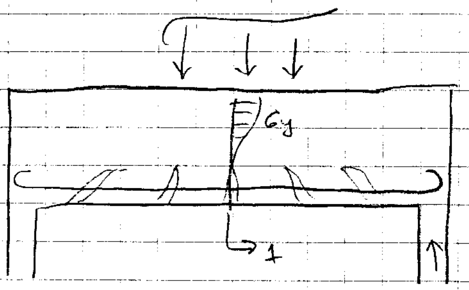
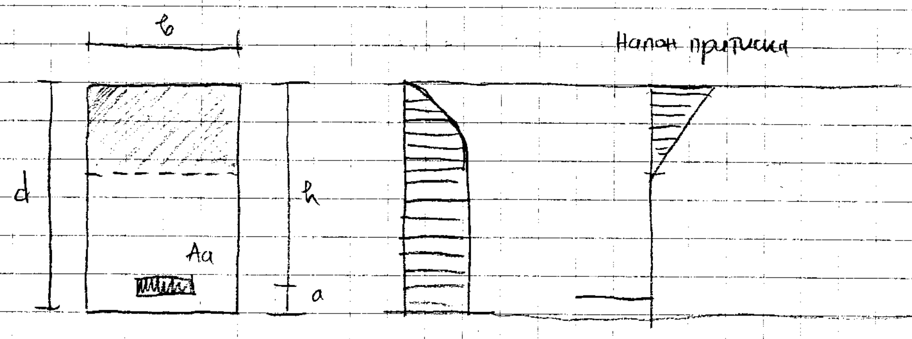
ПРОРАЧУН ЕЛЕМЕНАТА ОПТЕРЕЋЕНИХ ТРАНСВЕРЗАЛНИМ СИЛАМА



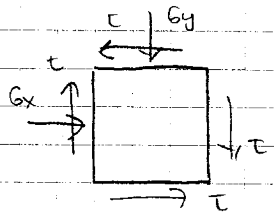
1-1 критични попречни пресек



$$\boxed{\tau = \frac{T \cdot S}{b \cdot I}}$$

τ - за случај активног пресека

Прслине добијају нагиб и изнад ослонца имају велику косину (не важи Бернулијева хипотеза)

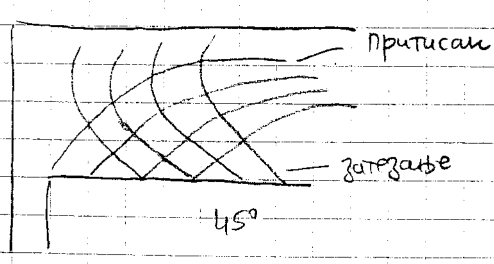


равно напонско стање

Постоје главни напони и равни главних напона тамо где су смичући напони =0

$$\sigma_{1/2} = \frac{\sigma_x+\sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau^2} \qquad tg\,2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma_x-\sigma_y} \text{ правац}$$

Трајекторије главних напона



Су релативно мали па се може занемарити

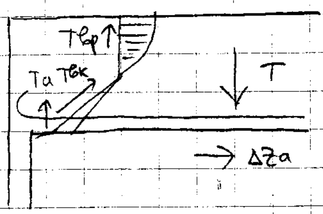
$\sigma_y = 0$ и $\sigma_x = 0 \Rightarrow \sigma_{1/2} = \pm \tau$

Тада су главни напони затезања бројно једнаки смичућим напонима

$tg\, 2\alpha = \infty \Rightarrow \alpha_{1/2} = \pm 45°$

Прслине се полако нагињу на средини су под 90° јер нема τ

Механизам преношења тих сила (ослонац -?)



Како се преноси ова Т сила

Кроз притиснуту зону напони могу да се преносе

Преко силе трења и адхезије

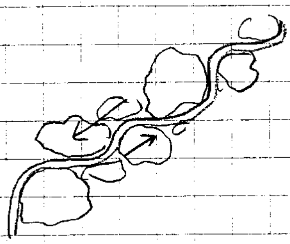
други део преко арматуре

Увећамо прслину → пукотина,

она је неравна. При смицању долази до заклињања

па ћемо и кроз њу моћи да пренесемо део Т силе

Тбк



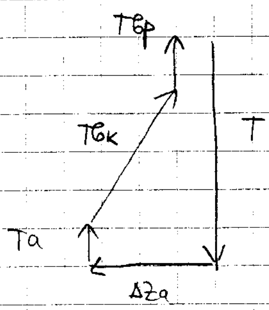
Како се преноси Т сила која има само силу затезања

кроз бетон → косу прслину међу агрегатним

заклињањем

Ако Та занемаримо остаје нам кроз бетон и косу

прслину.



У зависности од силе смицања веће ширине прслина и дубине продирања прслине, расту напони притиска нема међуагрегатног заклињања и долази до лома услед дејства Т сила.

Ми носивост можемо повећати убацивањем косе арматуре и то радимо следећи час.

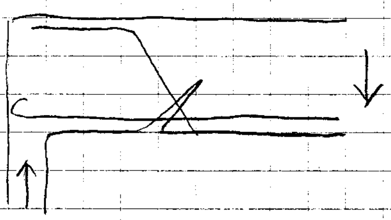
21. НОВЕМБАР 2008.

Армирано бетонска греда која није армирана попречно, видели смо механизам преноса Т сила

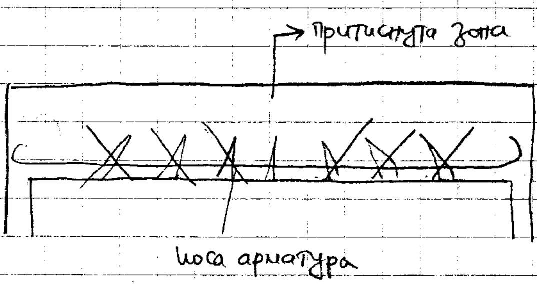
Губи се механизам када се повећавају прслине

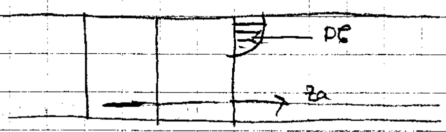
Повећавају се напони притиска и долази до дробљења.

То преношење Т сила преко бетона је ограничено, може се остварити до извесне мере када бисмо још убацили арматуру тај модел би био сложен. Морали бисмо остварити не само услов равнотеже сила и проблем је компатибилност дилатација (померања), па смо одустали од модела реалног понашања греде са косом прслином и свим силама.



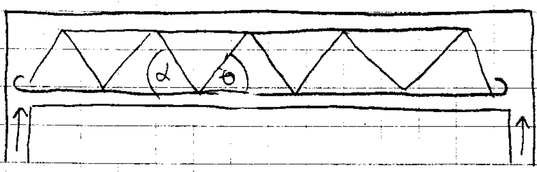
Убацивањем арматуре под неким углом која сад прихвата Т силу, закомпликују се ствари. Због тога се иде на простије моделе





Главни напони притиска иду управно на напоне затезања. Силе притиска између косих прслина. Затегнута арматура прима дејства Т сила.

Овај модел греде заменимо једном решетком



доњи појас затегнут, главна носећа арматура

горњи појас → притиснута зона бетона

испуна → притиснуте дијагонале → бетон између косих прслина

затегнуте дијагонале → коса арматура

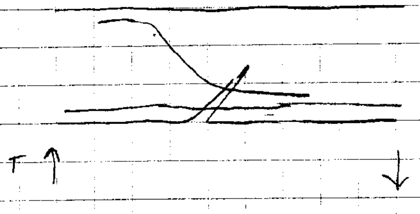
Ова решетка се зове Мершова решетка (MÖRSCH)

Користећи овај модел решетке можемо наћи величине силе затезања, прорачун потребне количине косе арматуре за пријем Т сила

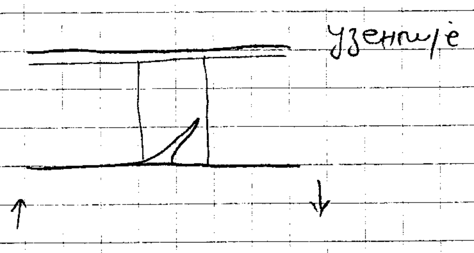
Он је предложио стандардну решетку (методу)

Са напонима свих притиснутих дијагонала (то је овај бетон између прслина)

Под углом од 45° су главни напони затезања који се јављају непосредно пре појаве прслина па се тако и јављају прве прслине и он је предложио да θ буде 45°, нагиб косе арматуре да буде између 45° и 90° то значи шта?



или



Узенгије преносе силе смицања које теже да одвоје један од другог ова 2 елемента

То је основна метода

Наши прописи допуштају да уместо стандардне решетке Мершове можемо да користимо решетке са променљивим нагибом притиснутих дијагонала

У тој решетки можемо да бирамо нагиб притиснутих дијагонала у границама $25^\circ \le \theta \le 55^\circ$, можемо произвољно, али водимо рачуна да што више одговара реалном стању нашег елемента. Нисмо обавезни

Нагиб затегнутих дијагонала зависи од врсте арматуре.

Начини осигурања, како бирамо арматуру

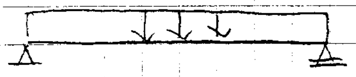
Узенгије имају улогу да прихватају T силе

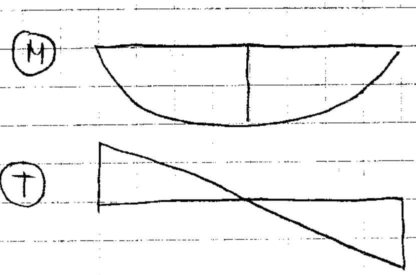
Око ослонца користимо узенгије за пријем T силе, оне ће бити прорачунске узенгије

Попречне узенгије, условно се може рећи вертикалне, правилније попречне

1. ПОПРЕЧНЕ УЗЕНГИЈЕ

2. користимо неку арматуру која ће бити ближа правцу главних напона затезања, то ће бити нека коса арматура



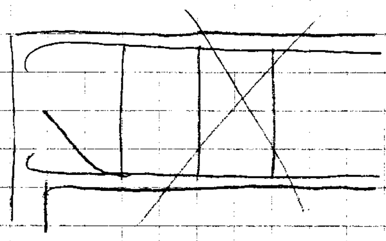


На средини греде доминанти су моменти, T сила је једнака нули. Како идемо ка крају, моменти опадају, смањује се потребна арматура. Појављује се потреба за арматуром која ће прихватити трансверзалне силе.

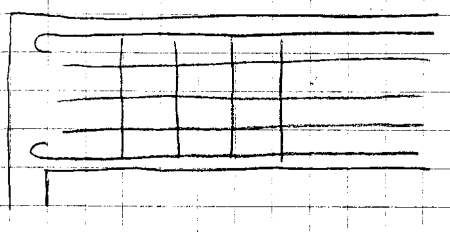
можемо повити две подужне шипке, али и ту морамо имати узенгије па зато имамо комбинацију

2. ПОПРЕЧНЕ УЗЕНГИЈЕ + КОСО ПОВИЈАЊЕ ПРОФИЛА

3. Код изразито високих носача повијање косих профила је неподесно јер косо савијене шипке не улазе у притиснуту зону. У том случају користимо ортогоналну мрежу подужних и попречних узенгија



него



3. ПОПРЕЧНЕ И ПОДУЖНЕ УЗЕНГИЈЕ ЗА ВИСОКЕ НОСАЧЕ

α - зависи од арматуре и начина армирања у конкретном случају

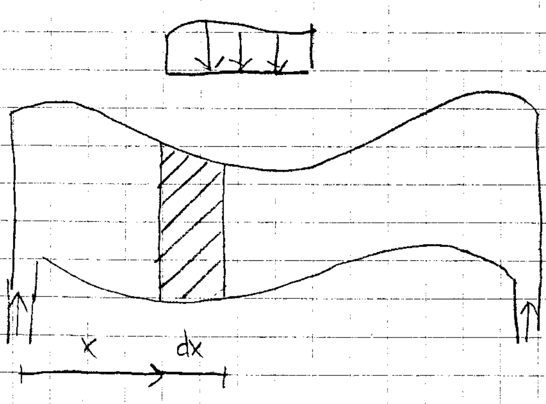
То је генерално

Како ћемо прорачунати потребну количину арматуре?

Пре свега на величину силе у косо повијеној арматури утичу хоризонтални и попречни напони. Осим T силе утичу још неки други параметри.

Присуство нормалних сила и правци разлагања сила при дејству гравитационог односно неког другог оптерећења.

