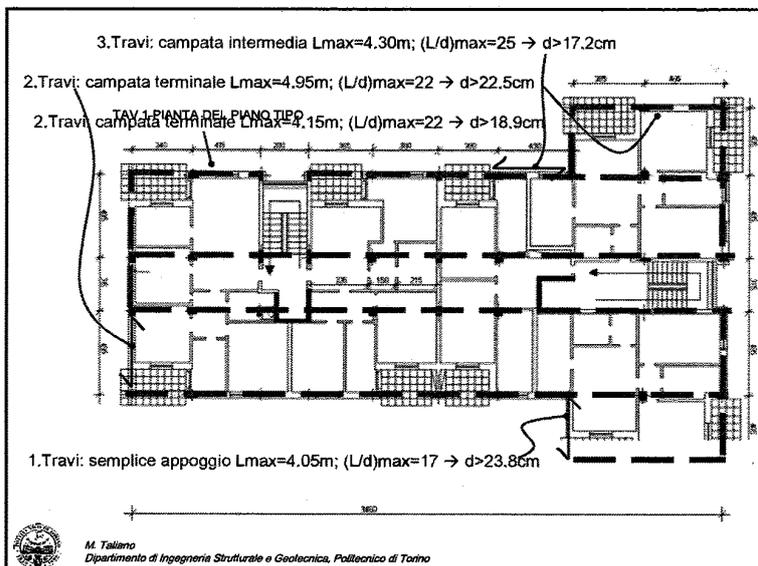
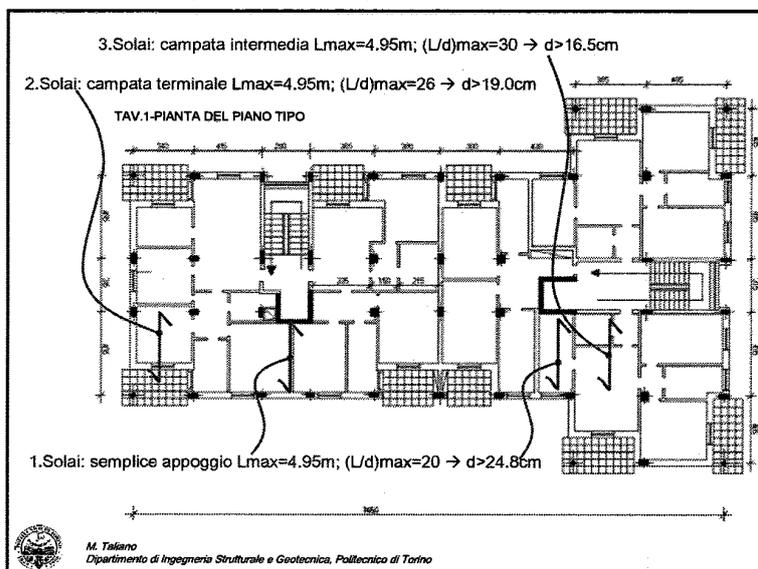
La norma sismica richiede che per travi (a) la lunghezza delle travi deve essere limitata (non 40-50 cm come in passato), cioè lunghezza pilastro + 2. metà spessore slab (se è trave centrale, altrimenti + 1. metà spessore slab (se trave di bordo)).

Dunque, se l'architetto ci chiede con una trave in spessore di slab, si realizza con una trave fuori spessore, ma con un ribasso (non un ribasso)

Per la lunghezza delle travi, se esse sono principali \Rightarrow largh $\approx 40-80 \text{ cm}$
 di bordo (portavo) la armatura $\Rightarrow 50-60 \text{ cm}$

↓
 30 più spesso
 rispetto

Se ci sono i fori, fare le verifiche locali
 nelle travi



114

memorizzazione.

Quindi cosa usiamo x trovare B??

Osservazione:

solai $\rightarrow G_K = 5,80 \text{ kN/m}^2$

$Q_K = 2,00 \text{ kN/m}^2$

\rightarrow vedi slides!
muove!

muraature $\rightarrow G_{K2} = 5,90 \text{ kN/m}$

Bisogna trovare un carico x unità di lunghezza:

vincoli di appoggio, non incastrato \rightarrow schema statico da usare x travetti

carrelli o cerniere posizionati nell'asse delle travi



\leftarrow schema travetto: 2 volte iperstatica

Sul singolo travetto agisce un carico a sup moltiplica $b_0 \times 0,50 \text{ m}$, che è l'area di competenza di ogni travetto = b_0 .

$g_K = G_K \cdot i_g$

$q_K = Q_K \cdot i_g$

$i_g =$ larghezza di competenza del travetto

$\Rightarrow \begin{cases} g_K = 2,90 \text{ kN/m} \\ q_K = 1 \text{ kN/m} \end{cases}$

È considerato 2 travetti affiancati, stanza larga 1 m:



$\begin{cases} g_K \equiv Q_K \\ q_K = G_K \end{cases}$

Travi: sono rappresentate con vincoli fissi

mezzatura trave \rightarrow alcuni travetti vedono il vincolo che si sposta verticalmente \Rightarrow vincolo cedevole.

