Теорија бетонских конструкција

Проф. Михајло Ђурђевић 142

* Армирани бетон 1 - Живорад Радосављевић
* Најдановић - Бетонске конструкције - писано за ПИЖ
* Приручник за бетон и армирани бетон

ТЕОРИЈА БЕТОНСКИХ КОНСТРУКЦИЈА

Радмила Томић

66/05

Бетон штити арматуру од корозије

Шипка арматуре не треба бити сјајна

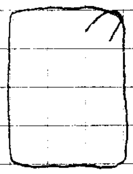
Треба да се ухвати прах корозије

– имају исти термички коефицијент линеарног ширења α_T

Прорачунска арматура
конструктивна
попречна (узенгије)
} арматурни скелет

Бетон се лако обликује

Угао унутрашњег трења око 35° – он мора да се смањи, то се постиже вибрирањем



Танка паљена жица на местима укрштања

Механичке карактеристике бетона:

Чврстоћа бетона на притисак: испитује се на нормираним узорцима

Важе одређени законски прописи – код нас БАБ '87

коцке 20 см – чувају се у посебним условима

влажност 95%, собна температура $\pm 2°C$

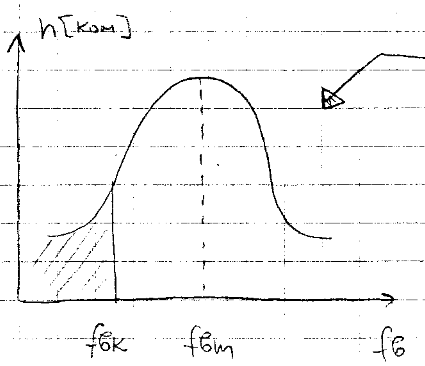
Чува се 28 дана, па се ти узорци излажу притиску посебним пресама до лома.

Лом – одвајање бочних страница

Сила која поломи коцку служи за израчунавање просечног напона лома коцке
и он представља чврстоћу бетона на притисак

Поред тога постоји деформација

Карактеристична чврстоћа на притисак, то је статистичка категорија



Гаусова крива расподеле

σ_b – напон у бетону

σ_a – напон у арматури

средња чврстоћа за I бетон

КАРАКТЕРИСТИЧНА ЧВРСТОЋА бетона при притиску је она вредност испод које се може за испитани бетон да очекује највише 10% свих чврстоћа (10% фрактил)

чврстоће → малим словом f

fб и fa

ОДБАЦИМО 10% НАЈНИЖИХ ЧВРСТОЋА

ТА ЧВРСТОЋА ЈЕ КАРАКТЕРИСТИЧНА ЧВРСТОЋА БЕТОНА НА ПРИТИСАК - НЕШТО МАЊА ОД СРЕДЊЕ ВРЕДНОСТИ ЧВРСТОЋЕ ИСПОД КОЈЕ ЈЕ БРОЈ УЗОРАКА МАЊИ ОД ЊЕ 10%

Зашто важна јер је она основ за квалитет бетона

→ МАРКА БЕТОНА пројектом захтевана карактеристична чврстоћа бетона на притисак у елементима конструкције

Прописан квалитет и бетона и арматуре

MB 15 (од 15 за армирани бетон)
20
25 ова цифра то је карактеристична чврстоћа у MPa
:
60

MB - Нормирана чврстоћа бетона при притиску у старости од 28 дана изражена у MPa, а заснива се на утврђивању карактеристичне чврстоће у старости 28 дана

Чврстоће на притисак призми $h=3a$

У средњој трећини се не осети бочни притисак

Зато су оне реалнији узорци

Али MB је за коцку!!!

Призма карактерише чврстоћу за елементе конструкција

Чврстоће призме су мање него чврстоће коцке јер бочни притисци повећавају аксијалну носивост

1000 bar-a = 100 MPa

наши бетони до 60 MPa

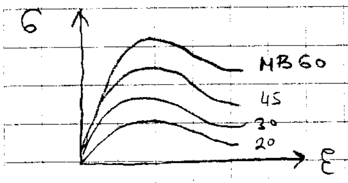
Чврстоћа на затезање око 10 пута мања од чврстоће на притисак

ЧВРСТОЋА БЕТОНА ПРИ ПРИТИСКУ - дефинише се као просечан напон нормног узорка изложеног притиску до лома у преси за испитивање, при датој старости најчешће 28 дана.

3 октобар 2003.

Бетон је деформабилно тело

Веза напона и дилатације



У почетку док су мали напони веза између напона и дилатације је линеарна

Готово сви ови дијаграми добијају одређену закривљеност

максимални напон на око 2‰, после почиње опадање

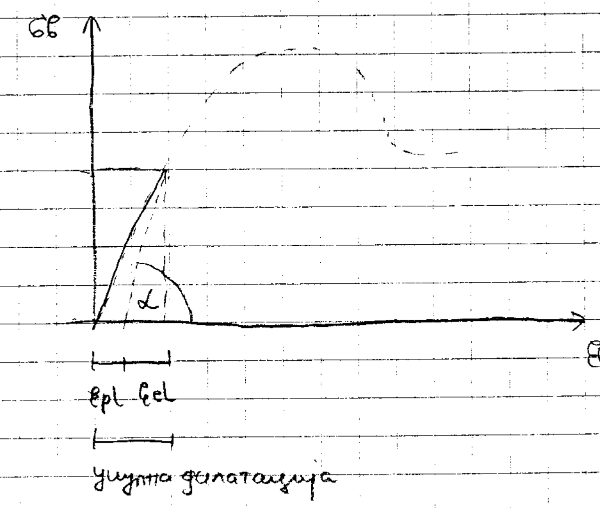
Региструјемо само напон до лома, после долази до нагле деформације

Специјалне пресе: Не наноси се сила него одређена деформација, мери се отпор

Део криве где је лом (пластична деформација) даје меру жилавости

Бетон нижих марки је жилавији

Шта се дешава код растерећења



док су напони до половине чврстоће на притисак када извршимо растерећење неће се деформација вратити на почетну тачку

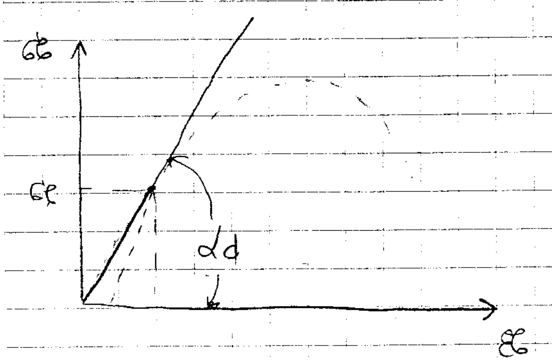
$$\boxed{tg\alpha_b = \frac{\sigma_e}{\varepsilon_{be}}}$$ - модул еластичности бетона

Паралелна линија повратака приближно једнака тангенти на криву у њеном почетку

Почетни модул еластичности бетона → експериментално и на основу прописа

$$E_{b0} = 9{,}25\sqrt[3]{f_{bk}+10}$$ - није димензионално исправан образац

E_{b0} ↓ GPa, f_{bk} ↓ MPa



$$\boxed{tg\alpha_d = \frac{\sigma_e}{\varepsilon_{buk}}}$$ - модул деформације E_{bd}

са укупном деформацијом која обухвата и пластичну и еластичну деформацију

Део који обухвата само повратну је почетни модул еластичности.

Поасонов коефицијент почетне дилатације 0,15 - 0,20 ИВ однос попречних и подужних дилатација

СКУПЉАЊЕ И ТЕЧЕЊЕ БЕТОНА - особина коју немају сви други материјали

СКУПЉАЊЕ у процесу очвршћавања долази до смањења запремине бетона које зовемо скупљање бетона

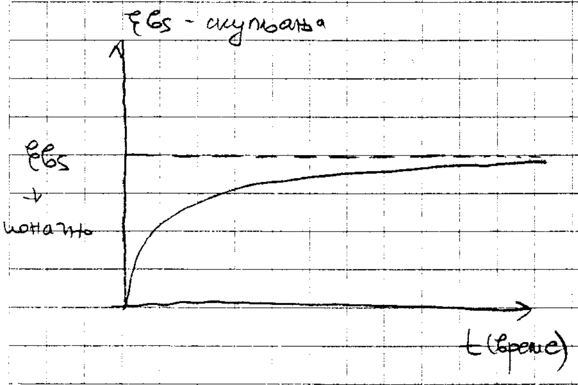
Ако је скупљање спречено долази до појаве напона затезања

Скупљање није изучено до краја

Није битна суштина појаве него ефекти и параметри

Скупљање јесте спречено присуством арматуре или је у вези са неким другим елементима

Важно је јер се скупљање одвија у времену очвршћавања. У почетку тај процес је бурнији касније опада



вредност тежи асимптоти

Тада бетон још увек није достигао пуну чврстоћу

28 дана - око 95% укупне чврстоће бетона се оствари

То време се може сматрати временом пуне рачунске чврстоће

Запаривањем - повећање брзине чврстоће

или

$t = 70°C$

Механичке карактеристике у корелацији са чврстоћом на притисак

Важно да спречимо скупљање у почетку

Скупљање зависи од влажности средине у којој се бетон налази

Већа влажност смањује скупљање

Већ преко 95% је бубрење

У бетону постоје микропоре које се суше па долази до смањења запремине

Скупљање зависи од водоцементног фактора. Већи ВЦФ веће скупљање

од врсте цемента, агрегата

Можемо да одложимо повећањем влажности, ако се смањи влажност, скупљање се наставља, зато се врши нега бетона тј влажење свежег бетона.

Полива се водом тако да се одложе величина скупљања. Напони затезања нису толико велики када је бетон достигао чврстоћу. Пустимо да се процес скупљања одвија, тад није страшно јер је бетон остарио.