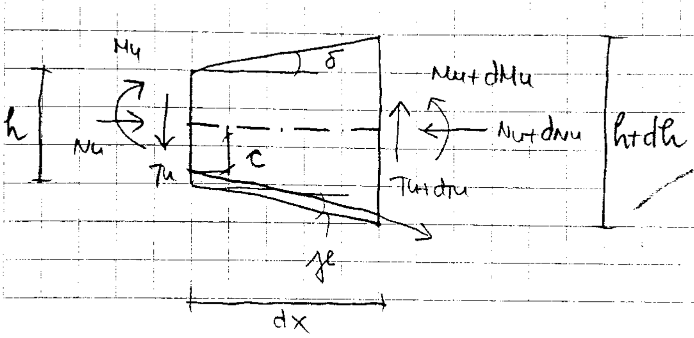
Посматрамо општи случај носача



на удаљењу x елементарни део dx и посматрамо шрафиран елемент греде

с обзиром да је променљиво оптерећење промениће се величина утицаја за диференцијалну величину

Нагиб горње контуре δ доње контуре γ



На њему посматрамо услове равнотеже. Ми то код куће. Пробамо. А ми ћемо исписати крајњи резултат, долазимо до меродавне силе.

$$T_{mu} = T_u \mp \frac{M_u}{h}(tg\psi + tg\delta) - \frac{dN_u}{dx}(z-c) + N_u\left[tg\psi - \frac{c}{h}(tg\psi + tg\delta)\right]$$

T_{mu} → меродавна T сила према којој ћемо извршити димензионисање

Узели смо све параметре који су нам меродавни

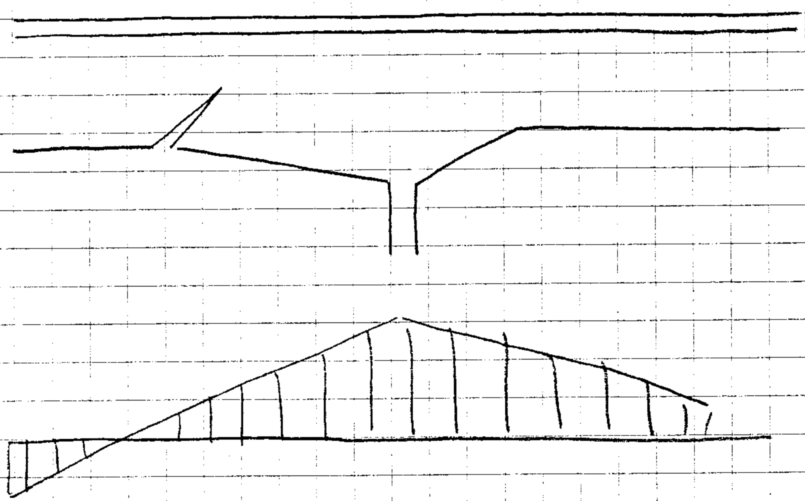
Пре свега нагиб контуре пресека

Ако је const tg су нула па већина у изразу отпада

Остаје само $T_{mu} = T_u$

ако није const онда утичу сви ова фактори

$\mp$ код другог члана. Постоји правило када имамо промену момента и висине



висина расте и апсолутна вредност момента расте или обрнуто висина опада и момент опада (по апсолутној вредности) онда је знак минус, смањује величину дејства T силе обрнуто је плус.

Једним делом када величина T силе није релативно велика можемо да T силу пренесемо и преко оних механизама преношења

код расте продубљује се простирање прслине.

Нема закачивања ни сила атхезије. П. не рачунамо на бетонски део пресека

Модел решетке не узима у обзир носивост бетонског дела пресека.

Тај део зависи од степена напрезања трансверзалним силама

За велики степен напрезања ништа се не може поверити бетону

$$\tau = \frac{T\cdot S}{b\cdot I} = \frac{T}{b\left(\frac{I}{S}\right)} = \frac{T}{b\cdot z}$$

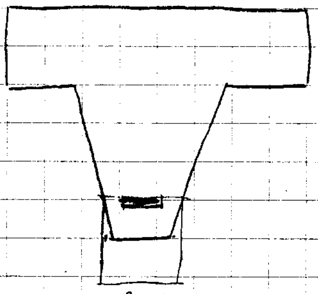
$\frac{I}{S}$ → крак унутрашњих сила

Главни напони затезања бројно једнаки напонима смицања изнад ослонца

По аналогији можемо одредити степен напрезања преко номиналног напона смицања.

$\tau_n(T) = \frac{T_{mu}}{b \cdot z}$ z – крак унутрашњих сила
b – најмања ширина носача

$\tau_n(T)$ – номинални, именовани, није прави напон. Модел не одговара теорији еластичности само даје степен напрезања, не дефинише величину напона, даје увид у величину степена напрезања



$b = b_{min}$

b – минимална ширина испод неутралне линије до затегнуте арматуре

τ_n – упоређујемо са рачунском чврстоћом на смицање τ_r

τ_r је у ф-ји од MB

MB	20	...	30	...	60	
τ_r	0,8		1,1		1,6	MPa

Имамо три степена напрезања

1. МАЛИ СТЕПЕН НАПРЕЗАЊА

$\tau_n(T) = \frac{T_{mu}}{b \cdot z} \le \tau_r$ у том случају целокупну T силу може да прихвати бетонски пресек, имамо само конструктивне узенгије

2. УМЕРЕНО НАПРЕЗАЊЕ

$\tau_r \le \tau_n(T) \le 3\tau_r$

Ширина прслина још увек није толико велика, Постоји преношење преко бетонског дела, али морамо имати и прорачунску арматуру.

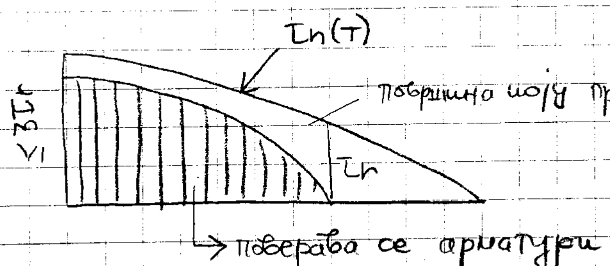
Умањујемо меродавну силу за део који прихвата бетонски део пресека

$T_{Rmu} = T_{mu} - T_{bu}$

↓

редукована сила коју прихвата прорачунска арматура, али прво треба да одредимо

T_{bu} → сила коју прима бетон

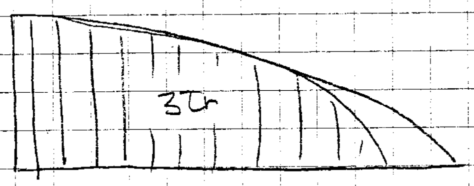


разлика је линеарна ф-ја

$\tau_r \le \tau_n(T) \le 3\tau_r$

$T_{bu} = \frac{1}{2}\left[3\tau_r - \tau_n(T)\right] b \cdot z$

3. $3\tau_r < \tau_n(T) \le 5\tau_r$



$T_{Ru} = T_{mu}$ целокупну смичућу силу прихватамо прорачунском арматуром

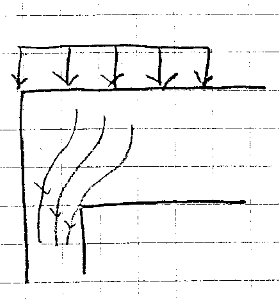
4. $\tau_n(T) > 5\tau_r$ то није дозвољено!!! предузмемо мере да смањимо τ_n

---

T_{Ru} - наносимо на модел решетке, рачунамо силу затезања у прорачунској арматури

Мершова решетка

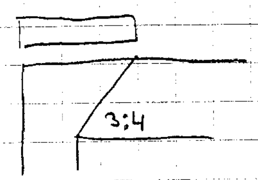
Никад немамо тачасти ослонац као у моделу, он увек има неку своју димензију



Реакција се преноси у притиснуту зону. оптерећење директно изнад ослонца се преноси преко реакције ослонца

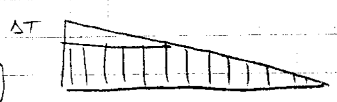
Смањује величину T силе у околини ослонца

Ширина T зоне дефинисана прописима

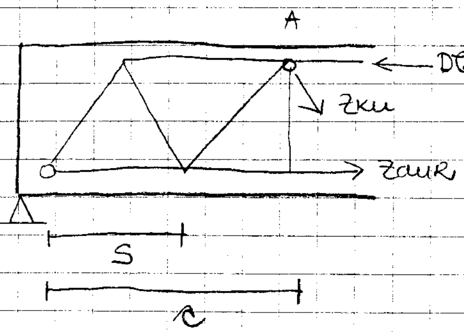


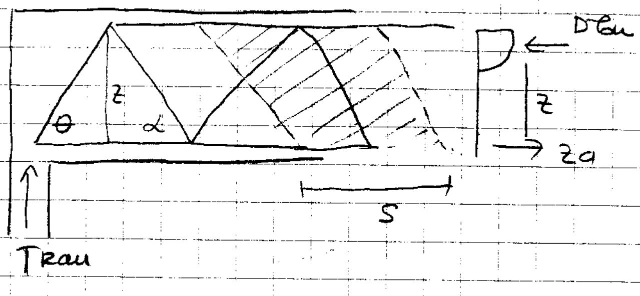
умањује T силу на том делу T = const

$\Delta T = q_u(c/2 + 0{,}75\, d)$



Мершова решетка





$$s = z(\mathrm{ctg}\,\theta + \mathrm{ctg}\,\alpha) \qquad c = z(2\,\mathrm{ctg}\,\theta + \mathrm{ctg}\,\alpha)$$

У нашим прописима стоји T_{Ru} - веза, али мора да се зна да је то сила коју носи арматура

Услови равнотеже Мершове решетке

Σ попречних сила $= 0 \Rightarrow \Sigma V = 0$ V - управно на осу носача

$$Z_{ku} \cdot \sin\alpha - T_{Ru} = 0 \Rightarrow Z_{ku} = \frac{T_{Ru}}{\sin\alpha}$$

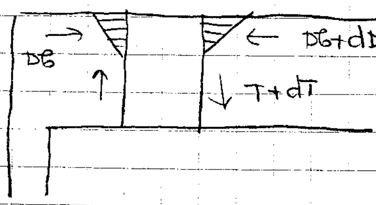
Та сила Z_{ku} се односи на затегнуту дијагоналу која иде од једног до другог чвора односи се на део који припада дужини s

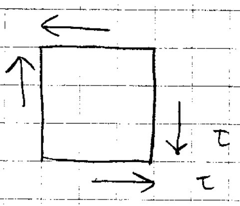
ако хоћемо по јединици дужине поделимо са s

$$Z_{ku}^{(1)} = \frac{Z_{ku}}{s} = \frac{T_{Ru}}{s\sin\alpha}$$

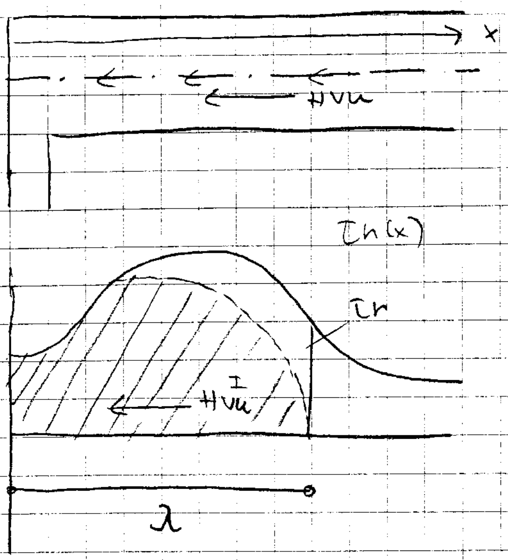
$$Z_{ku} = \frac{T_{Ru}}{z(\mathrm{ctg}\,\theta + \mathrm{ctg}\,\alpha)\sin\alpha} = \frac{\overbrace{T_{Ru}}^{\tau_{Ru}(x)}}{b \cdot z(\mathrm{ctg}\,\theta + \mathrm{ctg}\,\alpha)\sin\alpha} \cdot b$$

ова сила је променљива дуж осе носача





Целокупна сила смицања на делу носача на коме прорачунавамо смицање од места где је $\tau = \tau_r$ па до краја носача



Шрафирано улази у осигурање, ту ћемо имати овакав дијаграм

λ - дужина осигурања

без обзира што на тој дужини можемо имати и неке напоне < τr

Укупна смичућа сила испод притиснуте зоне на споју носача

Hvu - смичућа хоризонтална сила

$\tau n(\tau) = \frac{Tmu}{b z}$ то је напон по јединици површине

На целој ширини носача b

$Hau = \tau n(\tau) \cdot b$

Hvu - хоризонтална сила везе = интеграл свих тих јединичних сила на дужини dx

$dHvu = \tau n(\tau)^{(x)} b \cdot dx$

укупна сила на дужини λ само дела силе које прихвата арматура

Hvau = укупан збир елементарних сила

$$Hvau = \int_{x=0}^{\lambda} \tau nRu(\tau) \cdot b \cdot dx \qquad \tau neu = \frac{Teu}{b \cdot z}$$

умањен за носивост бетона

$$Hvau = \int_{0}^{\lambda} \frac{Teu}{b z} b \cdot dx$$

Ако сада вратимо на јединичну силу

Укупна сила на овој дужини

Величина прорачунске арматуре

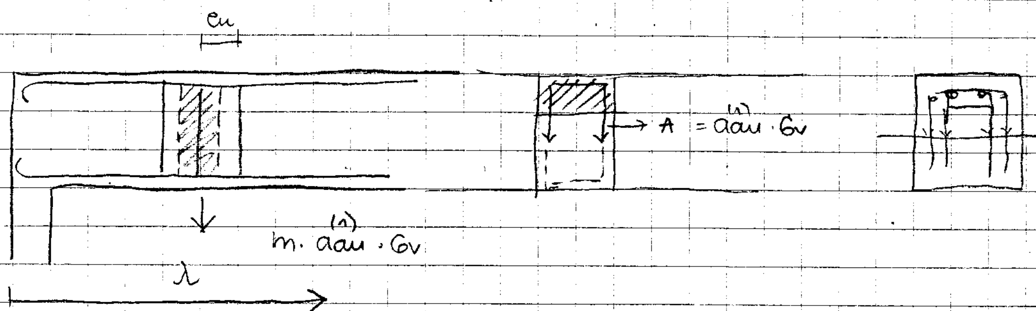
$Aa \cdot \sigma v = Zku$ после трансформације долазимо до израза

$$A_{ak} = \frac{1}{\sigma_v(tg\theta + ctg\alpha)\cdot \sin\alpha}\int_0^\lambda \tau_{nRu}\cdot b\cdot dx \qquad \left[\tau_{nRu} = \frac{T_{Ru}}{b\cdot z}\right]$$

Ако је угао нагиба 90° тада је арматура узенгије

$$A_{ak} = A_{au} = \frac{1}{\sigma_v\, ctg\,\theta}\int_0^\lambda \tau_{nRu}\cdot b\cdot dx$$

како изгледа носивост арматуре



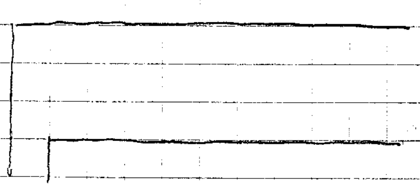
m - сечност узенгија овде је једнако 2

$$n_u = \frac{\lambda}{e_u}$$

$$\boxed{A_{au}\cdot\sigma_v} = \frac{1}{ctg\,\theta}\int_0^\lambda \underbrace{\tau_{nRu}}_{\tau_{nRu,u}}\cdot b\cdot dx = \frac{\lambda}{e_u}\cdot m\cdot a_{au}^{(1)}\cdot\sigma_v$$

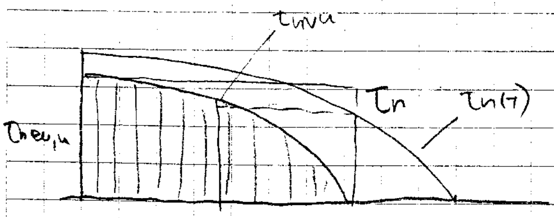
Ако желимо равномерно да распоредимо узенгије

Сила по јединици дужине мора да покрије дијаграм редукције сила од смицајних напона



Носивост узенгија мора бити константна, па ако је размак константан и константна носивост узенгије (неће све подједнако носити)

П. $\tau_{nRu,u} = \tau_{nRu}$



одатле добијамо укупну количину арматуре

$$\frac{a_a^{(1)}}{e_u} = \frac{\tau_{nRu}\cdot b}{m\,\sigma_v(ctg\theta + \underbrace{ctg\alpha}_{0})\cdot\underbrace{\sin\alpha}_{1}} = \frac{\tau_{nRu}\cdot b}{m\,\sigma_v\, ctg\theta}$$

Могли смо евентуално да поделимо на два дела, то се роди ако је велика дужина λ.