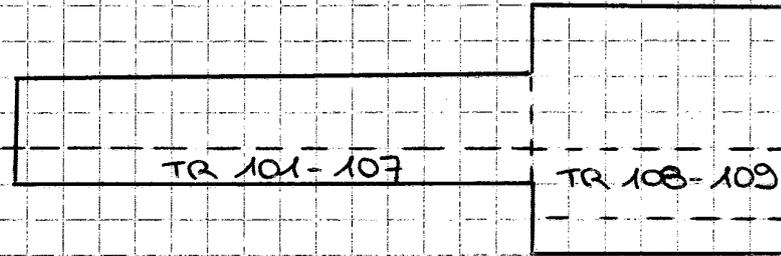
Questo xché la trave si deforma.

Questi spostamenti sono molto piccoli \Rightarrow la cedevolezza delle travi si trascura

Hp: travi sono vincoli fissi nei confronti dei solai.

\hookrightarrow in genere quest' hp si accetta se la struttura è im c.a.

Trave	g_k (kN/m)	q_k (kN/m)	i_s (m)	→ es che c'è sul portale
TR 101-107	$5,8 \cdot 1,98 + 5,9$	$2 \cdot 1,98$	1,98	
TR 108-109	$5,8 \cdot 4,9$	$2 \cdot 4,9$	4,9	



Ricorda : $g_k + q_k \approx 30$ kN/m → ordine di grandezza solito

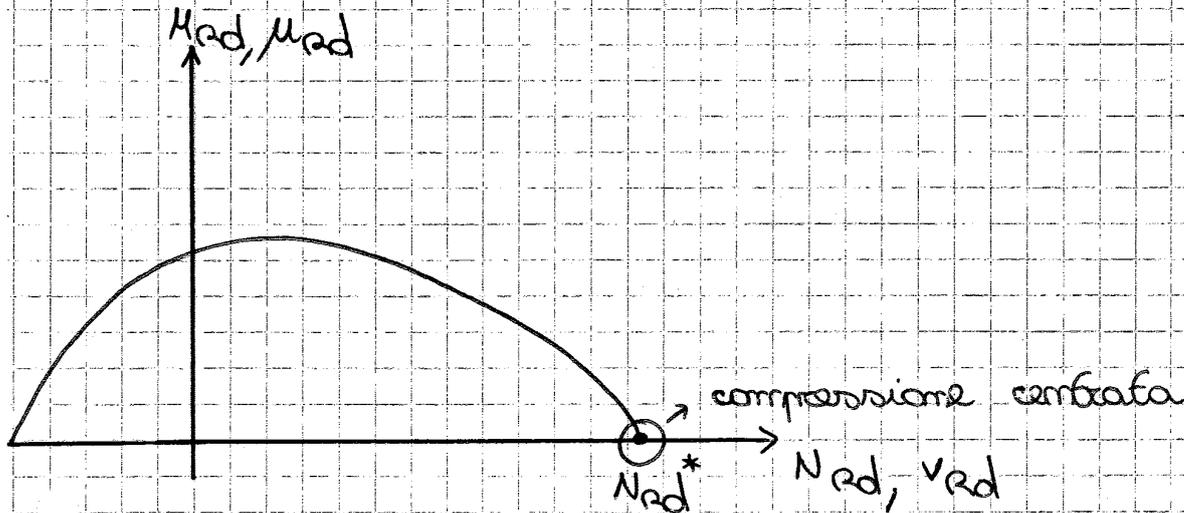
Eguaglio la reazione alla forza esercitata dal gravetto sul la trave → così trovo il carico kN/m tra 2 punti di taglio nullo

PIASTRI :

dim min = 25 cm

trasfessione deviato → 2 momenti + 1 forza normale

1° fase di dimensionamento considero solo la reazione centrata, quindi $M_x = M_y = 0$.



Definisco area di competenza dei pilastri.

Metto i vincoli sugli assi dei pilastri e calcolo le reazioni, cioè le azioni che le travi esercitano sui pilastri.



Così trovo l'area di competenza di ogni pilastro.

$A_{comp} = 18,4 \cdot \cos(i) \rightarrow$ l'A è + grande



calcolo lo sforzo normale in 3 zone:

- sulla base
- nei piani piani \rightarrow riduco la sezione
- negli ultimi piani \rightarrow allargho la sezione

Per la neve uso la proiezione in pianta \times i carichi uso la falda inclinata

$A_{comp} = 4,05 \cdot 4,55 = 18,4 \text{ m}^2$

se $i = 25^\circ \Rightarrow A_{comp} = 18,4 \cdot \cos(25^\circ) = 20,3 \text{ m}^2$

$G_k = 5,8 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ x tetto

$Q_k = 1,3 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ x tetto (relativo alla neve)

carico ΔN totale = $5,8 \cdot 20,3 \cdot 1,3 + 1,3 \cdot 18,4 \cdot 1,5 =$
 $= \Delta N_{G_k} + \Delta N_{Q_k} = 117,7 \cdot 1,3 + 22,6 \cdot 1,5 =$
 $= N_{max}^d = 186,9 \text{ kN}$

N_{min}^d (se $\gamma_G = 1$ e $\gamma_Q = 0$) = $117,7 \text{ kN}$

$\left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\}$ sono x la copertura