Нега бетона да се не би појавиле прслине

ТЕЧЕЊЕ - појава постепеног прираштаја дилатација у току времена без повећања напона

скупљање није везано за напоне, а течење јесте

Течење давно уочено, почетком 20 века када је почела масовнија примена бетона

Течење и скупљање зависе од истих параметара

старости бетона у моменту наношења оптерећења

Млађи бетони имају веће течење

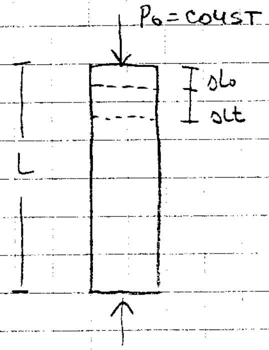
Трудимо се да што касније оптеретимо елементе конструкција

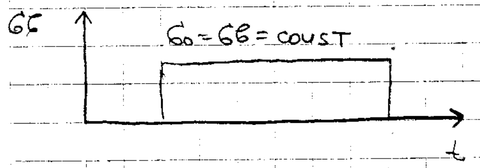
да се што раније скине оплата, али да бетон буде што старији

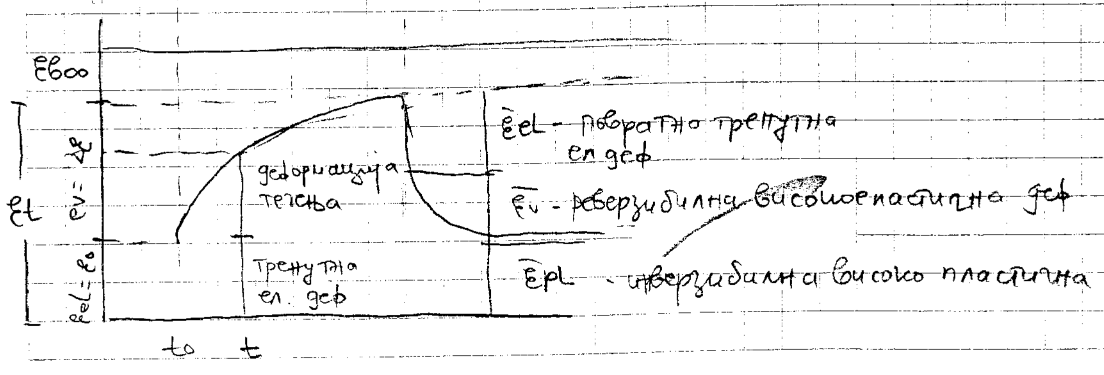
Скида се део подупирача, да би се одложио моменат наношења оптерећења

Нега бетона исто

Течење може да се илуструје Дејвисовим опитом







Почетна деформација се касније повећава, прираштај деформације постоји иако не мењамо силу. код челика то није тако прираштај деформације у почетку већи, касније је све мањи.

у бесконачности имала би коначну вредност

у времену t прираштај деформације зовемо деформација течења

$$\varepsilon_b(t) = \varepsilon_b(t_0) + \Delta\varepsilon_{bt}(t)$$

↓ почетни ↓ деформација течења бетона

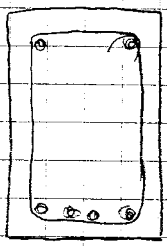
$$\varepsilon_b(t) = \varepsilon_b(t_0)\left[1 + \frac{\Delta\varepsilon_{bt}(t_0)}{\varepsilon_b(t_0)}\right]$$

овај однос представља прираштај течења и зове се **коефицијент течења бетона**

он зависи од од времена и од старости бетона у тренутку наношења оптерећења t_0

$$\boxed{\varphi(t,t_0) = \frac{\Delta\varepsilon_b(t)}{\varepsilon_b(t_0)}}$$ **коефицијент течења бетона**

Особину течења узучавамо јер су наши пресеци сложени (бетон и арматура)



Челик нема особину течења долази до прерасподеле напрезања између бетона и арматуре. Челик остаје на месту, део сила прелази са бетона на арматуру

деформације течења неколико пута веће него ове тренутне

Дејвис - испитивање: при растерећењу деформација се враћа ε_{el} касније опет то враћање иде споро, али опет не пада на нулу него остаје трајно пластичан део

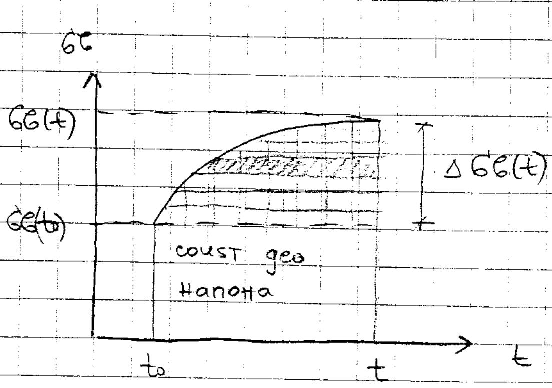
Бетон спада у **ВИСКОЕЛАСТОПЛАСТИЧНЕ** материјале

У случају течења не важи закон суперпозиције битан моменат је и време

$$\varepsilon_b(t) = \frac{\sigma_b(t_0)}{E_{b0}}\left(1+\varphi(t,t_0)\right)$$

ова веза важи само кад је напон const

наши напони никад нису константни јер у попречном пресеку долази до прерасподеле напона



- промена напона у посматраном интервалу

Интервал мора да се издели на подинтервале $t_1 \dots t_n$

Прираштај шрафиран је const

Веза између напона и дилатација за променљиве напоне није више алгебарска него интегрална

КОЕФИЦИЈЕНТ СТАРЕЊА БЕТОНА - редукција коефицијента течења

t_0 - врло мала промена старости

$t_0 + t_1$

исти прираштаји - деформације течења нису исте

Прираштај услед течења је све мањи и мањи

Свели интеграл на ф-ју

Хуков закон $\sigma = E \cdot \varepsilon$

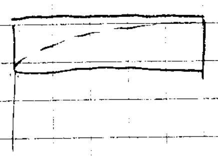
$\varepsilon = \sigma \int \dots$

$$\varepsilon_b(t) = \underbrace{\frac{\sigma_b(t)}{E_{b0}}}_{\text{const део напона}}\left[1+\varphi(t,t_0)\right] + \frac{\Delta\sigma_b(t)}{E_{b0}}\left[1+\chi(t,t_0)\cdot\varphi(t,t_0)\right]$$

променљиви део напона

$\chi(t,t_0)$ када је једнако јединици?

Па кад је дијаграм напона const



χ око 0,5 – 1

углавном 0,7 – 0,8

Бетони испитивани на коцкама имају највећу карактеристичну чврстоћу

ЧВРСТОЋА БЕТОНСКЕ КОЦКЕ НА ПРИТИСАК f_{bk}

ЧВРСТОЋА БЕТОНСКЕ ПРИЗМЕ НА ПРИТИСАК $0{,}8\, f_{bk}$

ЧВРСТОЋА ПРИ ЧИСТОМ СМИЦАЊУ $0{,}2\, f_{bk}$

ЧВРСТОЋА НА ЗАТЕЗАЊЕ ПРИ САВИЈАЊУ $0{,}14\, f_{bk}$

ЧВРСТОЋА ПРИ ЧИСТОМ ЗАТЕЗАЊУ $0{,}07\, f_{bk}$

Челик

Који се користи за арматуру зове се бетонски челик , посебна врста

округле

ребраста RA

заварене арматурне мреже

Bi - арматура

Веза између напона и дилатација код челика

Зона еластичности - напони и дилатације су пропорционалне.

Пропорционала - права која пролази кроз координатни почетак

Хуков закон

Пластично течење

ГРАНИЦА ПЛАСТИЧНОГ ТЕЧЕЊА σ_v

Зона ојачања

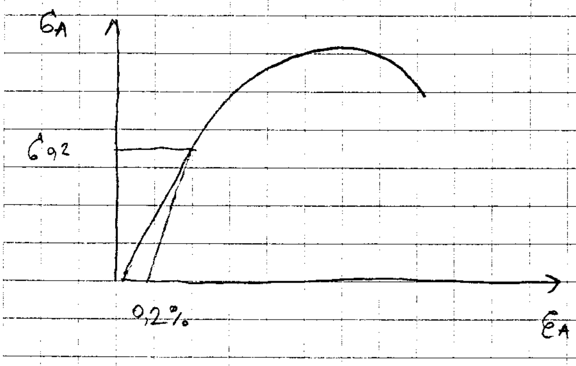
кидање

За глатке и ребрасте челике

Високовредни челици немају изражену границу пластичног течења

$\sigma_{0,2}$

Пластично течење - без прираштаја напона се повећавају дилатације



Утицај високих температура на челике , долази до хемијских промена

БЕТОН: Танак слој 1-2 cm одличан термички изолатор , штити унутрашњост бетонског пресека

ЧЕЛИК; око 300 °C почињу нагло да опадају механичке карактеристике челика

око 600°C губе носивост

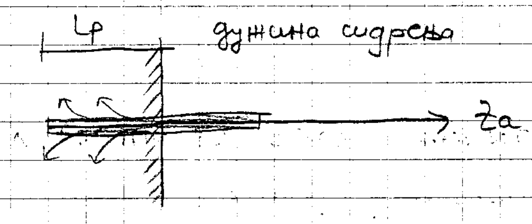
У пожарима страдају челичне конструкције

Челичне конструкције морају да се штите термичким премазима
(да издрже бар 1h)

Температура пламена 1000 - 1500 °C

Бетонске су у предности у односу на челичне

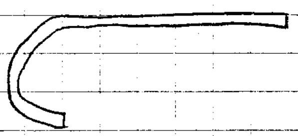
ОБЛИКОВАЊЕ АРМАТУРЕ



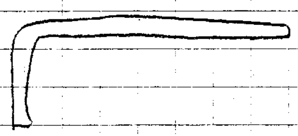
услов равнотеже: Силе трења једнаке сили затезања