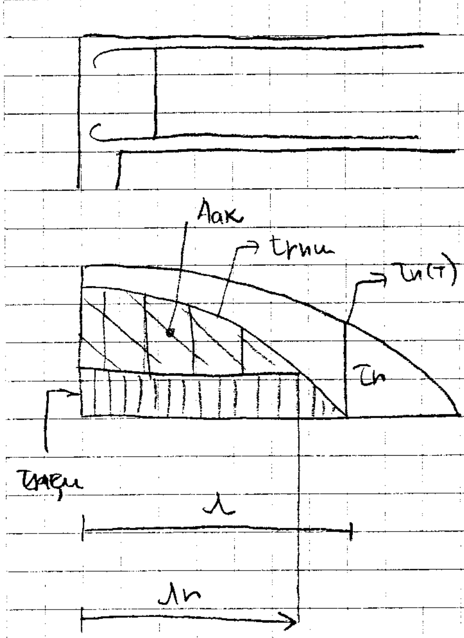
На преосталом делу само конструктивне узенгије. Ако добијемо некакву комбинацију прорачунска не може бити мања од минималне

$$\mu_u = \frac{m \cdot a_u^{(1)}}{b \cdot e_u}$$, μ_u - коефицијент армирања

наши прописи минимум $\mu_{мин} = 0{,}2\%$

Ако сада комбинујемо попречне узенгије и косо повијене шипке, произвољно ко ће шта носити, с тим да попречне узенгије не буду мање од μ_u

Најчешће прво усвајамо количину узенгија, па остатак косо повијени профили



Бирамо количину узенгија ϕ_u, e_u

$$\tau_{ku,u} = \frac{m \cdot a_u^{(1)}}{b \cdot e_u} \cdot \sigma_v \cdot ctg\theta$$

Преостали део поверавамо косо повијеним профилима

Треба те профиле n, укупан број профила правилно распоредити. Шта то значи? Сви профили носе подједнаку силу дакле како ћемо то? Ову површину косо шрафирану ћемо поделити на једнаке површине сразмерно броју косих профила у тежишту сваке од површина нађемо место повијања профила, то је врло компликовано, али користимо се графичком методом n. преко

интегралне криве линије

28.11.2008.

ИНТЕГРАЛНА КРИВА ЛИНИЈА

Један део T сила можемо поверити бетону, када прслине нису још претерано велике. Реална модел би подразумевао са косом прслином, то је компликовано због услова компатибилности дилатација (померања)

Упрошћен поступак

① израчунамо део силе који можемо поверити бетону. Укупну силу умањимо за ту вредност коју поверавамо бетону остало поверавамо арматури

мершова решетка

арматура → попречне узенгије (вертикалне)

комбинација попречних узенгија и косо повијених профила (често код мостовских носача)

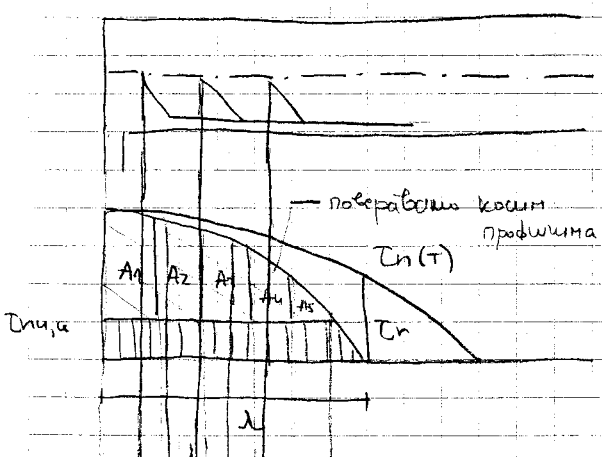
λ-зона осигурања

Како распоредити косе профиле? с обзиром да та зона осигурања има различите степене напрезања од T сила.

По правилу би било да косе профиле распоредимо тако да свака шипка буде подједнако напрегнута. Аналитички то је компликовано да се ради помоћу како овакву површину поделити на једнаке делове и наћи тежишта тих површина?

ИНТЕГРАЛНЕ КРИВЕ ЛИНИЈЕ

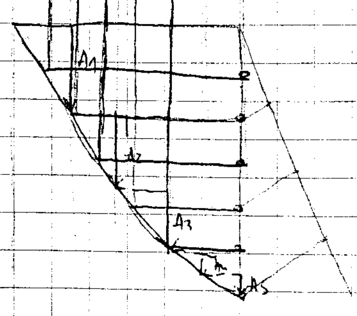
① Поделимо на произвољан број делова чије површине можемо израчунати



② даље сроз површину A_1 нанесемо као вектор па додамо A_2, A_3, ...
Ако спојимо те векторе добићемо интегралну криву

У било ком пресеку вектор представља укупну површину до те ординате

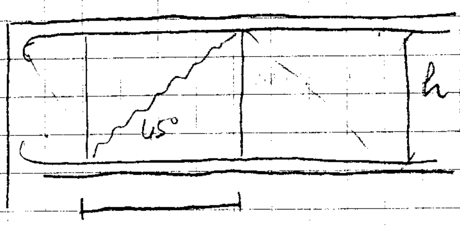
③ укупну ординату делимо на онолико делова колико имамо косо повијених шипки нпр $n_k = 3$ (делимо на = делове ако су профили истог пречника), повлачимо до интегралне криве и онда до горе и добијамо 3 једнаке површине



④ Требају нам њихова тежишта за сваку трећину од укупне ординате делимо на пола, па продужимо до интегралне криве, па повлачимо до горе тј. до средишње линије и на том месту повијамо шипке

Ако нису све шипке истог пречника сразмерно делимо ординату. Ако понекад повијамо више шипки на истом месту онда делимо ординату по групацији.

То се ради да би нам стале узенгије.



Размак узенгија много велики, нема шта носити T силу кроз прслину. Размак мора бити мањи од висине h да би бар једна шипка арматуре прошла кроз прслину.

$\left.\begin{array}{l} e_u \\ e_k \end{array}\right\} < h$

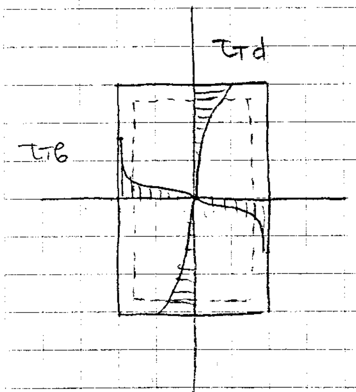
Размаци су дефинисани прописима и то треба видети у БАБ-у

Размак e_k био $\frac{2}{3}h$ до $\frac{1}{2}h$ ако је размак већи од тога морамо убацити још неку шипку П узенгију.

Ако је број косих шипки већи од 50% од потребних профила онда није неопходно одредити тачно место повијања преко интегралне линије, него се равномерно може распоредити у тој зони. Мала је вероватноћа да ће нека шипка бити преоптерећена.

МОМЕНТИ ТОРЗИЈЕ

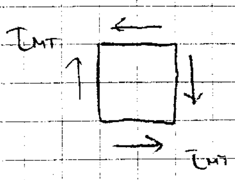
Они увртају греду, то је редак случај напрезања



Из теорије еластичности: дијаграм напрезања, јављају се смицајни напони

Већина напона је споља(шњој) ивици и то је логично јер је веће опирање, веће напрезање да би се остварила иста ротација.

Имамо равно напонско то значи да имамо главне напоне притиска и главне напоне затезања (→ изазивају прслине)



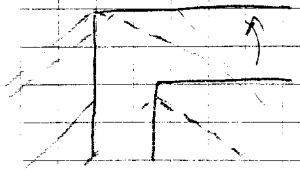
На свакој косој површини јављају се коси главни напони затезања → прслине у правцу једне спирале

2 опруге
1. Правац притиска
2. Правац затезања

} управни међу собом

Укупна деформација је ротација тог попречног пресека

Код се појаве прслине, за разлику од момента савијања, нагло опада крутост на торзију и то отприлике 7-8 пута, због тога ови елементи конструкција (ивичне греде код плоча, рамови)



Моменат савијања се преноси као моменат торзије

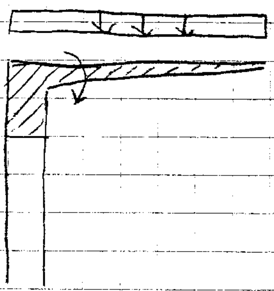
ослањање греде → слично уклештењу на плочи

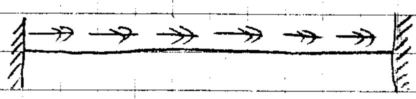
У том случају занемарујемо торзију због ове особине

Језгро пресека релативно мало преноси Mt главни преносилац је спољашњи део пресека.

Има ситуација без обзира што је торзиона крутост мала, нема шта друго да прихвати торзионе утицаје, па те елементе морамо прорачунати на Mt

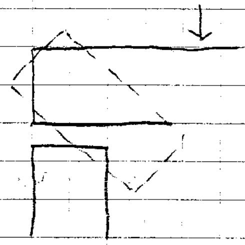
нпр нека настрешница → греда је оптерећена на торзију





Не можемо занемарити торзију

чим се дозволи ротација нестаје моменат



овде код настрешнице остаје Mt

Слично као са T силама. Чим се појаве прслине имамо други модел који је овде још сложенији него код T сила, али

исти начин решавања.

Тражимо номинални напон смицања од Mt $\tau_n(M_t)$, чија вредност представља степен напрезања од Mt

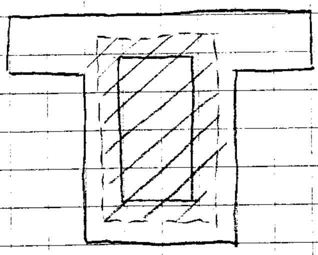
он се израчунава на следећи начин

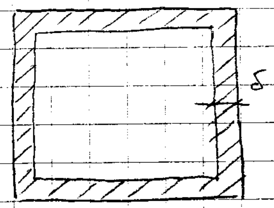
$$\tau_n(M_t) = \frac{M_{tu}}{2 A_{bo} \cdot \delta_o}$$

A_{bo} – шрафирана површина ограничена подужном арматуром

δ_o – замишљена површина или зона која у највећој мери преноси смичуће напоне сандучасти пресек

A_{bo} је ово шрафирано унутра затегнута површина





$\delta_o = d$

код пуних прописи дефинишу $\delta_o \le \frac{d_m}{8}$

d_m – краћа страница површине A_{bo}

$$\tau_n(M_t) = \frac{M_{tu}}{2A_{bo}\cdot\delta_o} \le \tau_r$$

номинални → степен напрезања, није стварни напон

лом → не важи модел теорије еластичности

~~Главни напони затезања који претходе прслини = су овом напону~~

~~На основу степена напрезања одређујемо део који поверавамо бетону~~

~~τ_r → рачунска чврстоћа на смицање (зависи од MB)~~

1. $\tau_n(M_t) \le \tau_r$ – област малих напрезања у области торзије

Ефекат закачињања довољан да прихвати M_t није потребна прорачунска арматура, конструктивна јесте.