Per i piani tipo : $\Delta N_{G_k} = 105,7 \text{ kN}$

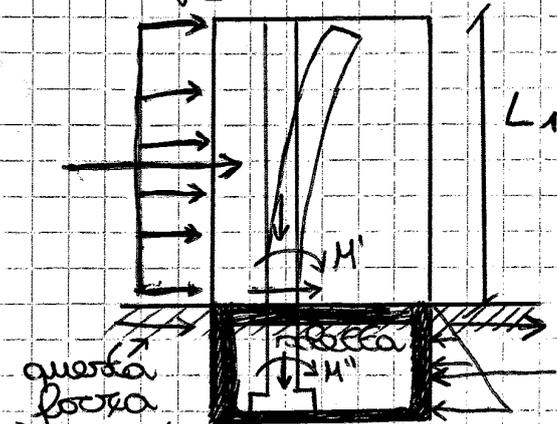
$\Delta N_{Q_k} = 35,8 \text{ kN}$

$N_{min}^d =$

$N_{max}^d = 380,8 \text{ kN}$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_E = 1,2}$$

→ così si riduce la rigidità del mat e si aumentano gli effetti del 2° ordine



Interrato → se è una struttura molto rigida fatta da mura, l'incastro è immediatamente al di sopra dell'interrato o rigido

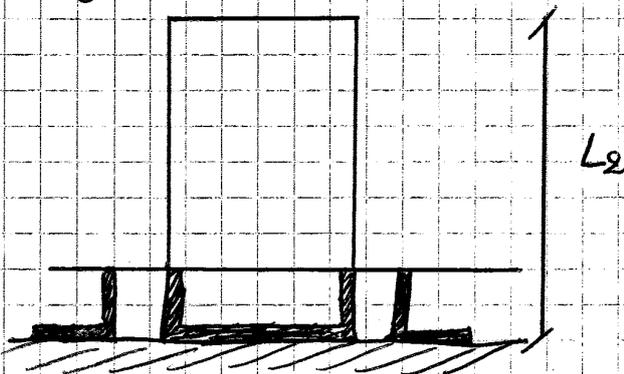
$$L = L_1$$

questa forza è scaricata direttamente sul terreno dalla soletta

R → bilancia la risultante dei carichi orizzontali

$M' = M''$
 Il taglio in fondazione non viene scaricato
 N è scaricato

Se ci sono intercapedini laterali nell'interrato, l'incastro è a livello della fondazione che non c'è una soletta o rigido



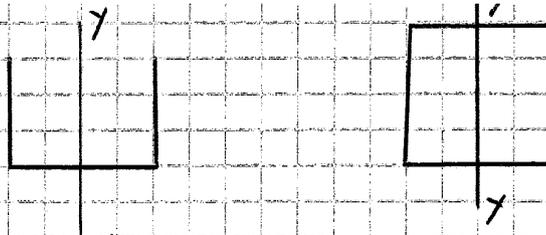
$$L = L_2$$

Momento d'inerzia:

$\left. \begin{matrix} I_x \\ I_y \end{matrix} \right\}$ locali x ogni controvento (locali cioè baricentrici)

La disuguaglianza deve essere rispettata nelle 2 direzioni x e y.

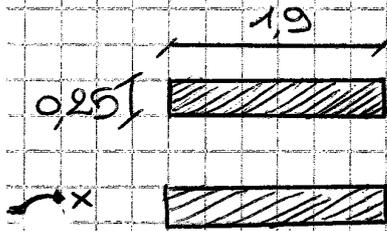
$$\left\{ \begin{aligned} \sum I_{c,x} &\geq \frac{F_{v,ed} \cdot L^2}{\frac{m_s}{m_s+1,6} \cdot k_1 \cdot E_{cd}} \\ \sum I_{c,y} &\geq \quad \quad \quad = \end{aligned} \right.$$



$x : 1,20 \text{ m}^4 + 0,61 \text{ m}^4 = 1,81 \text{ m}^4 < 2,08$

⇒ devo aggiungere pareti

$2,08 - 1,81 = 0,27 \text{ m}^4 \rightarrow$ da aggiungere



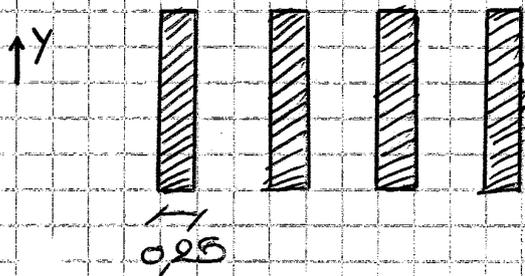
$\Delta I_x = 0,14 \text{ m}^4$

$B = 0,25 \text{ m}$

$\Delta I_x = \frac{BH^3}{12} \rightarrow H = 1,9 \text{ m}$

2 pareti lungo x

4 pareti lungo y ⇒ divide 0,27 per 4



$\Delta I_y = 0,07 \text{ m}^4$

$B = 0,25$

$\Delta I_y = \frac{BH^3}{12} \rightarrow H = 1,5 \text{ m}$

DA INSERIRE NEL PROGETTO:

Caratteristiche di piano

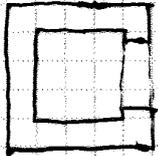
TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P.