Глатке шипке имају много мању атхезију

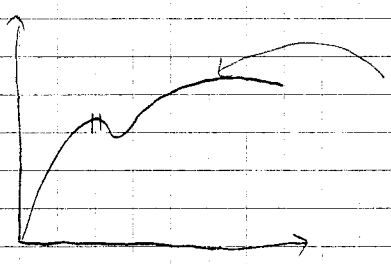
Завршавају се консидеровом куком
фр. инжењер
19 - 20. век



кука димензије дефинисане у прописима



ребрасте могу са и без куке, али са другом куком
која је под правим углом



Ако је већи пречник куке од пречника арматуре
залази се у ову зону (смањена носивост)

ЗАШТИТНИ СЛОЈЕВИ - зависе од агресивности средине

3 агресивне средине

За стубове и греде већи заштитни слој него за плоче

Заштитни слој се обезбеђује специјалним подметачима (искључиво они)

СЛАБОАГРЕСИВНА СРЕДИНА – ВЛАЖНОСТ $\leq 40\%$
СРЕДЊЕ – елементи изложени атмосферским утицајима
ЈАКО – хемијске индустрије, канали, цевоводи, у земљи, морске обале

В.У
БАБ-1

ПРОРАЧУН БЕТОНСКИХ КОНСТРУКЦИЈА

Прву коректну теорију армираног бетона 1897 – Поање и Тедеско.
Поставили теорију допуштених напона. За експлоатационо оптерећење максимални напон у критичном пресецима није смео да прекорачи допуштене напоне
Важили до 60-тих година када почиње друга теорија
Теорија допуштених напона (н-теорија, класична теорија)
За најнеповољнију комбинацију максимални напон у том пресеку не сме да прекорачи допуштени напон
допуштени напони – у зависности од врсте напрезања
допуштени напони у границама од 1/4 до 1/3 МВ (f_{bk}), у арматури $\frac{1}{2}\sigma_{02}$
Наш задатак да прорачунамо утицаје

ОСНОВНИ ПРИНЦИПИ:

$\boxed{1}$ Статички утицаји су прорачунавани на основу статике конструкција – за бетонске конструкције – не су од хомогеног материјала (арматура није узимана у обзир)

$\boxed{2}$ Прорачун се спроводи у критичним пресецима где су екстремни утицаји.
Остали делови на бази прорачунских правила

$\boxed{3}$ Одвојен прорачун нормалних и смичућих напона
нормални напони изазивају нормалне силе и моменте савијања
смичући напони изазивају T силе и торзију
упрошћење рачуна за БК то је оправдано и довољно

ТЕОРИЈА ГРАНИЧНИХ СТАЊА

7. октобар 2008.

Теорија допуштених напона $\boxed{\max \sigma \le \sigma_{dop}}$

Прорачун елемента се спроводи у критичним пресецима

Нормални напони одвојени од смичућих напона

ТЕОРИЈА ГРАНИЧНИХ СТАЊА

ВАВ – према теорији граничних стања

Више граничних стања

1. ГРАНИЧНО СТАЊЕ НОСИВОСТИ

2. ГРАНИЧНО СТАЊЕ УПОТРЕБЉИВОСТИ

Првом теоријом смо обезбеђивали сигурност, трајност, функционалност

→ обезбеђујемо само носивост и стабилност

→ допунски прорачун: прслине (трајност) и деформације (функционалност)

За специјалне конструкције захтевају се и други прорачуни (вибрације и напони)

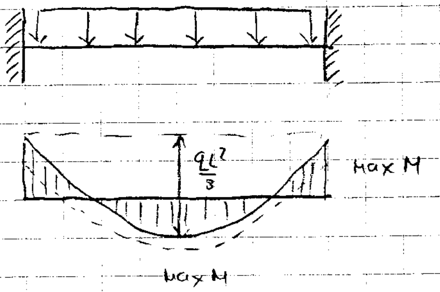
Гранична стања → сложеније - даје већу погодност конструисања елемената

Наши прописи дозвољавају прорачун статичких утицаја по неколико теорија

3 методе

1. КЛАСИЧНА ТЕОРИЈА ЕЛАСТИЧНОСТИ: Бетонски елементи се посматрају са крутостима бруто бетонских пресека. Хуков закон: напони пропорционални дилатацији

2 МЕТОДА ТЕОРИЈЕ ЕЛАСТИЧНОСТИ СА ОГРАНИЧЕНОМ ПРЕРАСПОДЕЛОМ

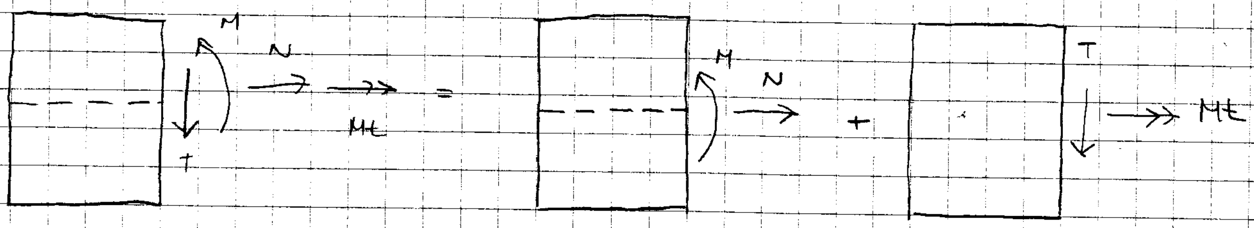


Моменти на крајевима укљештења су 2 пута већи, па су крајеви више оптерећени.

Можемо спустити параболу, ако се формира зглоб на крају и омогући ротацију

3. МЕТОДА ТЕОРИЈЕ ПЛАСТИЧНОСТИ: обухвата везу између напона и дилатација у области пластичности

Утицаји у попречном пресеку од спољашњих дејства



Могу и појединачно да делују или овако у пару

критични попречни пресеци

ОСНОВНЕ ПРЕТПОСТАВКЕ:

У граничном стању лома важи:

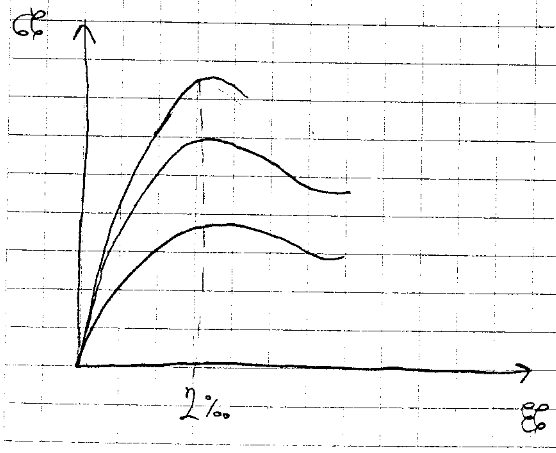
1. Бернулијева хипотеза равних пресека – није баш сасвим тачна, долази до крављења пресека, али оно је безначајно, а омогућава нам упрошћен прорачун

2 Претпоставка о активном пресеку – наши пресеци су сложени онда искључујемо бетон из дијаграма напона затезања. Силу затезања преузима арматура => Активни пресек је притиснути део пресека

3. пп: постоји чврста веза атхезије између бетона и арматуре, нема релативног клизања шипке арматуре. Дилатација на месту арматуре у бетону и арматури је једнака

4. пп: Не подлежу Хуковом закону. Везе између напона и дилатација су дефинисане преко радних дијаграма

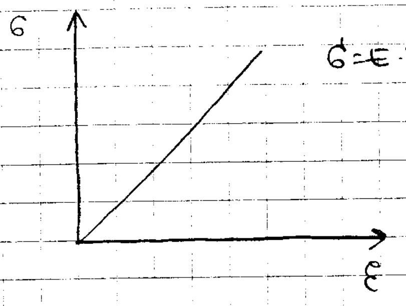
Радни дијаграми механичке карактеристике бетона



Заједничко за све МВ је да дилатација која се достиже при лому износи негде око 2 - 2,2 ‰.

Иза тога иде део пластичног течења

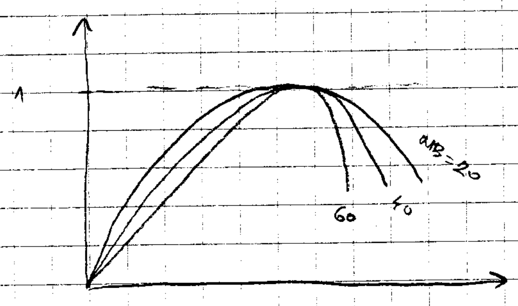
стварне везе су доста компликоване б-ε

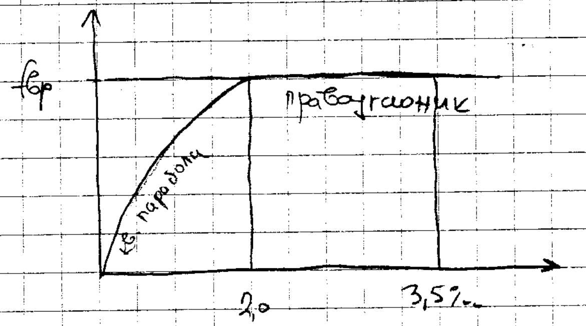


Радни дијаграм треба што ближе да апроксимира стварни дијаграм, а са друге стране да буде ~~што~~ математички једноставнији