2. $\tau_r < \tau_n(M_t) \le 3\tau_r$ – умерен степен напрезања, део можемо поверити бетонском делу, остатак прорачунској арматури

$$M_{tbu} = \frac{1}{2}\left[3\tau_r - \tau_n(M_t)\right]\cdot 2A_{bo}\cdot\delta_o$$

остатак

$M_{tru} = M_{tu} - M_{tbu}$ то је умањен (редукован M_t)

3. $3\tau_r < \tau_n(M_t) \le 5\tau_r$ јак степен напрезања од M_t

прслине су такве да нема више међуагрегатних закачињања

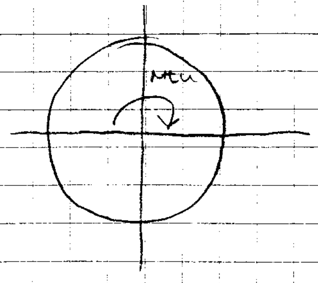
$M_{tbu} = 0$ $M_{tru} = M_{tu}$

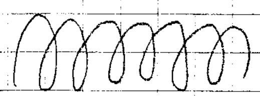
4. $\tau_n(M_t) > 5\tau_r$ није дозвољено већ се преузимају мере да се смањи напон

Кружни попречни пресек

Треба направити спиралу затегнуте дијагонале

Напоне притиска примају притиснуте дијагонале





Тако се и конструише модел решетке

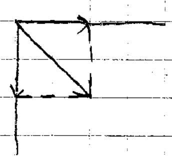
Мершова решетка

За такав просторни модел решетке → доста компликовано

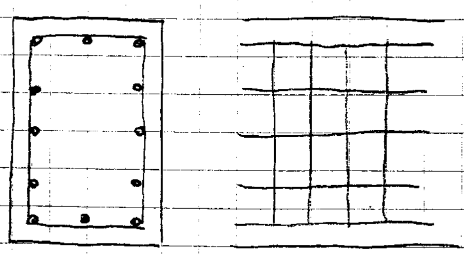
Ми ћемо исписати крајње резултате

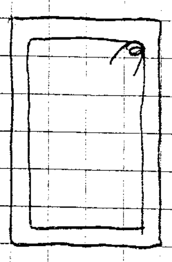
Код кружних момењ

Иде се на друго решење јер је спирална арматура компликована



Овде се арматура за пријем Mt конструише као мрежа арматуре попречне узенгије и подужна арматура по спољашњој ивици јер је ту већи део напона, бетонско језгро веома мало носи

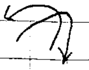


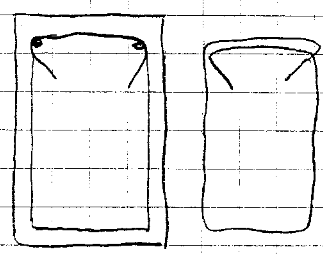


Напони затезања су равномерно распоређени по обиму, не може овако да се заврши узенгија

јер нема довољно сидрења

па се онда узенгија преклапа по краћој страници, тако има довољно сидрења





Шипке треба да се правилно распореде по обиму, размак на дужој и краћој страни
Требало би да буде приближно једнак да бисмо формирали правилну мрежу
Из просторног модела решетке израчунава се укупна арматура, количина попречних узенгија

$\frac{a_{au}^{(1)}}{e_u}$ → представља размазану површину арматуре

размазано као континуалну површ

$$\frac{a_{au}^{(1)}}{e_u} = \frac{M_{tu}}{2A_{bo}\cdot\sigma_v\cdot ctg\theta}$$

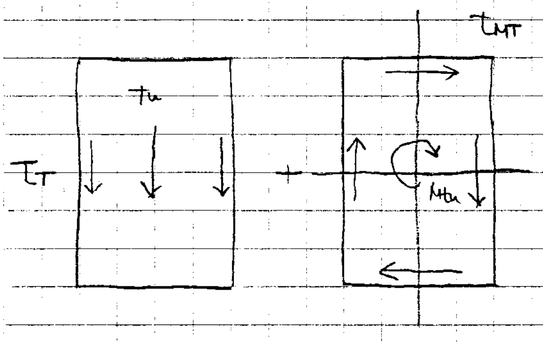
θ угао притиснутих дијагонала такође произвољно бирамо 25°–55°

УКУПНА КОЛИЧИНА ПОДУЖНЕ АРМАТУРЕ

$$\frac{A_{ap}}{O_{bo}} = \frac{M_{tu}}{2A_{bo}\cdot\sigma_v}\cdot ctg\theta$$

O_{bo} - обим површине A_{bo}

ИСТОВРЕМЕНО ДЕЛОВАЊЕ T и Mt



Видимо да се на једној страници одузимају напони, критичан случај на оној страни где се сабирају напони, из тих разлога укупан номинални напон је:

$$\tau_n = \tau_n(T) + \tau_n(M_t)$$

Тај укупан номинални напон упоређујемо τ_r и ту имамо степене напрезања

1. $\tau_n \le \tau_r$ слаби степен напрезања, није потребна прорачунска арматура само конструктивна попречне узенгије и подужна арматура

2. $\tau_r < \tau_n \le 3\tau_r$ → део бетону остатак прорачунској арматури како се то израчунава? део T силе који поверавамо бетону и део Mt рачунамо сразмерно уделу од номиналних напона у укупном номиналном напону.

$$T_{bu} = \frac{1}{2}\frac{\tau_n(T)}{\tau_n}\left[3\tau_r - \tau_n\right] b\cdot z$$

$$T_{Ru} = T_{mu} - T_{bu}$$

$$M_{tbu} = \frac{\tau_n(M_t)}{\tau_n}\left[3\tau_r - \tau_n\right] A_{bo}\cdot\delta_o$$

$$M_{tRu} = M_{tu} - M_{tbu}$$

3. $3\tau_r < \tau_n \leq 5\tau_r$ јак степен напрезања

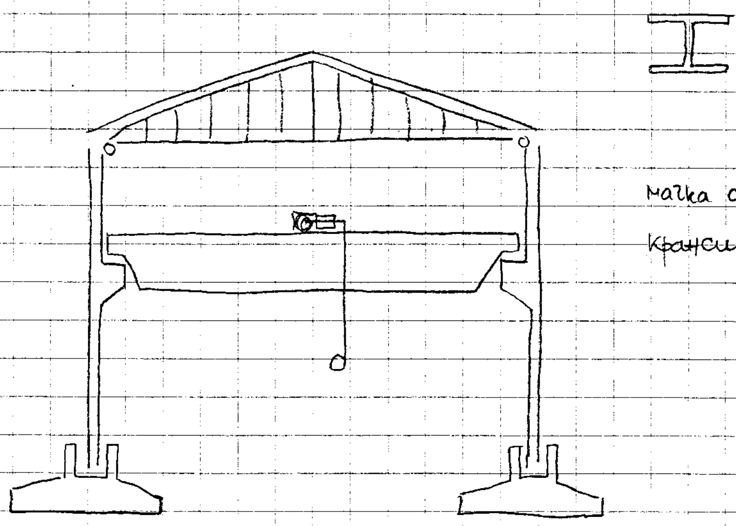
Ништа не иде бетону све поверавамо прорачунској арматури

$M_{Tu} = M_{tu}$

$T_{Ru} = T_{mu}$

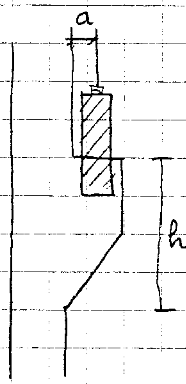
4. $\tau_n > 5\tau_r$ није дозвољено за примену

КРАТКИ ЕЛЕМЕНТИ И ЗГЛОБОВИ П. ЛОКАЛНИ НАПОНИ ПРИТИСКА



мачка се креће по носачу

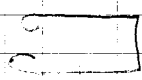
крански носач се креће по шинома



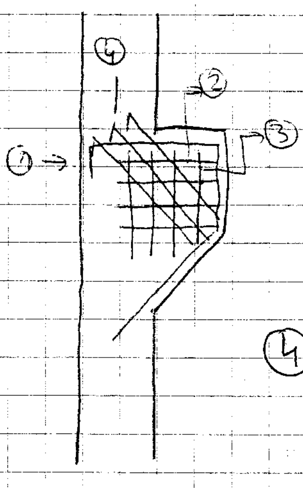
$a < h$, напони су нешто другачији, углавном то је кратки елемент

Елементи код којих је крак
сила до места уклештења
a мањи или једнак h
(статичког висине)

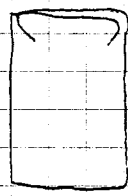
(2)

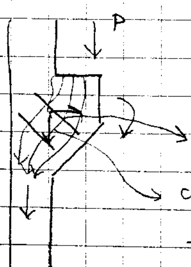


2 из Ø8 или Ø10
на растојању
10-15 cm



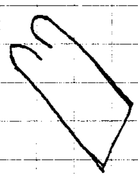
(3)





скретање флукса сила
изазива попречне силе
пре свега силу затезања
арматура иде управно
скретна сила
тако се конструише
арматура

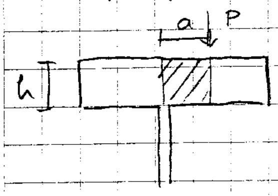
(4)



оптерећени су моментима и T
силома из чега произилази начин
њиховог армирања

целокупна T сила се прихвата арматуром

Постоје прописи и за средње носаче



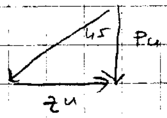
$a<h$

~~део носача према правилима за кратки елемент~~

прорачун према T силама

Арматура (1)

$$A_a = \frac{M_u}{z\cdot\sigma_v} \approx \frac{P_u\cdot a}{0{,}85\, h\, \sigma_v}$$

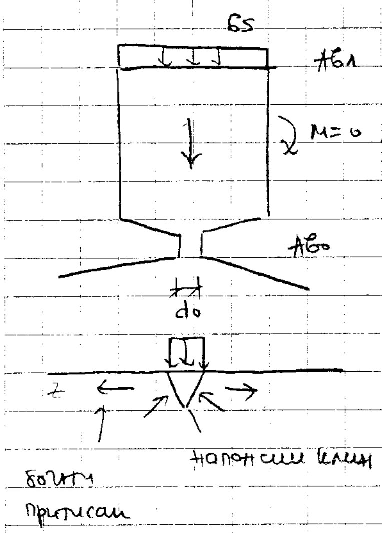


Арматура (4) коса арматура

$$A_{ak} = \frac{P_u}{\sigma_v\sqrt{2}} \qquad A_{ah} = \frac{P_u}{\sigma_v}$$

- ако имамо само хоризонталну арматуру а то је у случају да је $a \ll h$ (немамо косу)

Зглобови – смањимо површину попречног пресека (не примају моменте)



драстично смањење површине належања омогућава ~~нам локални напон притиска~~

на једну површ делује релативно велики напон притиска

Напони притиска + бочни који повећавају напоне

Напон сме бити много већи него што је горе

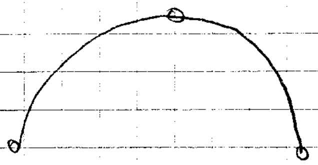
јер имамо двоосно или троосно напонско стање

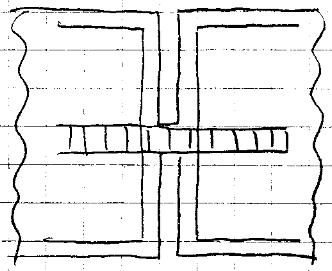
Локални напони притиска су дефинисани Правилником

$$\sigma_0 = \sigma_s \sqrt{\frac{A_{b1}}{A_{b0}}} \le 0{,}75 f_{bk}$$

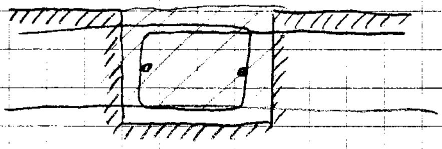
← сила цепања $Z \approx 0{,}3 P\left(1-\frac{d_0}{d}\right)$

димензија d_0 се ограничава на најмање 15 cm због правилног уграђивања лучни носачи



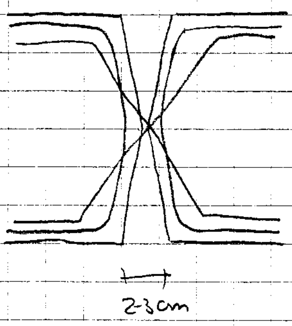


консидеров зглоб

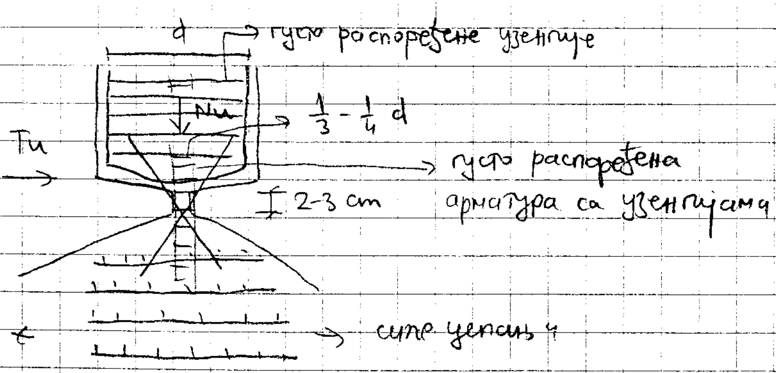


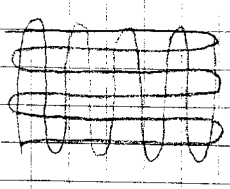
Шрафирано = испломбирано

МЕНАЖЕ → укрштена арматура прихвата силу притиска

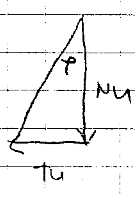


Фресине → савремени зглоб





У случају да су велике силе T



$tg\varphi > 0{,}2$ потребна је коса арматура, ова кроз зглоб

$T \geq 0{,}75 N$

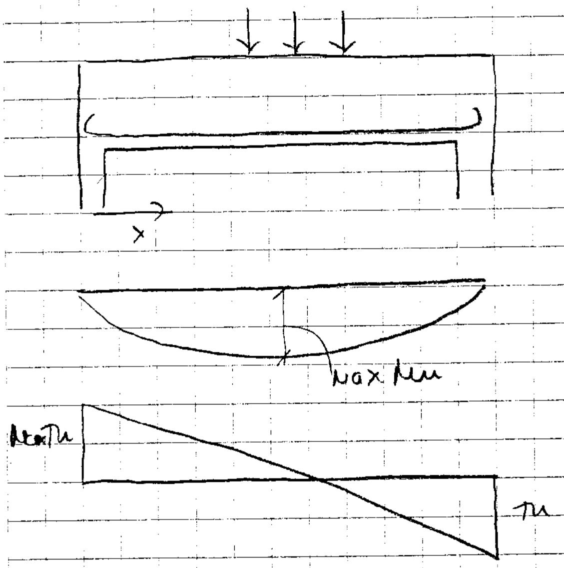
$\tau_{aki} = \frac{T}{2 \sin \alpha}$

$\mu_{min} = 0{,}8$

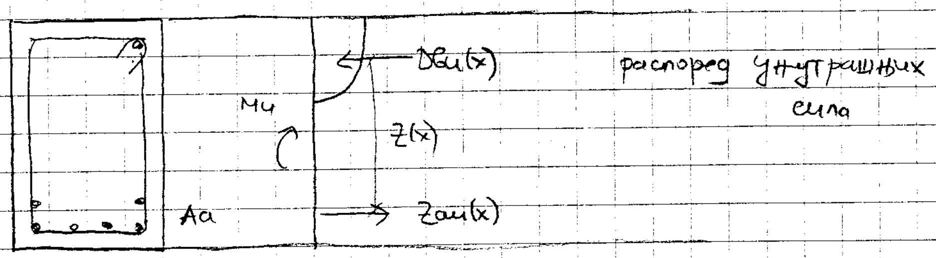
α - угао под којим се ова арматура поставља у односу на правац нормалне силе N