ESERCITAZIONE 5

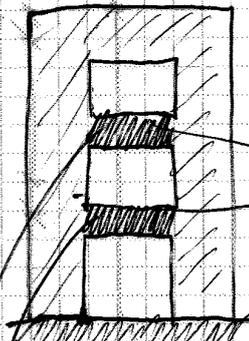
VANO ASCENSORE

18-04-2013

È una sezione aperta:



la vista "principale" è:



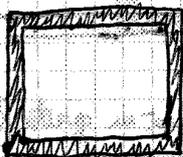
Spessore 30-35 cm ; altezza 80 cm

devo trasferire gli sforzi ai due lati (membrato incastrato alla base)

SONO TRAVI DI COLLEGAMENTO RIBASSATE RISPETTO ALLO SPESORE DEL SOLAIO

sono travi parete, cioè L non supera la dim. minima della sezione (cioè h) → no le Saint Venant, ma metodo strut. and full

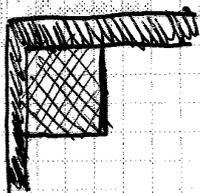
Il poter trasferire gli sforzi ai due lati laterali consente di considerare la rigidezza della sezione chiusa:



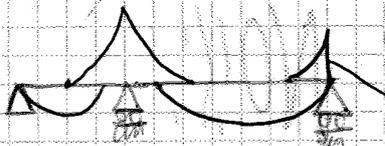
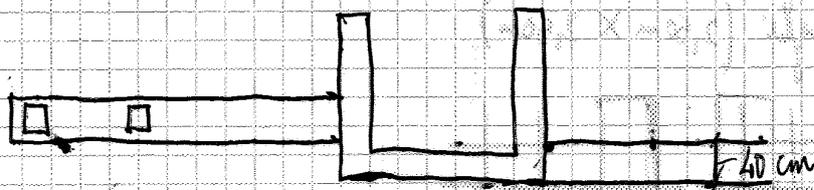
Cioè: se realizzassi le due travi parete tali da far sì che esse trasferissero gli sforzi ai due lati estremi → posso considerare la rigidezza della sezione chiusa e le indicazioni di nomenclatura

TAVOLA DI CARPENTERIA DI PIANO PAG. 109 FOTOCOPIE PREDIMENS. EL. STRUTT. Fornire le posizioni geometriche dei vari elementi strutturali.

TR 204 : cioè trave 04 (della campata, cioè, 04) e impalcato 2.



Fogli forati

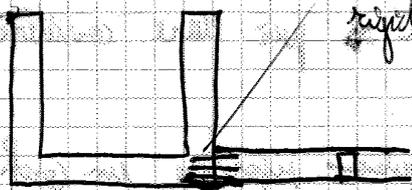


forlettamente
mente si
considera
 $M = 20\% M_{max}$ *compatta*

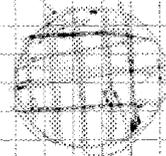
non considerare il seguente schema:



perché pilastro e ~~non~~ *non* ~~considerare~~ *non* ~~sono~~ *sono* molto più rigidi della trave \Rightarrow quindi ~~nessuna~~ *nessuna* non si può considerare



ha armature, quindi il ~~imp~~ *imp* ha ~~rigidità~~ *rigidità* \Rightarrow di quella della trave \Rightarrow \Rightarrow è lecito considerare che la trave sia incastata.
Però, *imp*, è sempre meglio considerare anche il caso in cui la trave potrebbe risultare appoggiata \Rightarrow considero i 2 casi.



(non ~~quasi~~ *quasi*) ~~è~~ *è* ~~il~~ *il* ~~caso~~ *caso* ~~di~~ *di* ~~una~~ *una* ~~trave~~ *trave* ~~che~~ *che* ~~si~~ *si* ~~potrebbe~~ *potrebbe* ~~risultare~~ *risultare* ~~appoggiata~~ *appoggiata*

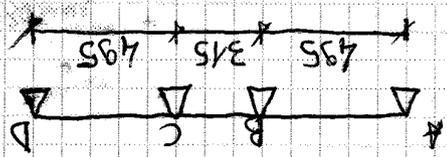
non ~~è~~ *è* ~~il~~ *il* ~~caso~~ *caso* ~~di~~ *di* ~~una~~ *una* ~~trave~~ *trave* ~~che~~ *che* ~~si~~ *si* ~~potrebbe~~ *potrebbe* ~~risultare~~ *risultare* ~~appoggiata~~ *appoggiata*

(~~il~~ *il* ~~caso~~ *caso* ~~di~~ *di* ~~una~~ *una* ~~trave~~ *trave* ~~che~~ *che* ~~si~~ *si* ~~potrebbe~~ *potrebbe* ~~risultare~~ *risultare* ~~appoggiata~~ *appoggiata*)

TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.R. 02-05-2013
 ESERCITAZIONE 6

PROGETTO E VERIFICA DI UN TRAVETTO IN C.A.