Неки нови дијаграм: На ординату се наноси однос напона и чврстоће

$\sigma_b / f_{bр}$





математички смо га упростили

$f_{bр}$ - рачунска чврстоћа бетона на притисак

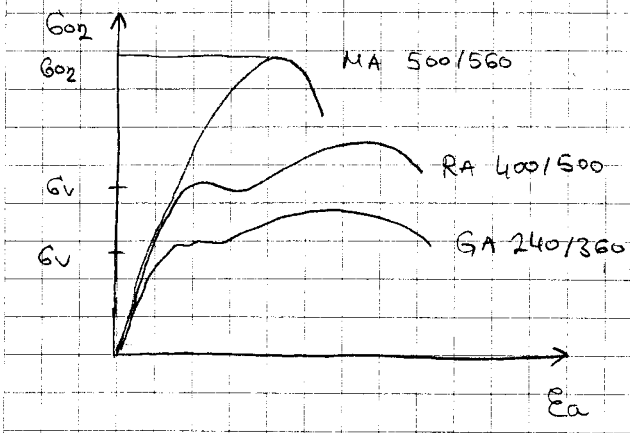
$0 \le \varepsilon_b \le 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_b = \frac{f_{bр}}{4}(4-\varepsilon_b)\varepsilon_b$

$2\text{‰} \le \varepsilon_b \le 3{,}5\text{‰} \Rightarrow \sigma_b = f_b$

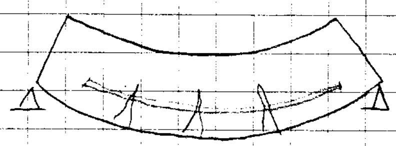
$f_{bр}$ - дефинисана правилником у зависности од МВ око 70% МВ

јер је реч о призми

МВ	20	...	30	...	60
f_b	14		20,5		33



претпоставка: у области граничне равнотеже конвенционалног лома



Велике деформације веза између бетона и арматуре је нарушена

Услови за конвенционални лом (греда још постоји, али се она толико искривила)

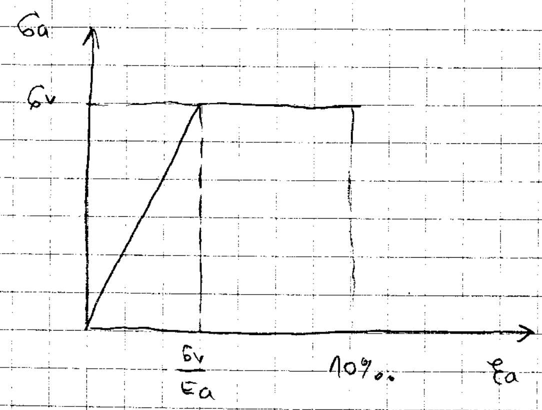
Веза атхезије се нарушава при дилатацијама од 1-2 %

За челик - дилатације течења 5-6% => напон у арматури при лому не прелази σ_v

Један део чврстоће челика не можемо да искористимо

Тај део који нам отпада је пропорционалан пластичном течењу

Радни дијаграм за арматуру је у облику билинеарног дијаграма



фактор пропорционалности је модул еластичности челика

Максимална дилатација може да достигне 10 ‰.

Радни дијаграм за арматуру је билинеаран

$0 \le \varepsilon_a \le \frac{\sigma_v}{E_a}$ $\qquad$ $\frac{\sigma_v}{E_a} \le \varepsilon_a \le 10‰$ $\qquad$ Тако смо упростили две везе

$\sigma_a = E_a \cdot \varepsilon_a$ $\qquad$ $\sigma_a = \sigma_v$

Основни услов који елементи конструкција морају да испуне је тај да гранични утицаји у критичном пресеку не смеју да прекораче граничну носивост

Гранични утицаји S_u

Гранична носивост S_n $\boxed{S_u \leq S_n}$

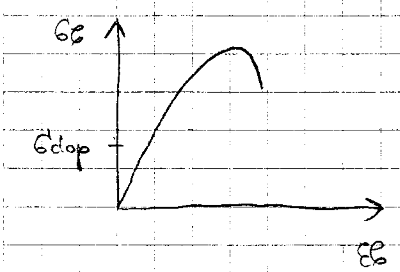
Гранични утицаји - правимо најнеповољнију комбинацију утицаја од спољашњих дејстава

\+ множимо их одговарајућим коефицијентима сигурности, тако добијамо граничне утицаје у посматраном пресеку

коефицијенти сигурности већи од јединице

граница носивости у области лома

Теорија допуштених напона (1)



$\sigma_{b\,dop}$ је био далеко испод чврстоће

утицаји у експлоатацији ≤ од лома

Наши прописи: $S_u \leq \sum \gamma_{ui} S_i$

↓ одговарајући коефицијенти сигурности

3 категорије:

1. стална оптерећења (g) - сопствена тежина + тежине осталих делова конструкције или објеката

2. повремена (покретна или корисна оптерећења) потичу од утицаја у експлоатацији објеката (људска навала) (p)

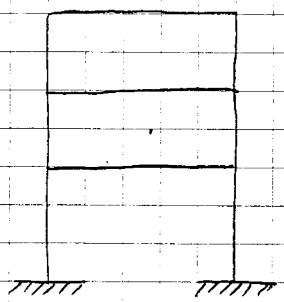
3. остала оптерећења (Δ) од скупљања и течења бетона, слегања ослонаца, земљотреса, удара возила

За сваку од категорија одређени коефицијенти сигурности
1,8 – 2 (за млазне авионе 1,1)

Већи степен прецизности могућих оптерећења – мањи коефицијент сигурности

1 Одступања резултата мерења при одређивању механичких карактеристика материјала

2 Нетачности везане за апроксимацију стварне конструкције и нашег модела



ово покривају коефицијенти сигурности

3 - радни дијаграми уместо стварних реалних дијаграма

Неке од утицаја уопште не прорачунавамо него смањујемо на прихватљиву меру.

Зграде дугачке 30-50m ако су дуже правимо разделнице, па уопште не прорачунавамо температуру

4. У току извођења маса се излива у оплате па стварне димензије конструкције нису прецизне

Постоји дозвољена толеранција (одступање)

стуб није идеално прав

Σ коефицијената сигурности

Оно што они не обезбеђују су грубе грешке које прелазе толеранцију

Могуће комбинације деловања

Гранична носивост → носивост пресека у области лома када су достигнуте граничне дилатације

Наши пресеци сложени

Лом може наступити

- по бетону
- по арматури када је достигнута максимална гранична дилатација у арматури
- Симултани лом - и у бетону и у арматури

Када који наступа зависи од димензија попречног пресека и врсте утицаја

10. ОКТОБАР 2008.

ГРАНИЧНЕ УТИЦАЈЕ ДОБИЈАМО МНОЖЕЊИ УТИЦАЈЕ У ЕКСПЛОАТАЦИЈИ ОД СПОЉАШЊИХ ДЕЈСТАВА ОДГОВАРАЈУЋИМ КОЕФИЦИЈЕНТИМА СИГУРНОСТИ

S - ОБЕЛЕЖАВАМО ОПШТИ УТИЦАЈ

I ПРВА КОМБИНАЦИЈА:

$$S_u = \gamma_{ug} \cdot S_g + [\gamma_{up} \cdot S_p]$$

ЗАГРАДА ЈЕ ЗА КОРИСНО П. ПОВРЕМЕНО КОЈЕ УЗИМАМО САМО АКО ДАЈЕ НЕПОВОЉНИЈИ УТИЦАЈ

II $S_u = \gamma_{ug}' \cdot S_g + [\gamma_{up}' \cdot S_p] + \gamma_{u\Delta}' \cdot S_\Delta$

СТАВИЛИ СМО ПРИМ ЈЕР СУ ТО САД РАЗЛИЧИТИ КОЕФИЦИЈЕНТИ ОД ОНИХ ГОРЕ

УВЕК УЗИМАМО НЕПОВОЉНИЈУ КОМБИНАЦИЈУ

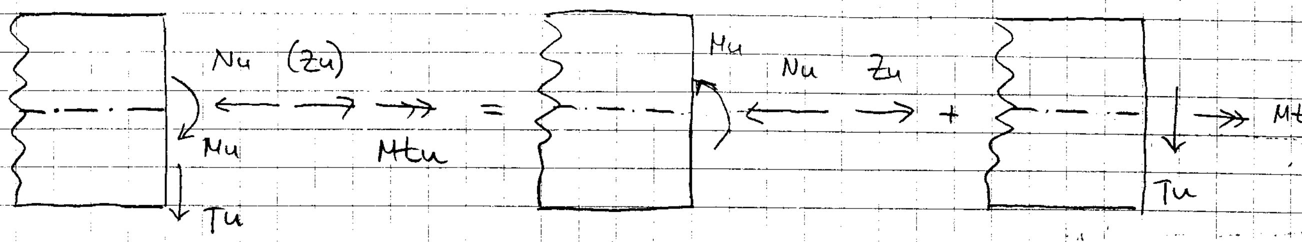
ТО ЈЕ НАЈЧЕШЋЕ ОНА КОЈА ДАЈЕ ВЕЋЕ УТИЦАЈЕ, АЛИ НИЈЕ УВЕК ТАКО НПР. АКО ИМАМО КОМБИНАЦИЈУ N СИЛА И МОМЕНАТА САВИЈАЊА УЗИМАМО ОНУ КОМБИНАЦИЈУ КОЈА ДАЈЕ ВЕЋЕ ДИМЕНЗИЈЕ ПОПРЕЧНОГ ПРЕСЕКА ИЛИ КОЈА ДАЈЕ ВИШЕ АРМАТУРЕ