Конструкција елемента

Димензионишу се критични пресеци, а остали према правилима за конструисање



Арматуру конструишемо према критичном пресеку



Није исти моменат као у критичном пресеку па се поставља питање како водити подужну арматуру

Из услова равнотеже рачунамо колико је $Z_{au}(x) = \dfrac{M_u(x)}{z(x)}$ за разлику од димензионисања овде имамо познат пресек

На удаљењу x $z(x)$ се мало мења (крак сила) и то у зависности од дилатација у попречном пресеку

$$z(x) \approx (0{,}85 - 0{,}93)\cdot h \Rightarrow z \approx 0{,}9h \Rightarrow Z_{au} \approx \frac{M_u(x)}{0{,}9h}$$

Према томе ако је наш носач константне висине ($d = const$) сила затезања је пропорционална моменту савијања. Ако висина није константна линија момената се редукује за 0,9h па ако h расте линија затегнутих сила ће бити редукована.

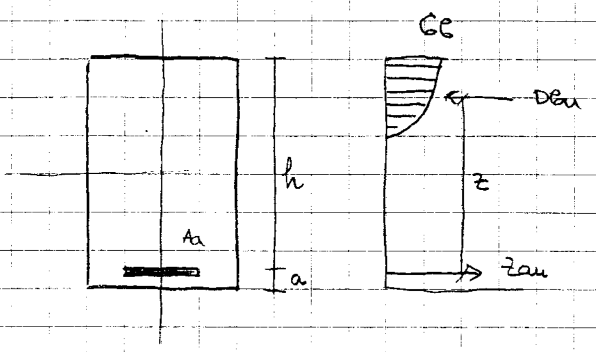
На делу константне висине поклапају се

Т сила изазива допунску силу затезања у затегнутој арматури доњег појаса.
Требало би да изазове повећање затегнуте силе, па померамо дијаграм линије затегнутих сила за величину $\frac{h}{2}$ и добијамо линију покривања

хоризонтално померена за $\frac{h}{2}$.

5. ДЕЦЕМБАР 2008.

Прорачун у критичним пресецима



Из услова равнотеже:

$Z_{au} \cdot z - M_u = 0 \Rightarrow Z_{au} = \frac{M_u}{z}$

Из таблица можемо да уочимо да се z релативно мало мења

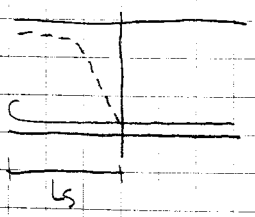
$z \approx 0,9h$ за разне могуће комбинације дилатација

$Z_{au} = \frac{M_u}{0,9h}$ сила затезања од спољашњег момента, зависи од спољашњег утицаја M_{au} и крака унутрашњих сила.

Ако је $d = const$ онда је и $h \approx const$ у том случају Z_{au} ће бити пропорционална моменту од спољашњег дејства.
Тамо где је $h = const$ линија затегнутих сила је иста као линија момената, тамо где није const треба редуковати линију момената и та редукована представља линију затегнутих сила

ЛИНИЈА ЗАТЕГНУТИХ СИЛА – даје величину силе затезања у било ком пресеку изван критичног пресека

Могли бисмо да смањујемо количину арматуре на одг. начин.
Како ћемо смањивати? Можемо да пресецемо шипку, или да извршимо њено повијање



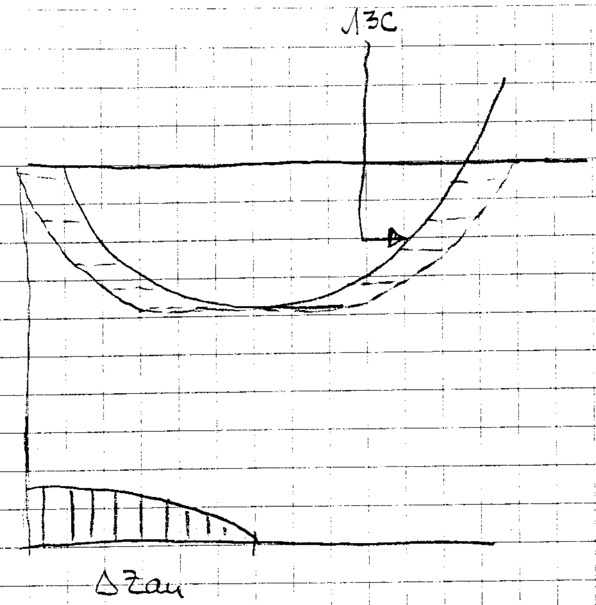
Ако је пресецамо морамо додати дужину сидрења
Ако имамо распоређену неку количину арматуре њена носивост је:

$Z_{au}^{(n)} = A_a \cdot \sigma_v$

Укупна носивост мора бити већа од силе затезања

$Z_{au}^{(n)} \geq Z_{au} \approx \frac{M_u}{0,9h}$

Додатни део силе затезања услед T силе. Он је пропорционалан величини T силе
да би се избегло компликовање наши прописи предвиђају графичко одређивање додатне арматуре.



Сваку тачку померамо хоризонтално за h/2 и тако добијамо испрекидану линију која се зове

ЛИНИЈА ПОКРИВАЊА АРМАТУРЕ

Тако смо у сваком пресеку постигли додатну силу затезања, она је ф-ја tg приближно одговара дијаграму Т сила и тако смо избегли допунски прорачун.

Носивост арматуре треба у потпуности да прекрије ову линију. Носивост не сме да усече померену линију затегнутих сила

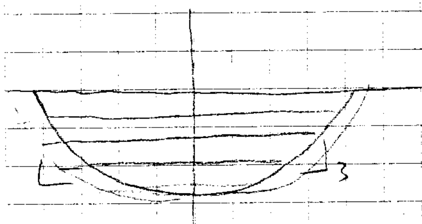
Одређени број шипки морамо да пропустимо до краја ослонца

Прописи $\left(\frac{1}{2}-\frac{2}{3}\right)$ најмање 2 моле ићи до краја
$\left(\frac{1}{3}-\frac{1}{2}\right)$ можемо повити
} Проверити ове бројеве

Често те шипке арматуре (повијене) можемо искористити за пријем Т сила,
~~место повијања дефинисано преко интегралне криве линије.~~
Прво треба одредити места повијања према Т силама преко интегралне криве линије затим
компромисати где можемо користити те шипке за савијање.

~~Свака страна се посебно покрива~~, не морају бити међусобно повезане

Ту је причао нешто са тројком што нисам разумела

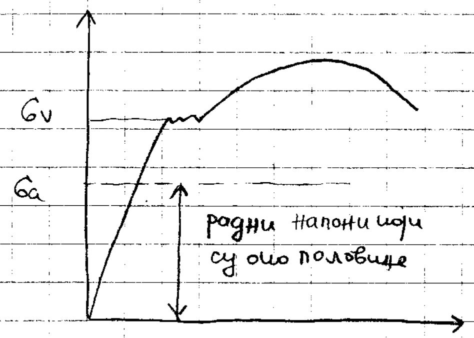


Прописи захтевају поред граничних стања носивости → које обезбеђује потребну носивост и стабилност, да обезбедимо трајност и функционалност, за специјалне врсте које још се захтевају напони вибрације и слични докази

Доказ трајности → прорачун ширине прслина

Доказ функционалности → прорачун угиба

За бисмо искористили носивост арматуре морамо дозволити затезања која су негде око 1/2 напона σv чак и мало више



При тим напонима бетон не може да прати и знатно раније се појављују прслине, напони достигну чврстоћу бетона на затезање

0,1-0,5 mm ширина прслина, оне се појављују у експлоатацији и за експлоатационо оптерећење, не за гранично

Појава прслина је неповољна из 2 разлога:

1. Смањује се крутост пресека, повећава деформација
2. Агенси корозије лакше продиру до арматуре и смањују тако трајност, јер смо рекли да бетон добро штити

Ако су веће ширине прслина продирање агенаса је брже

Ширине прслина су ограничене до 0,5mm преко тога су пукотине и то су оштећења

Како да их прорачунамо?

Морамо прво прећи стање напона

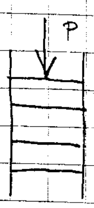
Потребно познавање напонског стања за експлоатационо оптерећење јер директно од њих зависе деформације.

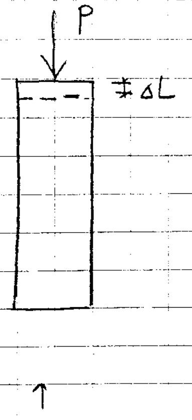
Поред деформабилности и чврстоћа бетон има и временске деформације, оне утичу на стање напона у пресеку

Проучавамо скупљање и течење јер она повећавају деформацију елемената, долази до прерасподеле напрезања између бетона и арматуре

Арматура има особину течења само у области високог напрезања.

Бетон повећава деформацију, арматура не, услед тога долази до преношења дела силе са бетона на арматуру и обрнуто чак како се спољашњи утицаји не мењају, чак и ако је $P=const$ у току времена





Бетон попушта, шипке арматуре остају, па део силе прелази на арматуру

У почетку постоји нека дилатација у моменту наношења оптерећења

Вискозне деформације → деформације течења

Укупна дилатација у тренутку t

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{b0} + \varepsilon_{bv} = \varepsilon_{b0}\left(1+\frac{\varepsilon_{bv}}{\varepsilon_{b0}}\right)$$

→ однос прираштаја дилатација бетона и почетне дилатације φ_T коеф течења ф-ја времена и старости бетона

↓ вискозна дилатација

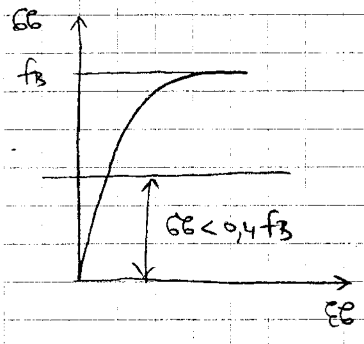
Старост бетона у тренутку наношења оптерећења је јако значајна

Млађи бетон → веће деформације

$\varepsilon_{bt}(t, t_0)$

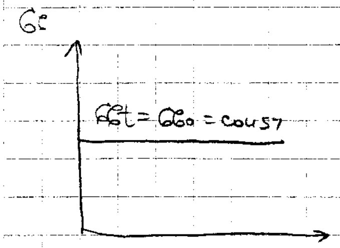
$$\varepsilon_{bt} = \frac{\sigma_{b0}}{E_{b0}}\left(1+\varphi_T\right) + \varepsilon_{b,s,t}$$

дилатација услед скупљања је независна од напона одвија се чак иако елемент није напрегнут



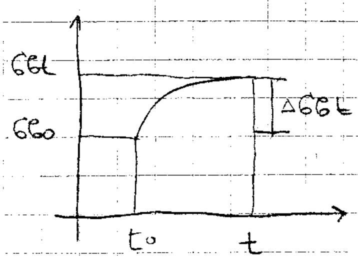
$\sigma_b < 0{,}4 f_b$ → у области радних напрезања важи Хуков закон

$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$



Међутим у једном сложеном пресеку чак иако је константна спољашња сила услед течења долази до прерасподеле напона између бетона и арматуре

У нашим елементима готово никад немамо const стање напона, најчешће опадају



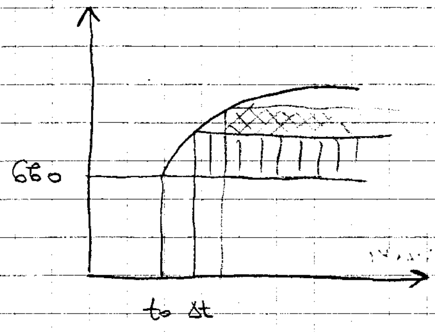
$\Delta\sigma_{bt}$ → прираштај напона у посматраном интервалу } веза напона и дилатација је интегрална није више алгебарска, код веза постане интегрална она компликује ствари, тражимо њено поједностављење