Schema Statico:



$q_k = 5.80 \text{ kN/m}^2$
 $q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$
 sul rigo di travetto
 dovuto a soletta
 per 0.15m (soletta)

c.c. qp : per questo c.c. non possibile definire:

$$\left\{ \begin{aligned} p_{min} &= q_k + 0 = 2.80 \text{ kN/m} \\ p_{max} &= q_k + \frac{1}{2} q_k = 3.20 \text{ kN/m} \end{aligned} \right.$$

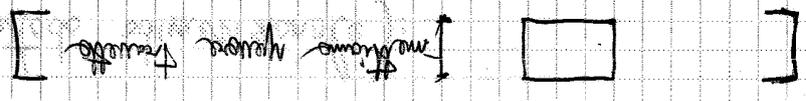
$\frac{1}{2} q_k = 0.9$ per effetto di carico distribuito

c.c. rata :

$$\left\{ \begin{aligned} p_{min} &= q_k = 2.80 \text{ kN/m} \\ p_{max} &= q_k + q_k = 3.80 \text{ kN/m} \end{aligned} \right.$$

c.c. favorabile (in SLU):

$$\left\{ \begin{aligned} p_{min} &= 1.3 q_k = 3.74 \text{ kN/m} \\ p_{max} &= 1.3 q_k + 1.5 q_k = 5.24 \text{ kN/m} \end{aligned} \right.$$



altezza travetto

Change the reinforcement - dovuto ad una scelta di classe merce e della distribuzione.

Dalla tabella del CAMPO 3 troviamo:

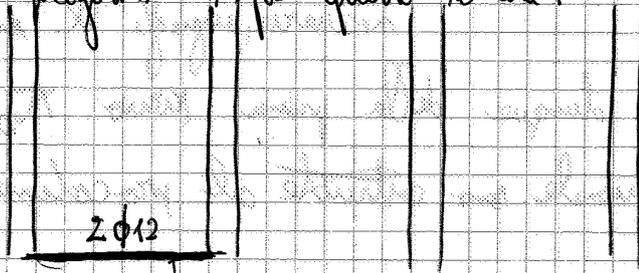
$$w_0 = 0,0452$$

$$A_{s,net} = w_0 \cdot \frac{b d f_{cd}}{f_{yb}} = 0,0452 \cdot \frac{500 \cdot 194 \cdot 14,1}{384,3} = 158 \text{ mm}^2$$

l'area di armatura prevista:

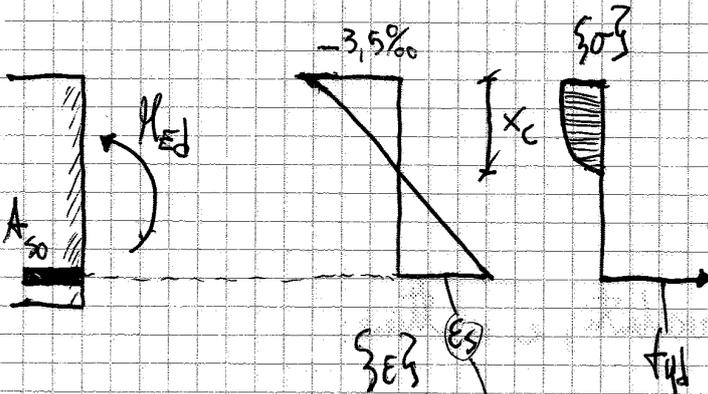
$$A_{s,prev} = \begin{cases} 2 \phi 12 & (226 \text{ mm}^2) \\ 1 \phi 16 & (201 \text{ mm}^2) \end{cases}$$

In tutta il progettista si fa questo schema:



manca ancora l'ancoraggio

② METODO DIMENSIONALE (è quello usato dal programma di calcolo)



Supponiamo legame el. perf. plast. per l'acciaio.

supponiamo che sia $> \epsilon_{yb}$ (cioè siamo in CAMPO 3). In progetto di solito, ci si pone in questa condizione.

ABBIAO SFRUTTATO.

- Per il manufatto piano (congruenza interna)
- Legami materiali

ci manca di sfruttare l'equilibrio.

$$A_{s, \min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_f \cdot d$$

Serve per non far accadere rottura fragile.

Normalmente, i controlli sull' $A_{s, \min}$ da disporre per la formazione...

Nel nostro caso:

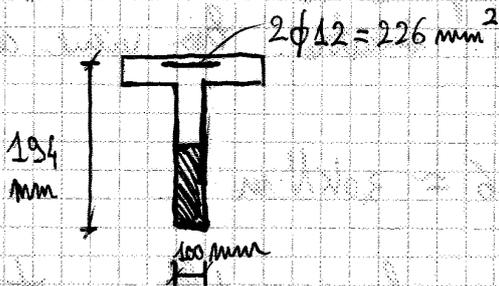
CAMPATA A-B: $A_{s, \min} = \frac{0,26 \cdot \frac{2,6}{450} \cdot 100 \cdot 194}{1,50 \cdot 10^{-3}} = 29 \text{ mm}^2$ (noi abbiamo messo $2\phi 12 \Rightarrow$ \Rightarrow ampiamente in sicurezza!)