НАЈЧЕШЋЕ НЕ ЗНАМО УНАПРЕД, ЗАТО СПРОВЕДЕМО ПРОРАЧУН ПРЕМА ОБЕ КОМБИНАЦИЈЕ

- ГРАНИЧНА НОСИВОСТ - ПОСМАТРАМО УТИЦАЈЕ У ПОСМАТРАНОМ КРИТИЧНОМ ПОПРЕЧНОМ ПРЕСЕКУ У ФАЗИ КОНВЕНЦИОНАЛНОГ ЛОМА

ЛОМ НАСТАЈЕ ОНДА КАДА СУ ДОСТИГНУТЕ ГРАНИЧНЕ ДИЛАТАЦИЈЕ ИЛИ БАР ЈЕДНЕ ОД ЊИХ

Комбинације утицаја

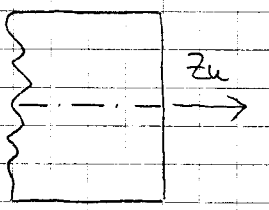


Nu – гранична нормална сила

Имамо различита гранична П. напонска стања

1. Центрично затезање

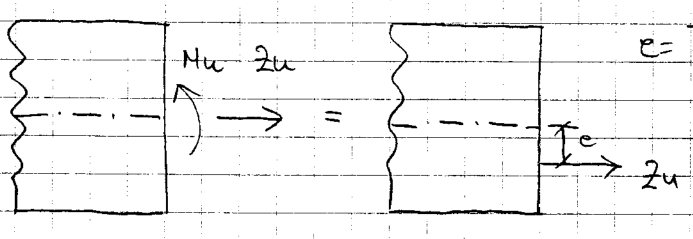
Када у посматраном критичном попречном пресеку делује нормална сила затезања (у тежишту)



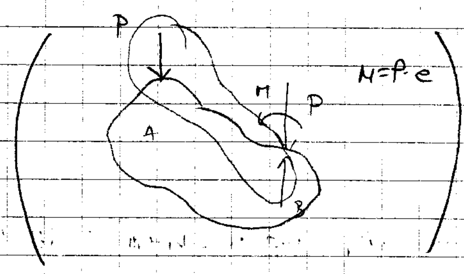
Елементи конструкција који су овако оптерећени: затеге, појасеви решеткастих носача (доњи појас, дијагонале)

2. Ексцентрично затезање (мали ексцентрицитет)

Поред нормалне силе јављају се и моменти



$$e = \frac{Mu}{Zu}$$



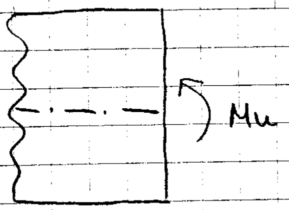
Мали ексцентрицитет: утицај момента релативно мали

Можемо преместити силу у нападну тачку (више не делује у тежишту)

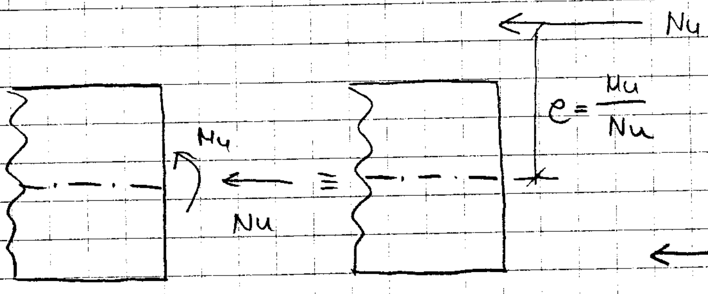
Видећемо који услов мора бити испуњен да би то био случај малог ексцентрицитета

3. ЧИСТО САВИЈАЊЕ

ДЕЛУЈЕ САМО МОМЕНТ САВИЈАЊА БЕЗ ОБЗИРА ОДАКЛЕ ПОТИЧЕ ЈЕР СМО У СТАРТУ ОДВОЈИЛИ Т и М

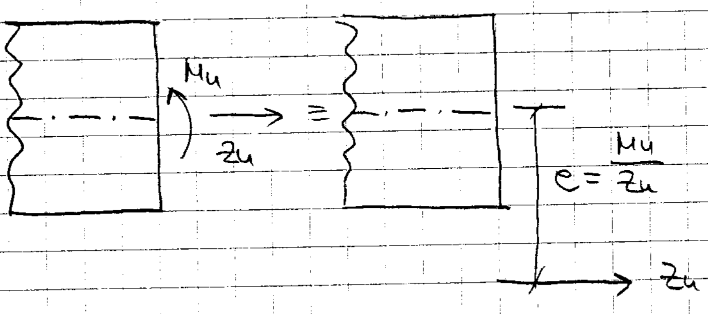


4. ЕКСЦЕНТРИЧНА СИЛА ПРИТИСКА (ЗАТЕЗАЊА) У ОБЛАСТИ ВЕЛИКОГ ЕКСЦЕНТРИЦИТЕТА (ВЕЛИКИ ЕКСЦЕНТРИЦИТЕТ)



касније ћемо видети који су прецизни критеријуми

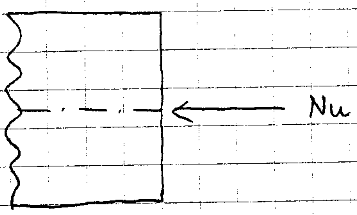
← притисак



← ЗАТЕЗАЊЕ

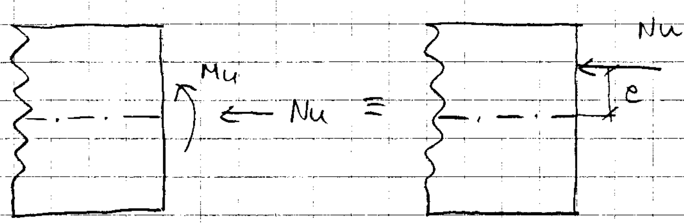
5. СЛУЧАЈ ЦЕНТРИЧНОГ ПРИТИСКА

сила делује у тежишту



6. Случај ексцентричног притиска у области малог ексцентрицитета

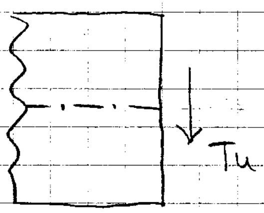
У попречном пресеку се јављају нормална сила и моменти, али је доминантан утицај N силе



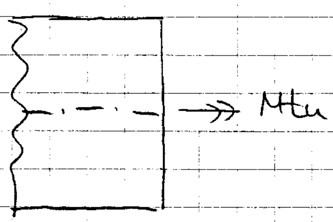
$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

7. Дејство трансверзалне силе

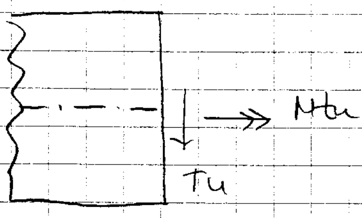
када у посматраном критичном пресеку делују само оне

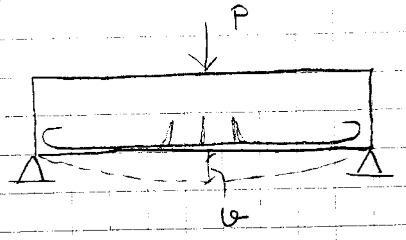


8. Моменти торзије



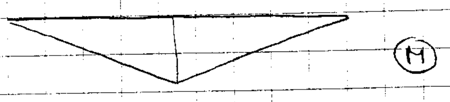
9. Трансверзалне силе и моменти торзије

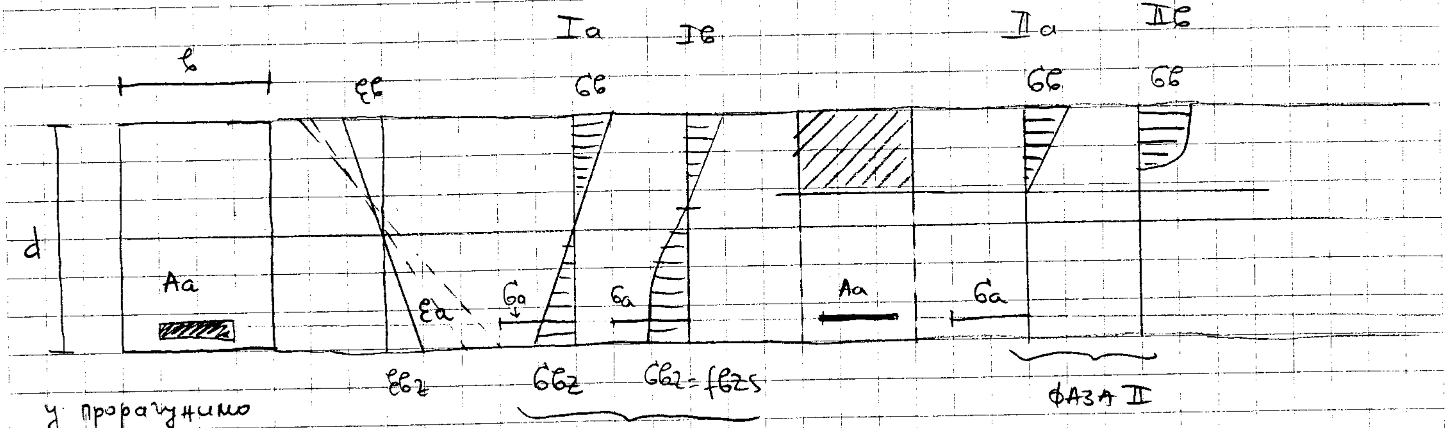




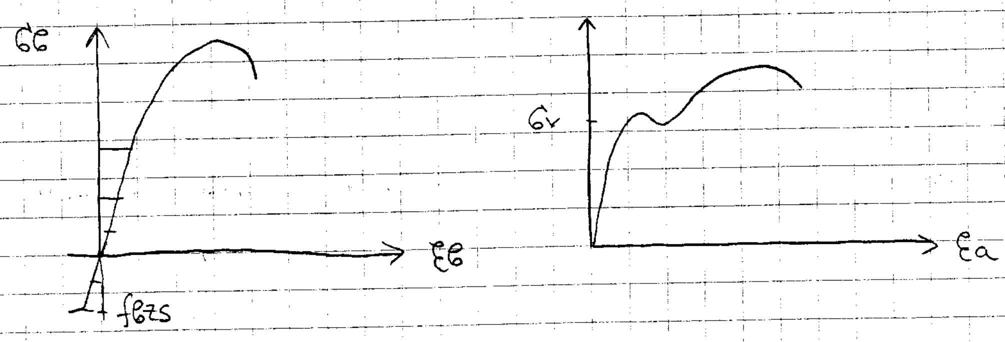
АБ греда

повећавамо силу P од нуле до граничне вредности





у прорачуну положај арматуре цртамо шематски дебљом линијом



од силе P јављаће се моменти савијања

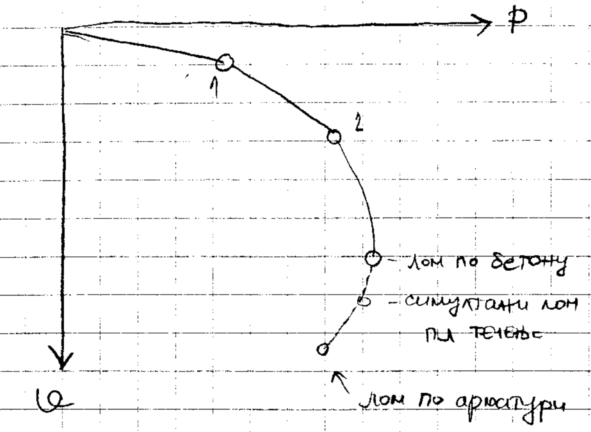
прво је веза линеарна

имамо горњу и доњу дилатацију, а све друге дилатације се морају налазити у равни

знамо распоред дилатација па можемо дефинисати дијаграм напона

за исту дилатацију напони нису једнаки јер немају исти модул еластичности

и то значи пропорционалност силе угиба (и то је до прве тачке на графику)