Интегралну везу превели у алгебарску, али се не упуштамо у то како

$$\varepsilon_{bt} = \frac{\sigma_{b0}}{E_{b0}}(1+\varphi_T) + \frac{\Delta\sigma_{bt}}{E_{b0}}(1+\chi_T \cdot \varphi_T) + \varepsilon_{bs,t}$$

један део напона је константан кроз време, а један део се мења

χ_T – коефицијент старости, или коефицијент старења, уводи редукцију дилатације течења при порасту времена



Повећава се старост бетона прираштај напона за исто Δt је мањи. Смањује се прираштај дилатације течења он је мањи од 1

$\chi_T \cdot \varphi_T$ смањује коефицијент течења бетона

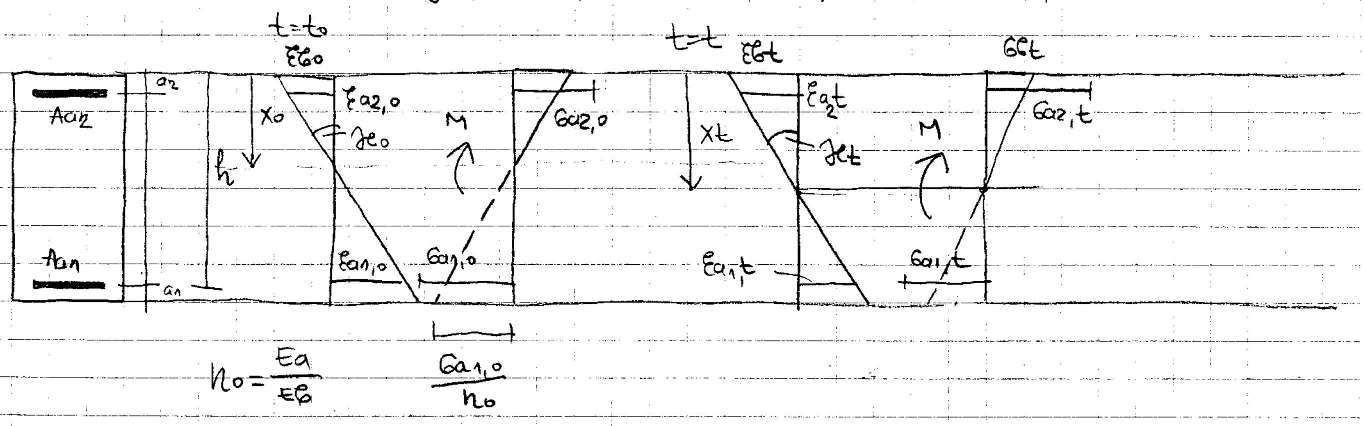
χ_T између 0,5 и 1

(0,75 – 0,8) у нашим прорачунима

и додамо деформацију скупљања

Шта се дешава у једном сложеном пресеку?

Са оваквим везама улазимо у услове равнотеже, за арматуру нема промене



При течењу дилатације у бетону се повећавају $\varepsilon_b \uparrow$ $x_t \uparrow$

Напони у бетону се смањују.

Моменат је непроменљив

$$\sigma_{at} = \frac{1-\Delta t}{\Delta t}\left[a(t)\cdot \sigma_{bt} + b(t)\cdot \sigma_{b0} + E_a \cdot \varepsilon_{bs,t}\right] \quad \text{ктл}$$

В. У књизи

БИТНО: Постоји одређена некомпатибилност (несагласност)

за овако влакно усвајамо алгебарску везу

Тамо где је $\sigma = 0$ напон има промену, доводи до прелома дијаграма дилатације

Веза између напона и дилатација је усвојена за крајње притиснуто влакно и тако је задржана Бернулијева хипотеза равних пресека.

Услед временске деформације напон у притиснутој зони бетона опада, дилатације се повећавају, а самим тим и кривина је

$\varepsilon_{bt} > \varepsilon_{b0}$ — У затегнутој арматури $\sigma_{a1,b} \gtrless \sigma_{a10}$ али нема значајне

$æ_t > æ_0$ — промене, нису велика одступања, али

$x_t > x_0$ — $\sigma_{a2,t} \gg \sigma_{a20}$ напон у притиснутој арматури је знатно

$\sigma_{bt} < \sigma_{b0}$ — порастао, дошло је до драстичне прерасподеле напона

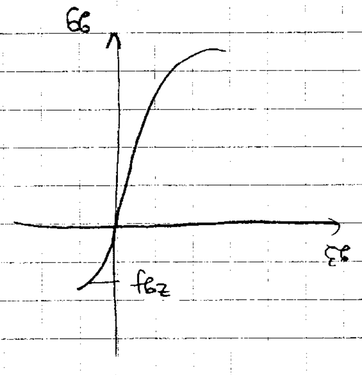
У приручницима разни поступци прорачуна, нема тачно методе

Сложен прорачун

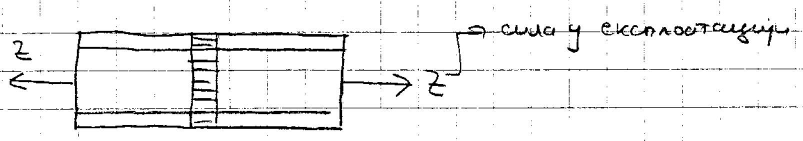
Стање напона у експлоатацији је јако значајно

повећава се кривина $\Rightarrow$ повећавају се угиби

ГРАНИЧНО СТАЊЕ ТРАЈНОСТИ — ПРОРАЧУН ПРСЛИНА

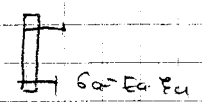


посматрамо једну затегу АБ



$\varepsilon_b = \varepsilon_a$

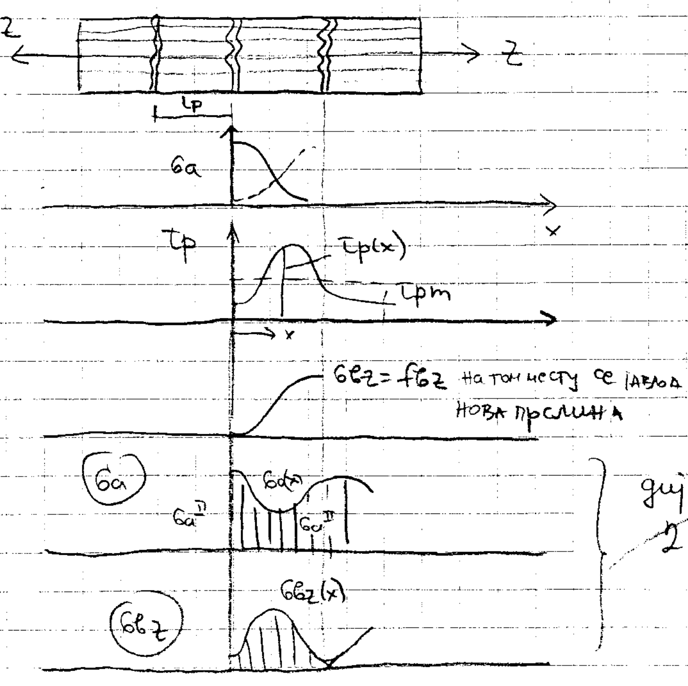
исте дилатације, али напони нису



$\sigma_{bz} = E_{b0} \cdot \varepsilon_b$

при повећању силе напони расту и дилатације расту

f_{bz} → када напон достигне f_{bz} појављује се прслина у бетону, целокупну силу затезања преузима арматура

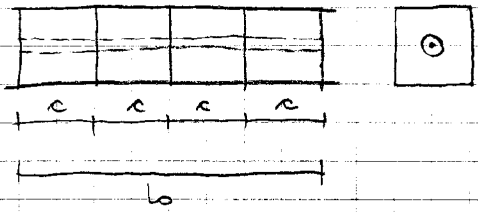


напони у арматури опадају, а напон у бетону расте

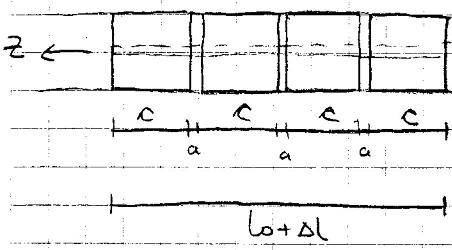
На месту саме прслине нарушена је веза приањања

Са друге стране појављује се сила атхезије и трења

дијаграми напона између 2 прслине



бетонске призмице које имају кроз средину једну рупу и кроз њу иде гумени ластиш
Призме су спојене у један низ



Ако нанесемо силу затезања призме ће се размаћи, размак између прслине расте

$\Delta l = \Sigma$ свих размака између призми

$\Delta l = \Sigma a$

↓

издужење ластиша

$$\Delta l = l_0 \cdot \varepsilon_L = l_0 \frac{\sigma_L}{E_L}$$

Исто тако сада $a = c \cdot \varepsilon_L = c \cdot \frac{\sigma_L}{E_L}$

Бетонска затега замислимо да нема атхезије → тему ће бити једнак размак прслина a_p

Важи само ако је ε const, ако није у обичном пресеку морамо сабрати те дилатације

Издужење затеге = издужењу арматуре

издужење арматуре = збиру размака свих прслина $\Delta l_a = \Sigma a_p$ ако су прслине равномерно распоређене $a_p = l_p \, \varepsilon_{am}$

l_p – размак прслина

Ако напони нису const него променљиви

$$a_p = \int_0^{l_p} \varepsilon_a dx$$

увођење интеграла компликује ствари

како ћемо одредити l_p

кад напон у бетону достигне f_{bz}

На месту прслине:

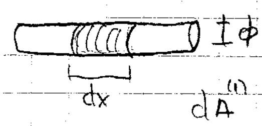
$\sigma_a^{II} = \frac{Z}{A_a}$ тај напон у арматури опада, а у бетону расте преко напона приањања

На неком удаљењу $\tau_p(x)$ сила се предаје бетону

кад напон у бетону достигне f_{bz} треба нам та сила Z_{bz}

морамо да уведемо елементарну силу на dx

$$Z_{bz} = \int_{x=0}^{l_p} \tau_p(x) \, n_\phi \cdot \phi \cdot \pi \cdot dx$$



ако имамо n шипки

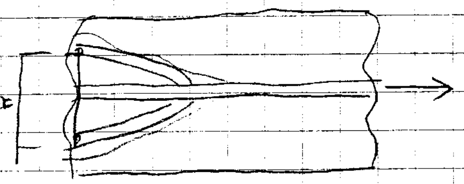
$A_a = n_\phi A_a^{(1)}$

$dA^{(1)} = \phi \pi dx$

Та сила се пренела на околни бетон и он је достигао f_{bz}

$Z_{bz} = \int \tau_p(x) \cdot n\phi \cdot \phi \cdot \pi \cdot dx = f_{bz} \times A_{bz\,ef}$ → ангажована површина околног бетона

$A_{bz\,ef}$



Да бисмо решили интеграл морамо познавати $\tau_p(x)$.

осредњимо φ-ју

l_{pm} → средња вредност растојања прслина

$$Z_{bz} = \tau_{pm} \int_{x=0}^{l_{pm}} n\phi \cdot \phi \cdot \pi \, dx = f_{bz} \cdot A_{bz\,ef}$$

$$\tau_{pm} \cdot l_{pm} \cdot n\phi \cdot \phi \cdot \pi = f_{bz} \cdot A_{bz\,ef}$$

$$l_{pm} = \frac{f_{bz}}{\tau_{pm}} \cdot \frac{A_{bz\,ef}}{n\phi \cdot \phi \cdot \pi} \cdot \frac{4\phi}{4\phi} = \frac{f_{bz}}{4\tau_{pm}} \cdot \frac{A_{bz,ef}\,\phi}{\underbrace{n\phi \frac{\phi^2 \pi}{4}}_{A_a}} = \frac{f_{bz}}{4\tau_{pm}} \cdot \frac{A_{bz,ef} \cdot \phi}{A_a}$$

$$\mu_z = \frac{A_a}{A_{bz\,ef}}$$

$$l_{pm} = \frac{f_{bz}}{4\tau_{pm}} \cdot \frac{\phi}{\mu_z} = k_1 k_2 \frac{\phi}{\mu_z}$$

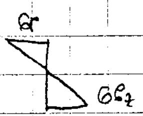
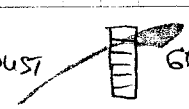
Напон приањања зависи од квалитета везе атхезије

да бисмо поједноставили прорачун

k_1 – коефицијент који зависи од квалитета атхезије арматуре тј. зависи од врсте арматуре

$$k_1 \begin{cases} 0{,}8 & GA \\ 0{,}4 & RA \end{cases}$$

k_2 – зависи од величине ангажованог бетона и чврстоће на затезање

k_2:
- 0,125 при чистом савијању  када је дијаграм троугаоног облика
- 0,250 када је дијаграм const  $\sigma_{bz} = const$

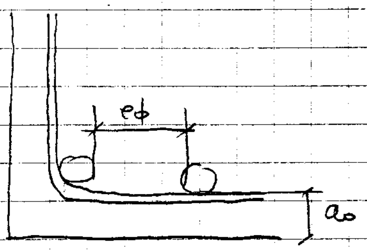
комбинација савијања и затезања је нешто између, па се узима линеарна интерполација