$b_f = 100 \text{ mm}$

$1,50 \cdot 10^{-3} = 0,0015$ (è maggiore del valore minimo 0,0013)

APPOGGIO B: ($b_f = 500 \text{ mm}$) $\Rightarrow A_{s, \min} = 145 \text{ mm}^2$

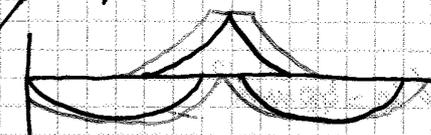
Nella sezione B⁻ (cioè all'attacco del travetto con la trave) si ha:



verso la condizione più favorevole, cioè

Nella sezione B⁻ devo considerare un momento tralciato di una quantità pari all'altezza utile $d = 194 \text{ mm}$ (nel caso dei solai) e pari a $\frac{z}{2} \cdot \cot \theta$ (nel caso delle travi).

non si verifica a taglio perché in presenza di dall'appoggio parte una trave di trave a 45° che porta il carico.



comportamento a traliccio

comportamento arco-tirante

Ma B⁻ e B⁺, nella c.c. rara ho:

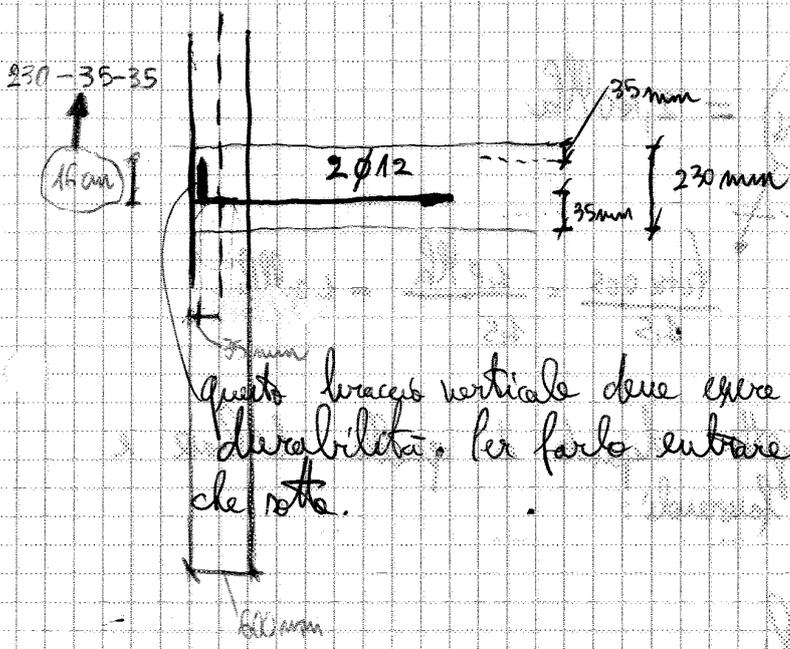
$$M_{Ed} = \begin{matrix} 6,8 \text{ kNm} & B^- \\ 4,5 \text{ kNm} & B^+ \end{matrix}$$

è, di fatto, un coeff. di sicurezza globale

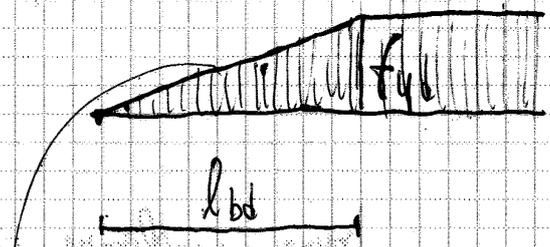
$$\frac{M_{Ed, \max} \text{ SLU}}{M_{Ed, \max} \text{ RARA}} = \frac{11,0}{8,1} = 1,36$$

Ora dobbiamo calcolare la lunghezza di ancoraggio:

[Il programma di calcolo considera la schava in cui nella campata centrale ha mom. positivo, ma noi abbiamo una campata centrale con picco che c'è solo mom. negativo.]

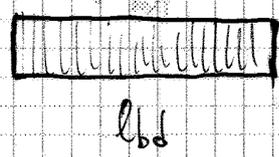


questo braccio verticale deve essere dimensionato in base alla derivabilità, per farlo entrare si tolgono 3 cm sia sopra che sotto.



valore di progetto della tensione di aderenza ultima

andamento lineare dovuto alle tensioni di aderenza (l_{bd}) costanti.



fuori di l_{bd} c'è perfetta aderenza, quindi le f_{ad} sono nulle. In l_{bd} ci può essere, invece, scivolamento. (Dove c'è l_{bd})

VERIFICA A TAGLIO

Il travetto è un elemento privo di armatura a taglio.

Si deve controllare che:

- $V'_{Ed} \leq V_{Rd,C}$ — valore del taglio nella sez. di attacco travetto-trave
- $V'_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ — plasticizz. prismatici di cls.
- $A_{SL} \cdot f_{yd} = F_{t,req} = V_{Ed}$ — filo che risulta ad una

a):

$$V_{Rd,C} = \left[\frac{0,48}{4,5} \cdot 2 \cdot \left(100 \cdot \frac{1,46}{100} \cdot 25 \right)^{4/3} \right] \cdot 100 \cdot 194 = 14,3 \text{ kN}$$

$$V'_{Ed} = 15,26 \text{ kN} - 5,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,30 \text{ m} = 13,68 \text{ kN} < V_{Rd,C} \Rightarrow \text{OK}$$

valore della reatt. all'estremità
caso al picco

mi devo mettere in corrisp. della sez. di attacco travetto-trave

$$b): V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot V \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 100 \cdot 194 \cdot 0,5 \cdot 14,1 = 68 \text{ kN}$$

c):

La forza di taglio che viene ad essere ancorata nell'appoggio risulta essere pari a:

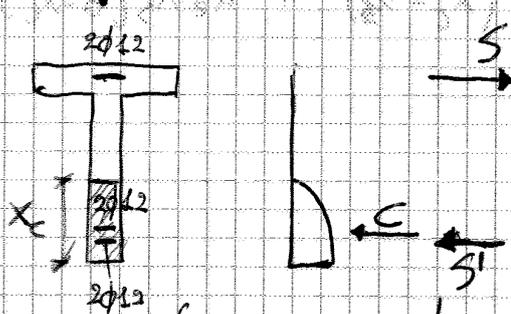
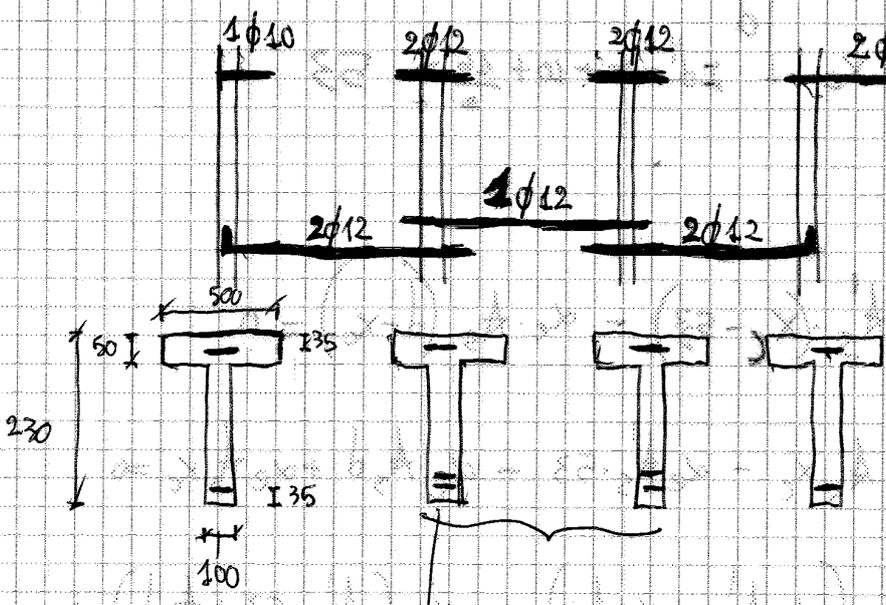
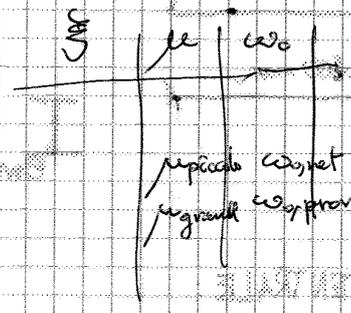
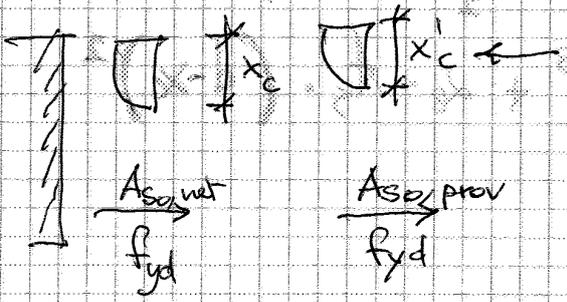
$$V_{Ed} = 15,26 \text{ kN}$$

$$A_{SL} \cdot f_{yd} = 226 \cdot 391,3 = 88 \text{ kN}$$

bisogna sempre verificare che dall'attacco travetto-trave venga esplicata f_{yd} .

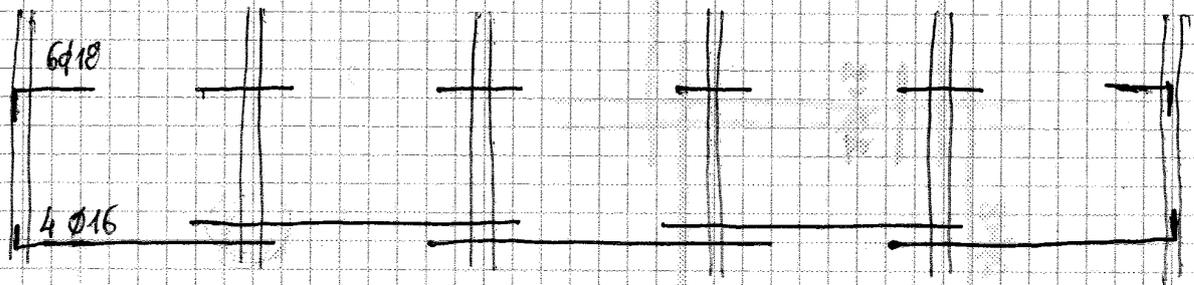
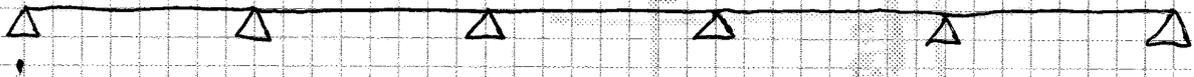
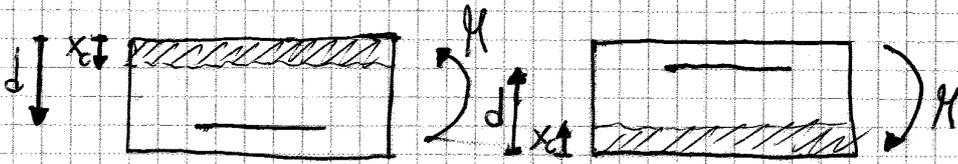
- dettaglio molto più grande, ma M_{ed} poco più grande
- da usare solo in termini di verifica, in progetto la trave