φ
↓
угиб греде

Ако повећавамо силу P повећавају се напони у зони притиска, али је још увек линеарни распоред напона

Напон затезања достигао је своју чврстоћу, у пресеку се јавља прслина и целокупну силу затезања преузима арматура

Даље повећавамо напоне

Активни пресек је сада притиснути део пресека и затегнута арматура искључујено затегнути део пресека
још увек је линеарна веза напона и дилатације за бетон
Неутрална оса – оса у којој су дилатације једнаке нули
Сада активни пресек има своје геометријске карактеристике → мањи момент инерције крутост је мања, угиби већи што ће резултовати преломом φ-P линије
она је и даље права линија, али има други нагиб (до друге тачке)
још повећавамо силу: више није линеарна веза, залазимо у криве везе
долази до кривљења дијаграма када се достигне лом носача
Лом попречног пресека није лом целог носача
може напон σ_b да достигне чврстоћу $\sigma_b = f_b$ истовремено напон у арматури не мора достићи σ_v и то је **лом по бетону**
може $\sigma_b \leq f_b$, али напон у арматури $\sigma_a = \sigma_v$ – **лом по арматури**
и на крају истовремено → **симултани лом** (тачка доле на дијаграму)

Фаза у којој је цео попречни пресек активан пресек → **Фаза I**
(пресек без прслина)

Пресек са прслинама → **Фаза II**

КАДА

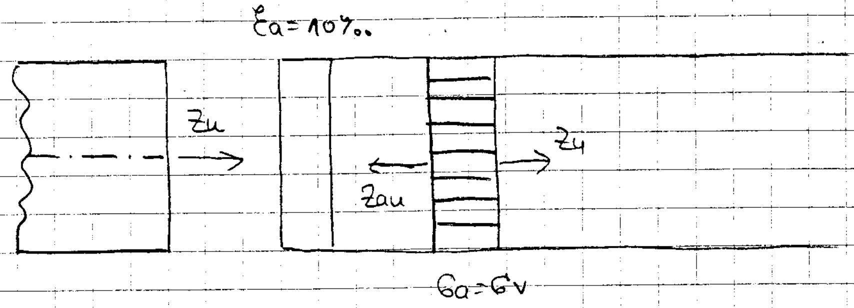
Iа - свуда линеарна веза

Iб - нелинеарна у зони затезања

IIа - линеарна веза у притиснутом пресеку - основ за прорачун према теорији допуштених напона

IIб - нелинеарна веза у притиснутом бетону - према теорији граничне носивости

Центрично затезање

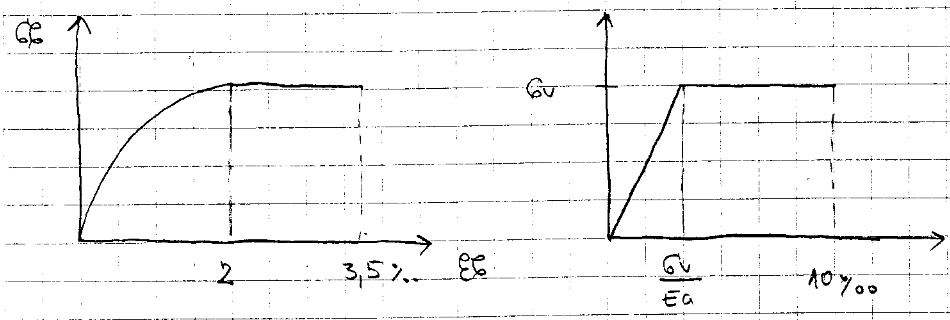


Како добијамо граничну силу → комбинација сила умножена коефицијентима сигурности

$$Z_u = \gamma_{ug}\cdot Z_g + [\gamma_{up}\cdot Z_p] \quad \text{или} \quad Z_u = \gamma'_{ug}\cdot Z_g + [\gamma'_{up}\cdot Z_p] + \gamma_{u\Delta}\cdot Z_\Delta$$

Узима се неповољнија (већа) сила затезања

Сила затезања делује у тежишту, дилатације су равномерно распоређене цео пресек је затегнут па бетон искључујемо из пријема сила затезања. Постоје само дилатације у арматури ε_a дилатација мора бити 10‰, то је гранична вредност

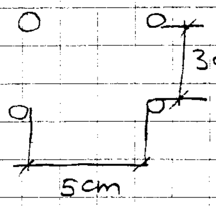


Како распоређујемо арматуру у попречном пресеку

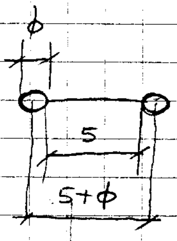
Она се распоређује равномерно по целом попречном пресеку водећи рачуна о минималним заштитним слојевима и размацима арматуре

min = 3 cm између редова

А између колона 5 cm, није 3 зато што користимо вибрирање
или оплатним вибраторима (ако су металне оплате)
или первибраторима → игла у бетону
да би могла да прође размак мора бити min 5 cm

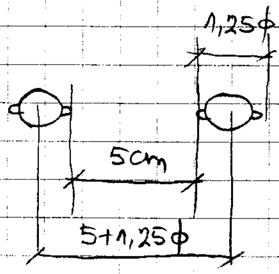


GA 240/360 → чврстоћа на кидање
↓
граница
пластичног течења σ_v



Циљ затеге што мање бетона, боље да комплетирамо арматуру

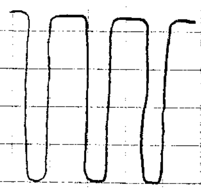
РЕБРАСТА



личи на лимун

Узенгије су класичног облика

Све шипке које су уз узенгију повезујемо за њу паљеном жицом
Оне унутар пресека остају слободне у простору. Да бисмо задржали њихов положај у оплату се убацују чешљеви (арматура у облику чешља)



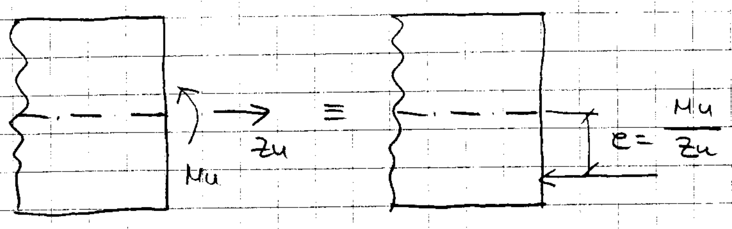
Тањи профил $\phi 6$ $\phi 8$
на сваких 1-1,5 m → обезбеђује положај средњих шипки

Тежиште арматуре се поклапа са тежиштем пресека
Димензије бетонског пресека → према потреби арматуре

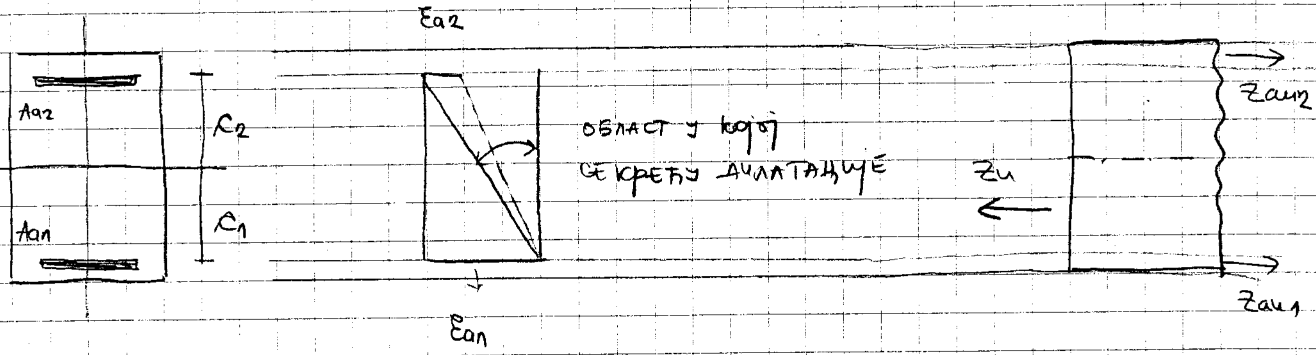
Z_{au} → сила затезања у арматури
Z_{au} и Z_u иста нападна тачка
$\sigma_a = \sigma_v$
$Z_{au} = \sigma_a \cdot A_a = \sigma_v \cdot A_a$
унутрашња сила затезања у фази лома

услов равнотеже спољ. и ун. сила
$\Sigma N = 0 \Rightarrow Z_{au} - Z_u = 0$
$\sigma_v \cdot A_a = Z_u \Rightarrow A_a = \dfrac{Z_u}{\sigma_v}$
На основу ове површине усвајамо шипке и њихов распоред а на основу тога димензије попречног пресека

ЕКСЦЕНТРИЧНО НАПРЕЗАЊЕ У ОБЛАСТИ МАЛОГ ЕКСЦЕНТРИЦИТЕТА



имамо и момент и другачији распоред арматуре



Арматура у две зоне највише удаљене од тежишне осе

близу спољних ивица

Под малим ексц. се подразумева доминантна сила затезања

дијаграм дилатације није равномеран, затегнут је више доњи део.