и дошли смо до L_{pm}

Експериментално доказано да осим ових фактора утичу још и величина заштитног слоја и размак арматуре па је извршена корекција

$$L_{pm} = 2\left(a_0 + \frac{e_\phi}{10}\right) + k_1 k_2 \frac{\phi}{\mu_z}$$

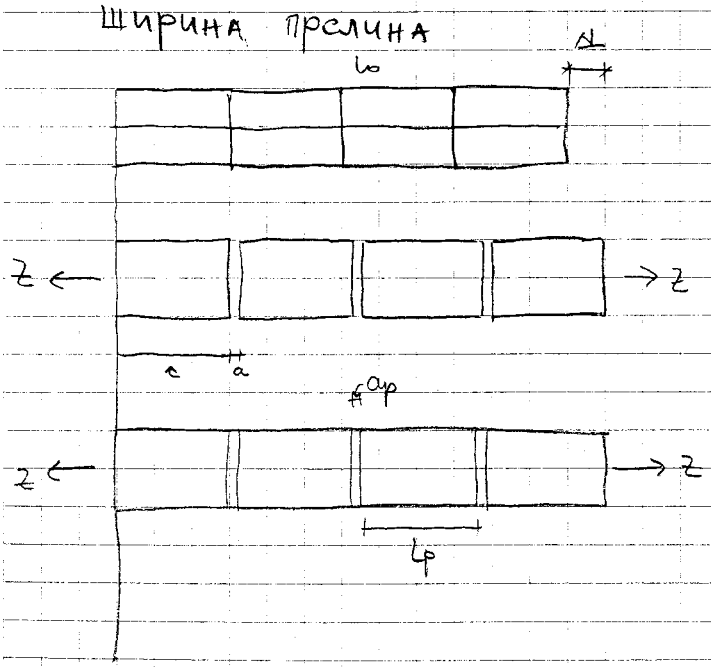
заштитни слој



19. ДЕЦЕМБАР 2008. ПОСЛЕДЊА ПРЕДАВАЊА

Сила се пренесе на околни бетон док напон поново не достигне чврстоћу бетона на затезање + експериментални подаци (то је био REMINDER)

ШИРИНА ПРСЛИНА



a је то издужење од ластиша на дужини c

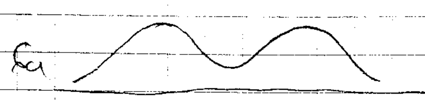
ластиш равномерно напрегнут онда ово $a = c \cdot \varepsilon$ - јединично издужење

у аналогији са нашом затегом

a_p → у ствари одговара издужењу арматуре

$a_p = \varepsilon_p L_p$

како добити ε_a, када би арматура била равномерно напрегнута то би било једноставно, али то код нас није случај јер напон у у затегнутој није const дуж осе затеге. Један део напона затезања између прслина носи и бетон. Напони нису const па ни дилатација није.



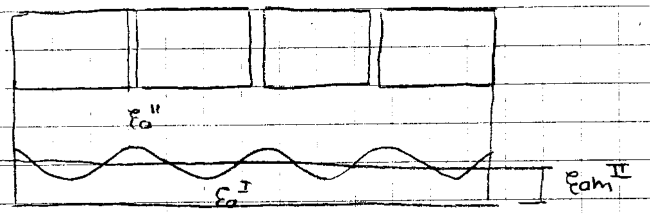
$\sigma_a = E_a \cdot \varepsilon_a$ јер је област радних напрезања

дилатације равномерно распоређене

Ми бисмо требали да извршимо интеграцију овог напона

$$a_p = \int_0^{l_p} \varepsilon_a(x)\,dx$$ - морали бисмо познавати ф-ју промене

морамо се решити ових интеграла, тако што ћемо узети средњу дилатацију прслина



$\varepsilon_a = \varepsilon_{am}^{II} = const$ нека средња вредност

$$a_p = \int_0^{l_p} \varepsilon_{am}^{II}\,dx = \varepsilon_{am}^{II}\, l_p$$

То би све било тако да нема везе атхезије, јер су призме незатегнуте

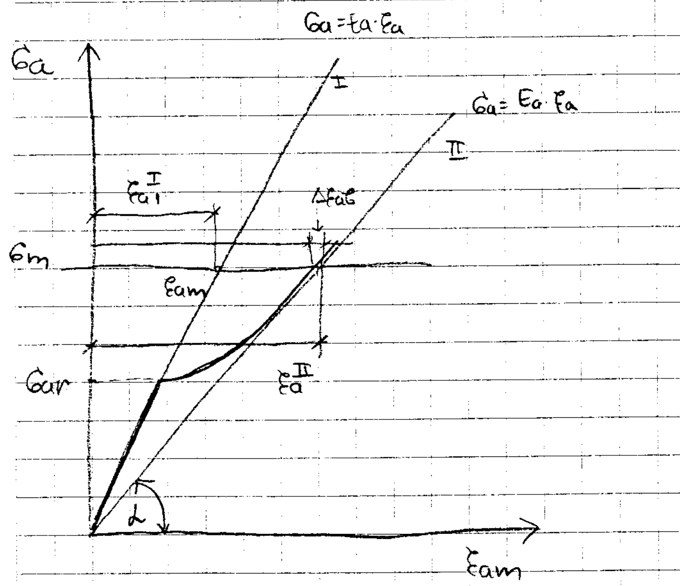
али тако није јер арматура између прслина не може да се издужи, а да се не издужи и бетон.

Као кода бисмо призмицама додали силу затезања, тако би се смањио међусобни размак.

ε_a - узети у обзир и издужење бетона са знаком минус

$\varepsilon_{ap} = \varepsilon_{am}^{II} - \Delta\varepsilon_{ap}$ → смањење дилатације у арматури као последица издужења бетона

да ми пробамо да одредимо те дилатације



У случају са ластином II, да нема силе атхезије целокупну силу затезања преноси арматура

tg α - модуо еластичности арматуре тј је

$\sigma_a = E_a \cdot \varepsilon_a$ то је то у фази II тј на месту прслина

Ако би био пресек без прслина у арматури би онда један део преузео бетон и задужења арматура биће умањено, као да привидно арматура има већи модуо еластичности

Тада би ова линија имала већи нагиб. То је кодо не би било прслина на целој дужини

Реална ситуација: Имамо с места на место прслину, а између је фаза I, на месту прслине је фаза II. Реална ситуација: нема прслина све док нека сила затезања не изазове прслину.

σ_{ar} – напон у арматури који изазива прслине у бетону његово понашање одговара линији по фази I

Требало би да пресиотшло на линију II, али не нагло него постепено, линија реалног понашања се асимптотски приближава.

Веза представља понашање арматуре у целој пољној затезци.

σ_m – средњи напон

ε_{ap} – фиктивна дилатација, репрезентна дилатација у арматури

Та величина зависи од нивоа напрезања у арматури, веза више није линеарна, то се ~~може одредити преко коефицијента расподеле који је ф-ја интензитета спољашњег~~ дејства

$$\boxed{\varepsilon_{ap} = (1-\zeta)\,\varepsilon_a^{I} + \zeta\,\varepsilon_a^{II}}$$

Ако је $\zeta = 0$

$\varepsilon_{ap} = \varepsilon_a^{I} \rightarrow$ нема прслина, елемент без прслина

$\zeta = 1 \quad \varepsilon_{ap} = \varepsilon_a^{II}$ понаша се као испрскали елемент

$0 \leq \zeta \leq 1$

може да се одреди

$$\zeta = 1 - \beta_1\beta_2\left(\frac{\sigma_{ar}^{II}}{\sigma_a^{II}}\right)^2 \qquad \text{за} \quad Z > Z_r \quad (\text{т}\; M > M_r)$$

када је сила затезања већа од силе затезања која изазива прслине у бетону

$\zeta = 0 \quad Z \leq Z_r \quad M \leq M_{r}$

β_1 – зависи од врсте челика $\quad \beta_2$ – од карактера оптерећења

$$\beta_1 \begin{cases} 0{,}5 \; GA \\ 1{,}0 \; RA \end{cases} \qquad \beta_2 \begin{cases} 1{,}0 \; - \text{за краткотрајна дејства} \\ 0{,}5 \; - \text{за дуготрајна дејства} \end{cases}$$

дуготрајна $\rightarrow$ изазивају повећање прслине због временских оптерећења

σ_{ar} – напон у арматури од утицаја силе која изазива прслине

$$\sigma_{ar}^{II} = \frac{Z_r}{A_a}$$

$$\sigma_a^{II} = \frac{Z}{A_a} \text{ – у моменту прслине}$$

то је у случају савијања

дилатацију у арматури треба умањити за дилатацију у бетону

$\Delta\varepsilon_{ab}$ је умањење јер дилатација није const

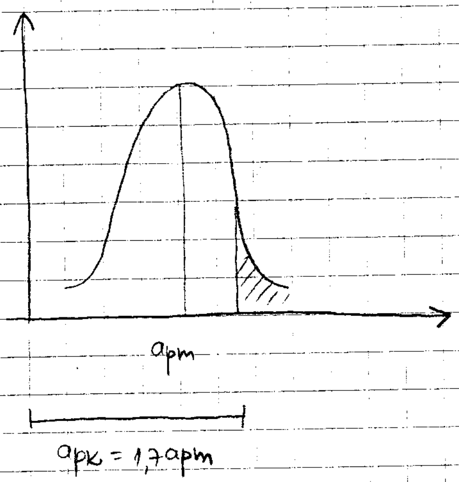
$\varepsilon_{am} = \varepsilon_{ap} - \Delta\varepsilon_b^{I}$

$\Delta\varepsilon_b^{I} = (1-\zeta)\,\varepsilon_0^{I}$ шонагито се може написати израз за a_p

редукована вредност дилатације

$\varepsilon_{am}^{r} = \varepsilon_{ap} - \Delta\varepsilon_b^{I} = (1-\zeta)\,\varepsilon_a^{I} + \zeta\,\varepsilon_a^{II} - (1-\zeta)\,\varepsilon_a^{I} = \zeta\,\varepsilon_a^{II}$

$a_{pm} = \zeta\,\varepsilon_a^{II}\cdot l_{pm}$ → средња вредност ширине прслина



Највећи број узорака са средњом ширином

Треба да карактеристична ширина прслине не буде већа од максималне граничне

$a_{pk} \le a_u$

apk је максимална ширина са фрактилом 15%.

за 70% је већа него средња ширина прслине

$$\boxed{a_{pk} = 1{,}7\cdot\zeta\,\varepsilon_a^{II}\cdot l_{pm} \le a_u}$$

од 0,05 - 0,4 максимална ширина прслина

зависи од агресивности средине

Јака → у непосредном додиру са земљом или изложеним јаким корозивним утицајима
приобаље

Наши прописи још дефинишу да не морамо да прорачунавамо ширину прслина али морамо да докажемо да она није већа од граничне ширине прслина

То се може приближним поступцима, увек на страни сигурности

$\mu_z \ge \dfrac{\phi}{k_p\cdot a_u}$ μ_z - коефицијент армирања затегнуте арматуре у односу на затегнути бетон

$a_u = 0{,}2$ mm

k_p - зависи од врсте арматуре

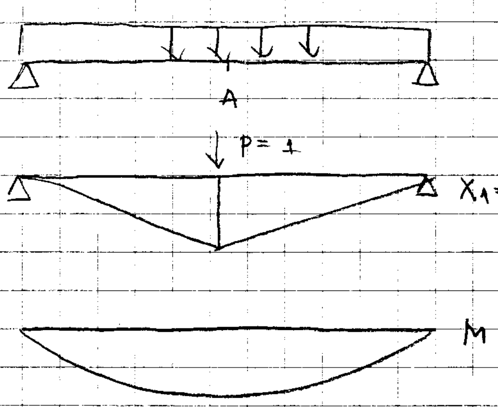
$k_p \begin{cases} 35 & GA \\ 30 & RA \end{cases}$

ако није испуњен услов не значи обавезно да је прслина већа од дозвољене, али морамо спровести тачан прорачун

Користи се за слабо и средње агресивне средине

ГРАНИЧНО СТАЊЕ УПОТРЕБЉИВОСТИ, ДЕФОРМАЦИЈЕ (ПРОРАЧУН УГИБА)

Угиб од хомогеног материјала смо рачунали преко Мор Максвелове аналогије



множењем дијаграма долазимо смо до угиба

$$\vartheta = \int_0^L \frac{M(x)\cdot \bar{M}(x)}{EI(x)}dx = \int_0^L \frac{1}{r(x)}\bar{M}(x)dx$$

кривина

потребно је знати ф-ју кривине

Максимални угиб неког елемента не сме да прекорачи дозвољени угиб

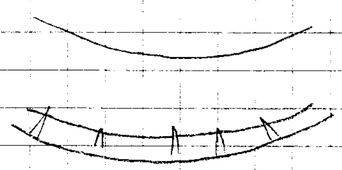
$\boxed{\vartheta_{max} \le \vartheta_u}$ ϑ_u – дефинисан правилником

$\vartheta_u = \frac{L}{k_u}$ – коефицијент

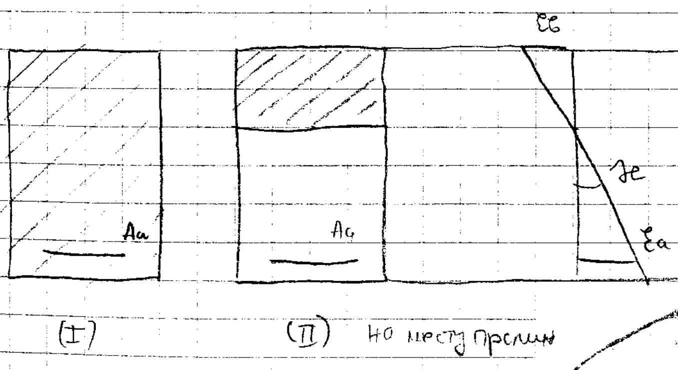
$k_u = \begin{cases} 300 \text{ за гредне елементе} \\ 150 \text{ за конзоле} \\ 750 \text{ за крански носач} \end{cases}$

због проклизавања точкова

Како да срачунамо тај угиб с обзиром да је израз горе за хомогене материјале



имамо пресек у фази I и пресек у фази II



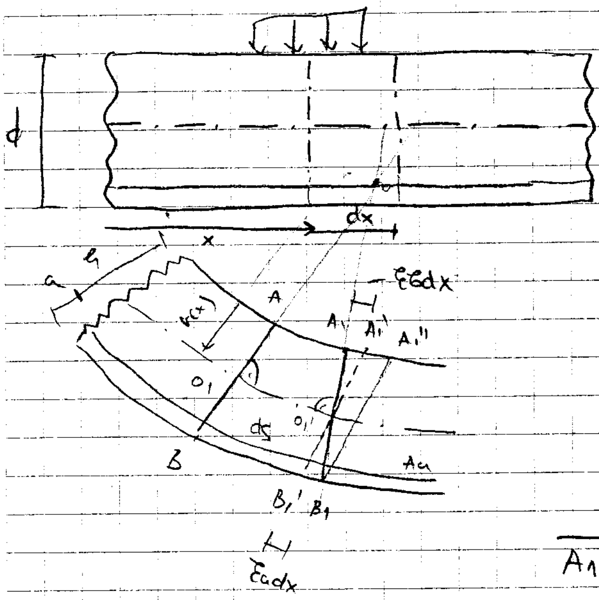
Наш елемент није хомоген него је различит од места до места

Како ћемо дефинисати кривину?