M_{ed}



$$\begin{aligned}
 \rightarrow : C + S' - S &= 0 \Rightarrow 0,0096 \cdot f_{cd} \cdot 100 \cdot x_c + A_s' \cdot f_{yd} = A_s \cdot f_{yd} \\
 \uparrow : A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - d') + 0,0096 \cdot f_{cd} \cdot 100 \cdot x_c \cdot (\beta_2 x_c - d') &= M_{ed}
 \end{aligned}$$

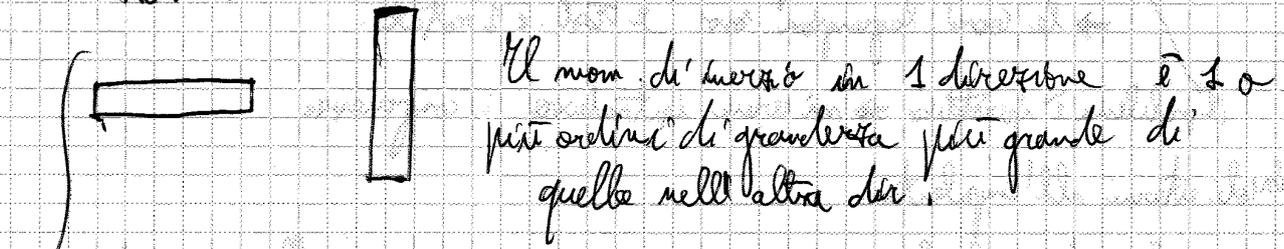
1) Non dobbiamo mettere il momento negativo, perché la x_c viene negativa, ma lo sbagliato.
Si deve considerare:



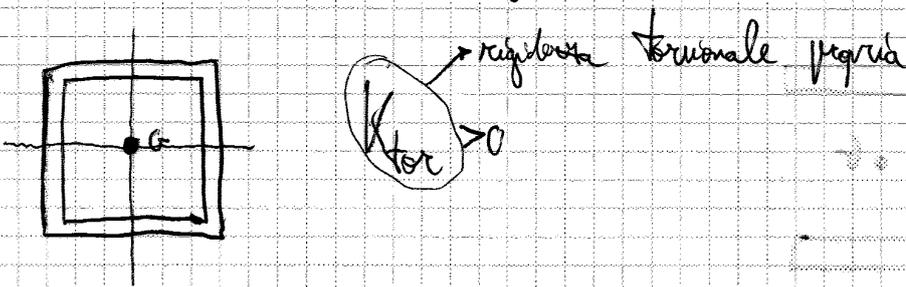
2) FARE VERIFICA ATTACCO TRAVE-PILASTRO
E LUNGHEZZA ANCORAGGIO

RIPARTIZIONE DELLE FORZE ORIZZONTALI SUI CONTROVENTI

CONTROVENTI:



entrambi hanno rigidezza torsionale trasversale rispetto a quella trasversale (laterale)
 Invece, i nuclei chiusi hanno rigidezza torsionale > 0 .



La ripartizione delle forze orizzontali la facciamo considerando l'edificio su un unico piano, e poi facciamo a tutti i piani quella fatta per il singolo piano. È un'ipotesi un po' forte! Nella realtà non ho un unico piano, ma di più!!!

vincolato al terreno di fondaz. tramite i controventi

Il punto di applicazione delle forze esterne è:

- VENTO → baricentro del rettangolo che circoscrive l'edificio
- SISM → centro di massa della pianta dell'edificio

$$\varphi = k_{\varphi} \cdot \theta_r$$

↑
Coppia torcente
rigidezza torsionale

Vincoli cederli elastici ⇒ reazioni tanto più grandi quanto più lo spostamento subito è maggiore

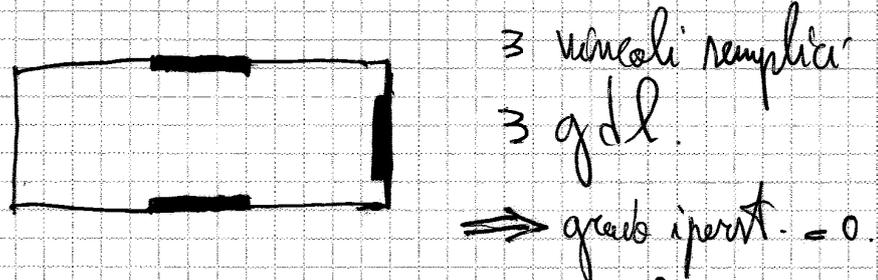
Se tutti gli elementi (contracenti) hanno stessa altezza h e stesso materiale (E) si semplificano e dunque, al posto della rigidezza, posso fare riferimento ai mom. di inerzia.

Coppia vincoli:

- LABILE	n	grado ip	< 0
- COST	u		$= 0$
- PERS	u		> 0

Somma dei gradi di vincolo meno g di spost. di vincoli elementi di contracento = g.d.l.

Un impalcato cost. vincolato si ha in strutture in acciaio:



Il grado di ipert. = 0 è cond. necessaria, ma non sufficiente, perché può esserci labilità traslazionale o rotazionale.