И овде је бетон искључен, целокупну силу затезања преноси арматура

између нема арматуре, да је има спој дилатације био би линеаран

бар једна од ових дилатација мора достићи граничну вредност

критични пресек на месту прслине

max дилатација 10‰ и то је ова дилатација ближа сили

$\varepsilon_{a1} = 10‰$

гранични положаји силе

Да би цео пресек био затегнут ексцентрицитет може ићи до положаја арматуре

ако пређе доња страна ће бити затегнута, али горња ће бити притиснута

Други гранични положај до тежишта ове више затегнуте арматуре, горња

дилатација је тад нула, то је други гранични положај

Услов малог ексцентрицитета

$e = \frac{M_u}{Z_u} \le e_1$ (у тежишту доњеарм.) $0 \le \varepsilon_{a2} \le 10‰$ (у тежишту пресека)

$\varepsilon_{a1} = 10‰$ увек

2 ситуације

1. непознате димензије попречног пресека, а познати статички утицаји
у том случају тај прорачун зовемо **димензионисање**

2. познате димензије, а проверавамо носивост → **контрола напона**

Димензионисање

Познато: Z_u, M_u

Непознато: b, d, A_{a1}, A_{a2}, MB, $\bar{c}$

можемо поставити услове равнотеже

$$\Sigma N = 0 \Rightarrow Z_{au1} + Z_{au2} - Z_u = 0$$

$$\Sigma M (\text{око тежишта}) = 0 \quad Z_{au1} \cdot c_1 - Z_{au2} \cdot c_2 - Z_u \cdot e = 0$$

∞ много решења

неке параметре унапред усвојимо или одредимо из неких других услова

бирамо (усвајамо) логично MB, за цео објекат је иста
исто и врсту челика знамо унапред
мали ексц. → усвајамо b, d
остаје непознато A_{a1}, A_{a2}; њих из у.р.

Активни пресек – само <u>арматура</u> → њу одредимо тако да се тежиште поклопи са нападном тачком силе Z, тако добијамо и у бетону и у арматури исте напоне и дилатације

$\varepsilon_{a1} = \varepsilon_{a2} = 10‰$

$\hookrightarrow$ РДА $\Rightarrow \sigma_{a1} = \sigma_{a2} = \sigma_v$

$Z_{a1} = \sigma_v \cdot A_{a1}$

$Z_{a2} = \sigma_v \cdot A_{a2}$

$$\sigma_v \cdot A_{a1} + \sigma_v \cdot A_{a2} = Z_u \Rightarrow A_{a1} = \frac{Z_u - \sigma_v \cdot A_{a2}}{\sigma_v}$$

$$(\sigma_v \cdot A_{a1})\, c_1 - (\sigma_v \cdot A_{a2})\, c_2 - Z_u \cdot e = 0$$

$$\sigma_v\left(\frac{Z_u}{\sigma_v} - A_{a2}\right) e_1 - \sigma_v A_{a2}\cdot e_2 - Z_u\cdot e = 0$$

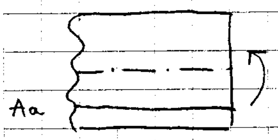
$$Z_u\cdot e_1 - A_{a2}\,\sigma_v\,(e_1+e_2) = Z_u\cdot e$$

$$\boxed{A_{a2} = \frac{Z_u}{\sigma_v}\,\frac{e_1-e}{e_1+e_2}} \qquad \boxed{A_{a1} = \frac{Z_u}{\sigma_v}\,\frac{e_2+e}{e_1+e_2}}$$

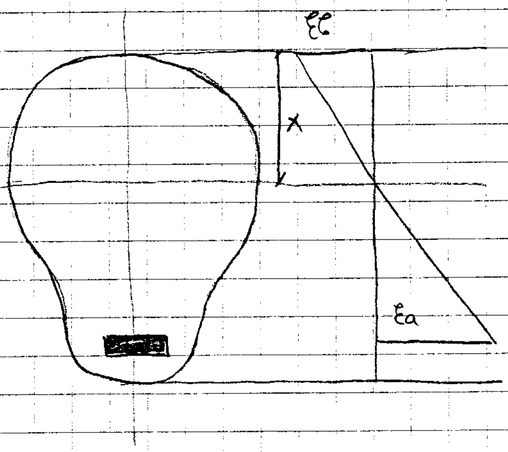
КОНТРОЛА НОСИВОСТИ ОБРНУТО

23 октобар 2008. ЧЕТВРТАК

ЧИСТО САВИЈАЊЕ - У НАШИМ ПОПРЕЧНИМ ПРЕСЕЦИМА одвојен прорачун за M и T па нам је све једно одакле потиче M



$M_u = \sum_i \gamma_{ui}\cdot M_i$ - одговарајућа комбинација граничних утицаја



Најчешћи елементи к-ја који су оптерећени моментом су греде и плоче. Пресек мора бити симетричан у односу на раван у којој лежи спољашње оптерећење

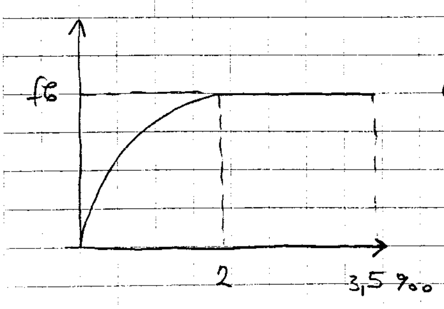
При савијању елемената доња влакна се затежу, а горња савијају јер су притиснута

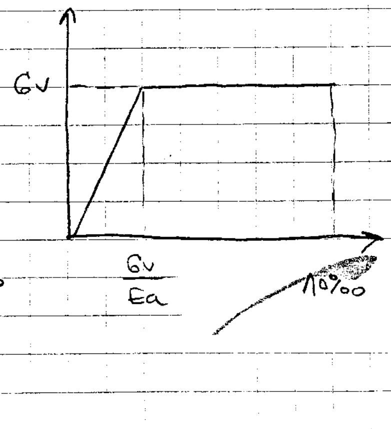
Па постоји зона притиска и зона затезања

Репрезентативна влакна

Пошто смо рекли да важи Бернулијева хипотеза, са овако дефинисаним дилатац. (ε_a и ε_b) све остале дилатације леже на једној правој

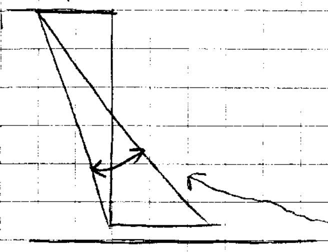
Да би пресек био у области граничне равнотеже, бар једна од дилатација достигне своју граничну вредност. То видимо из радних дијаграма. Крајња гранична дилатација за бетон је 3,5‰, за арматуру 10‰. Међутим није неопходно да обе дилатације достигну граничну вредност него једна од њих, у зависности од тога имаћемо врсту лома овог попречног пресека





Први случај: Максимална гранична дилатација у бетону. То је случај лома по бетону – дилатација у затегнутој арматури, доње влакно, горње влакно и неутрално влакно

$\varepsilon_a = 3{,}5‰$



$0 \le \varepsilon_a \le 10‰$

X - положај неутралне линије

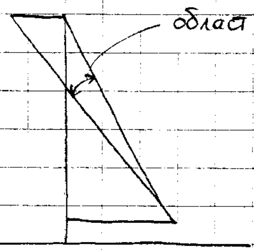
Једна од основних претпоставки: бетон искључујемо из пријема напона затезања.

Активни пресек = Притиснути део пресека и затегнута арматура

дилатације у арматури: два гранична положаја:

- када је нула
- када је $\varepsilon_a = 10‰$ између је област у којој се крећу дилатације

Други случај: Лом по арматури $\varepsilon_a = 10‰$ $0 \le \varepsilon_b \le 3{,}5‰$

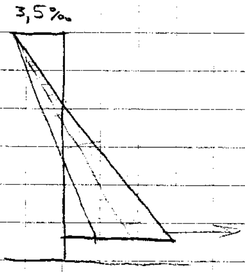


област кретања дилатација бетона

10‰

Истовремено по бетону и арматури = симултани лом

3,5‰



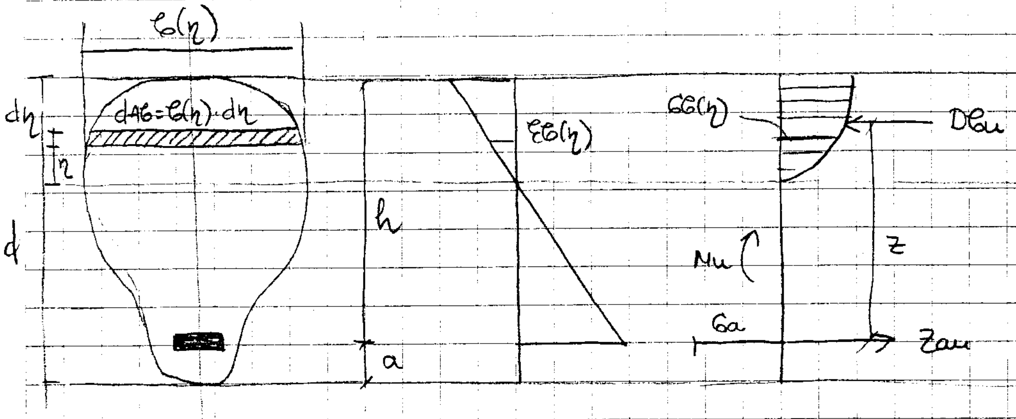
10‰

Он је обухваћен овим случајевима, али се посебно издваја

Лом по арматури → кад напон у арматури достигне границу течења σ_v, то би значило да је лом по арматури за све дилатације од σ_v / E_a – 10‰