(иначе концентрисани смо на савијање, издужење јер нам је ретко потребно)

Тако да углавном тражимо угибе

Притиснута зона (бетон, може бити и арматура), дефинисаћемо кривину преко дилатације у бетону и арматури



Посматрамо два суседна пресека на дужини x

По Бернулијевој хипотези пресеци ће бити равни и управни на деформисану осу носача

Полупречници кривине до средње линије повучемо паралелно

$AA_1' = ds$

$ds \approx dx$

$\overline{A_1A_1'}$ = скраћење притиснутог ивичног влакна бетона на дужини ds (dx)

$\overline{A_1A_1} = \varepsilon_b dx$

$BB_1' = ds$, а $B_1'B_1$ = издужење

$\overline{B_1'B_1} = \varepsilon_a dx$

Троугао

$\Delta A_1A_1''B_1 \cong \Delta OO_1O_1'$

$ds : r(x) = (\varepsilon_b+\varepsilon_a)dx : h$

$r(x)(\varepsilon_b+\varepsilon_a)dx = h\,dx$

$$\boxed{\frac{1}{r(x)} = \varkappa(x) = \frac{\varepsilon_b+\varepsilon_a}{h}}$$

тако смо дефинисали кривину преко дилатација

а

дефинисаћемо средњу кривину

Активни пресеци на месту прслине је много мањи, па су напони у бетону и арматури већи на месту прслина

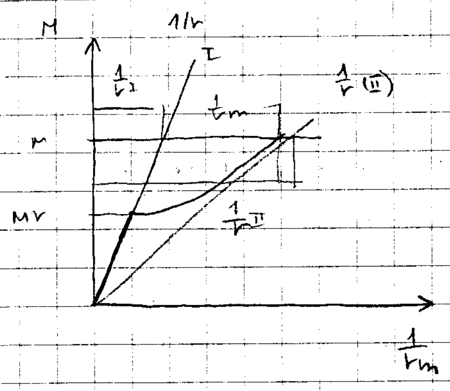
Веза између напона и дилатација је пропорционална

Утицај скупљања и течења узимамо у обзир преко дилатација

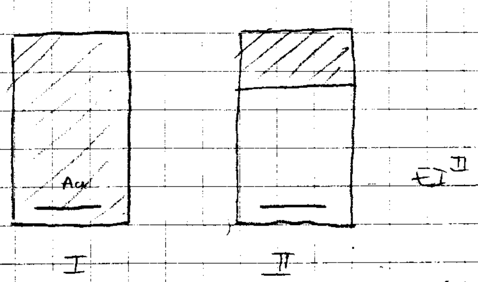
Почетне дилатације пропорционалне са напонима

$$\frac{1}{r_m} = \frac{\varepsilon_{bm} + \varepsilon_{am}}{h}$$ - средња вредност

Веза између момента и кривине



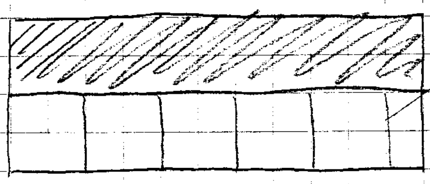
фаза I хомоген пресек



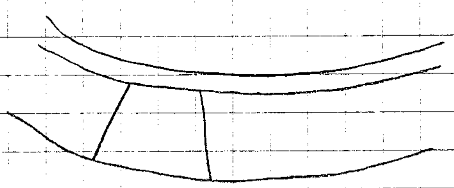
$EI_i^{(I)}$ активни пресеци по фазама

веза између напона и деформација је линеарна

За пресек II замислимо да цео елемент има само ту притиснуту зону



бетон преноси само смицање



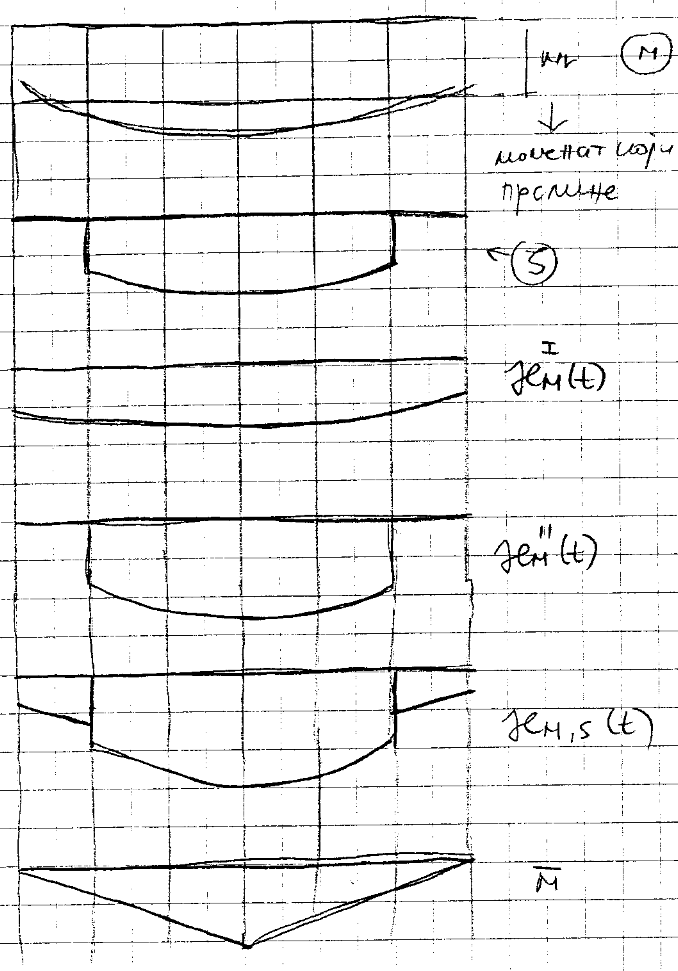
$EI^{(II)}$ је мања, па је нагиб већи

Ако је $M < M_r$ онда се елемент понаша по правој I, нема наглог скока него асимптотски тежи другој вредности

$$\varepsilon_{bm} = (1-\zeta)\,\varepsilon_b^{I} + \zeta\,\varepsilon_b^{II}$$

$$\varepsilon_{am} = (1-\zeta)\,\varepsilon_a^{I} + \zeta\,\varepsilon_a^{II}$$

како спроводимо прорачун?



Посматрамо један средњи елемент између 2 тачке

како се M повећава разлика постаје све мања и мања

ζ није линеарна ф-ја

где је $M < M_r$ $\zeta = 0$

(што ја нисам баш лепо нацртала)

У суштини веза момента и кривине није више линеарна него нека променљива ф-ја

Морали бисмо тражити средњу вредност кривине у сваком пресеку

У сваком пресеку можемо да одредимо средњу кривину за прву и другу фазу

$æ_{ms}$

У сваком пресеку, рецимо у десетинама распона

угиб је $v = \int_0^L \frac{1}{r_m} \bar{M} \, dx$

↳ дијаграм од јединичне фиктивне силе

множимо Верешчагиновом теоријом

То захтева да у свакој десетини одредимо ε_a и ε_b и све што треба за $æ_{m,s}$ и то је јако компликовано

пешака велики посао

Примењују се приближни поступци

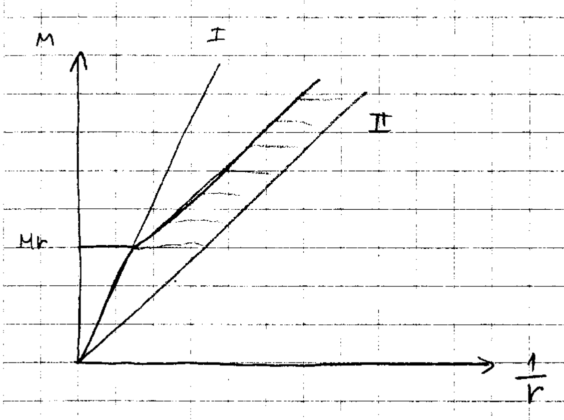
БИЛИНЕАРНА МЕТОДА → Предложио Европски комитет за бетон

- они делови носача где је $M<M_r$ су релативно мали у укупном интегралу

Највећи утицај на деформацију је од оног дела греде где је $M=M_r$

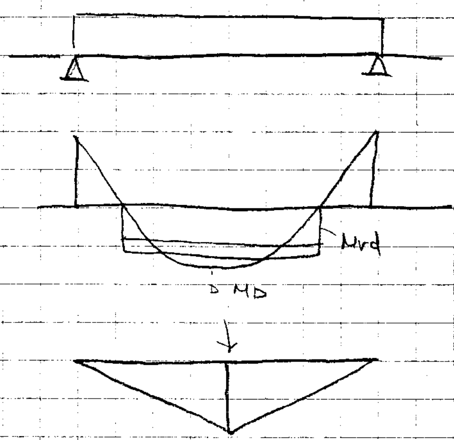
сама промена ζ је релативно мала

Можемо између пресека да усвојимо да је const вредност коефицијента расподеле



Нема више асимптоте, ми везу између момента и кривине претварамо у билинеарну д-ју

2 праве линије, математички



усвојимо средњу вредност момента

$$M=\sqrt{M_D \cdot M_{rd}}$$ и са њом

$$\sigma_{ar}=\frac{M_{rD}}{z\,A_a}$$

Напон од M на месту пресека

$$\sigma_a^{II}=\frac{M}{z\cdot A_a}$$

и онда $\zeta = 1-\beta_1\beta_2\left(\frac{\sigma_{ar}^{II}}{\sigma_a^{II}}\right)^2 = 1-\beta_1\beta_2\left(\frac{M_{rD}}{M}\right)^2$ све је то const

$\zeta=$ const није више променљива са моментом па не тражимо оне десетине распона

довољно да урадимо за један пресек и лако нађемо угиб

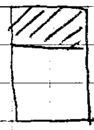
Још једна метода коју је дао Амерички комитет за бетон

На бази великих експерименталних метода

одређује се еквивалентна крутост елемената на савијање

а елемент нам је хомогена греда која има еквивалентну крутост

и то је битно



$E_{bo} \cdot I_{ef}$

$$I_{ef} = \left(\frac{M_r}{M}\right)^3 I_b + \left[1-\left(\frac{M_r}{M}\right)^3\right] \cdot I_{ID}^{II}$$ → идеализован у фази II

и тако се угиб израчунава као за хомогену греду

за g

$$v_g = k \frac{M_g L^2}{E_{bo} I_{ef}}$$

k - зависи од оптерећења

за M $k = \frac{5}{48}$

I_{ef} није линеарно тј. $v(g+p) \neq v_g + v_p$ ниво оптерећења није исти

јер просто крутост није иста

Греда да узмемо утицај течења бетона

$$\max v(g+p) = v(g+p) + \Delta v_g(t)$$

↓

прираштај угиба услед временске деформације, али само од сталног оптерећења

Како налазимо $\Delta v_g(t)$, узмемо угиб у тренутку t_0 и помножимо га са неким коефицијентом

$$\Delta v_{gT} = \alpha_\varphi \cdot \varphi_T \cdot v_{g0}$$

α_φ је тај коефицијент $\quad \alpha_\varphi = 1 - 0{,}6 \frac{A_{a2}}{A_{a1}} \geq 0{,}6$

φ_T - коефицијент течења

α_φ - зависи од количине притиснуте арматуре, а она смањује угибе од течења

зашто? Кад бетон почне да тече арматура узима силу притиска и кочи дилатацију целе притиснуте зоне (кривина)

Што ће рећи да бисмо смањили угибе од течења најефикаснија метода је додавање притиснуте арматуре

Постоји критеријум када изостављамо прорачун угиба

Наши прописи не разликују врсте оптерећења $\frac{L}{300}, \frac{L}{250}, \ldots$

Сталне угибе можемо да елиминишемо тиме што ћемо дати надвишење, па није даље све једно од ког оптерећења је угиб

- Прво смањимо пречник
- повећамо арматуру
- ако и то не шљака мењамо попречни пресек

} То је причао Т. додао за прслине.

КРАЈ

Коефицијенти сигурности покривају:

1. Нетачне процене вредности оптерећења
2. Нетачности при одређивању механичких карактеристика материјала
3. Одступање стварних карактеристика материјала у односу на рачунске
4. Нетачности при усвајању статичког система у односу на стварни рад к-је
5. Толерантна одступања у току грађења к-ја
6. Могућност разлике пројектованог и изведеног положаја арматуре, заштитног слоја и сл.

Коефицијенти сигурности НЕ покривају:

1. Грешке у прорачуну статичких утицаја
2. Грешке у димензионисању

Радмила Томић 66/05