Сад посматрамо општи случај

када знамо дијаграм дилатација, можемо дефинисати и напоне из везе напон – дилатације

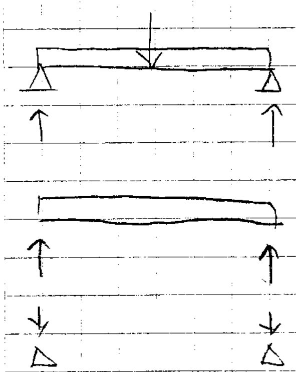


доле остаје само σ_a

споља делује M_u – напони притиска горе његова резултанта напона је у равнотежи са спољашњим моментом

D_{bu} – резултанта свих напона притиска

У арматури сила затезања, спрег унутрашњих сила у равнотежи са спољашњим моментом



Z – крак унутрашњих сила

Можемо поставити услове равнотеже

1. $\Sigma N = 0 \Rightarrow D_{bu} - Z_{au} = 0$

2. $\Sigma M = 0$ (око неке тачке попречног пресека)

можемо изабрати нпр. око тежишта затегнуте арматуре

$D_{bu} \cdot Z - M_u = 0$ (2)

колике су D_{bu} ако знамо ε_b и ε_a знамо где је неутрална линија

Сличност троуглова:

a – положај тежишта арматуре

h – висина активног пресека или статичка висина пресека

$(\varepsilon_b + \varepsilon_a) : h = \varepsilon_b : x$

$$x \cdot (\varepsilon_b + \varepsilon_a) = \varepsilon_b \cdot h \Rightarrow x = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b + \varepsilon_a} \cdot h = \frac{1}{1 + \frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_b}} \cdot h$$

овај однос означимо са s

$$\boxed{x = s \cdot h}$$

D_{bu} – резултанта напона притиска у притиснутом делу пресека

Сва влакна имају исти притисак

Резултанта: сабраћемо елементарне површине

Елементарне површине: произвољно влакно на растојању η

b(η) ф-ја облика попречног пресека

$A_b = b(\eta)\cdot h$

$\sigma_b(\eta)$ лако нађемо ако знамо $\varepsilon_b(\eta)$ → њега из сличности троуглова

$\varepsilon_b(\eta) = \frac{y}{x}\varepsilon_b$ = (радни дијаграм бетона) = $\sigma_b(\eta)$

Елементарна сила = напон x елементарна површина

$\sigma_b(\eta)\cdot b(\eta)\cdot d\eta$ збир свих напона кад се η помера

$$D_{bu} = \int_{\eta=0}^{x} \sigma_b(\eta)\cdot b(\eta)\, d\eta \qquad Z_{au} = \sigma_a A_a$$

остаје нам на нађемо Z. Пошто је неправилна површина идемо са елементарним силама

1. $\int_0^x \sigma_b(\eta)\cdot b(\eta)\cdot d\eta - A_a\cdot \sigma_a = 0$

2. $\int_0^x \sigma_b(\eta)\cdot d\eta\,(h-x+\eta) - M_u = 0$

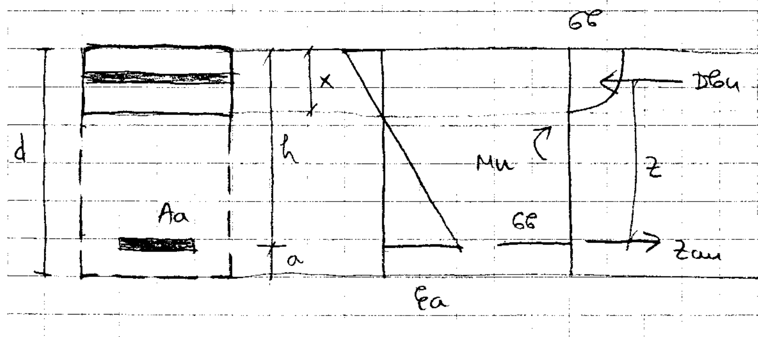
$\sigma_b(\eta)$ следује из везе ε_a и ε_b коју знамо унапред

$b(\eta)$ дефинисана обликом попречног пресека, то је функција

интеграли зависе од облика попречног пресека

1. НАЈЧЕШЋИ ОБЛИК: ПРАВОУГАОНИ ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕК

За сваки облик нашли бисмо вредност интеграла



$h = d - a$

1. $\int_0^x \sigma_b(\eta)\cdot b\cdot d\eta - \sigma_a\cdot A_a = 0$ (1)

2. $\int_0^x \sigma_b(\eta)\cdot b\, d\eta\,(h-x+\eta) - M_u = 0$ (2)

У нашим прорачунима 2 врсте

Први којим се из услова одређују непознати параметри попречног пресека

ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ

Други: Познати параметри попречног пресека а проверавамо носивост. Такав поступак зовемо

КОНТРОЛА НОСИВОСТИ

ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ:

који су то непознати параметри:

b, $h(d)$, A_a, $MB(f_b)$, $\bar{c}$ (σ_v)

познато: облик поп пр, моменат савијања, гранични утицаји

дефинисана врста лома, најчешће жилави лом, лом по арматури евентуално симултани лом.

(ε_b и ε_a познато)

2 j-не са 5 непознатих

унапред усвајамо: MB, $\bar{c}$, ширина пресека

остаје непознато: h, A_a

систем је такав да имамо само дијагоналну матрицу тј. да из сваке j-не засебно добијамо по једну непознату

$\sigma_a = \sigma_v$ јер смо изабрали лом по арматури

1) $$f_b \cdot b \int_0^x \left[\varepsilon_b \cdot \frac{\eta}{x} - \frac{\eta^2}{x^2} \cdot \frac{\varepsilon_b^2}{4}\right] d\eta - A_a \cdot \sigma_v = 0$$

ф-ја од η $$\alpha_b(\varepsilon_b, \varepsilon_a) \cdot s - \frac{A_a}{bh} \cdot \frac{\sigma_v}{f_b} = 0$$

$\frac{A_a}{b \cdot h}$ - коефицијент армирања μ (геометријски)

Ако га изразимо у процентима добијемо проценат армирања

$\bar{\mu} = \mu \cdot \frac{\sigma_v}{f_b}$ - механички коефицијент армирања

$$\boxed{A_a = \mu \cdot b \cdot h = \bar{\mu} \cdot b h \cdot \frac{f_b}{\sigma_v}}$$

све је ово из првог услова равнотеже

из друге j-не:

$$b f_b \int_0^x \left[\frac{\varepsilon_b}{x}\eta - \frac{\eta^2}{x^2} \cdot \frac{\varepsilon_b^2}{4}\right](h - x + \eta)\, d\eta - M_u = 0 \quad \Big/ \, b h^2 f_b$$

$$\alpha_b \cdot s(1 - \beta_b \cdot s) = \frac{M_u}{b h^2 f_b}$$

α_b и β_b - ф-је за ε_b и ε_a за правоугаоне пресеке

$$h = \sqrt{\frac{1}{\alpha_b \cdot s\,(1-\beta_b \cdot s)}} \cdot \sqrt{\frac{M_u}{b \cdot f_b}} \Rightarrow h = k \cdot \sqrt{\frac{M_u}{b \cdot f_b}}$$

ф-ја само дилатација

За било који пресек k зависи од облика попречног пресека тј. од свог b

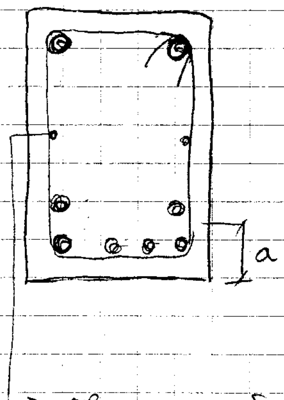
За сваки облик дефинишемо ε_b и ε_a

$\varepsilon_b/\varepsilon_a$	k	s	$\bar{\mu}$
⋮			

Битно је да ε_b и ε_a испуњавају услове лома

Табеле за правоугаоне пресеке

Када одредимо површину A_a дефинишемо и пречник арматуре



У први ред стављамо максималан број шипки водећи рачуна о минималним размацима

мин 3 cm

Не морамо ставити све шипке истог пречника, али се трудимо да задржимо осу симетрије

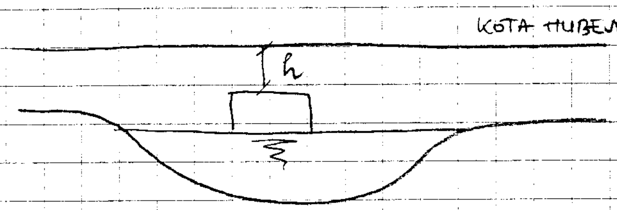
$d = h + a$

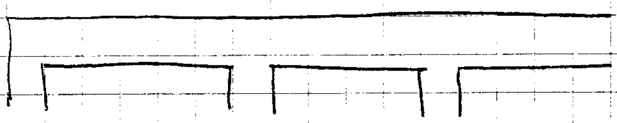
→ ове мале убацујемо ако је размак између редова арматуре већи од 30 cm

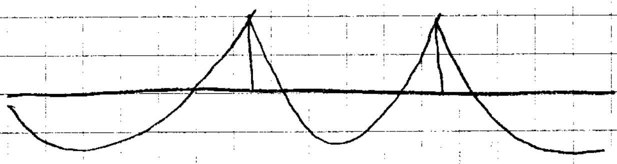
Поступак слободног димензионисања није нам била ограничена висина.

31. октобар 2008.

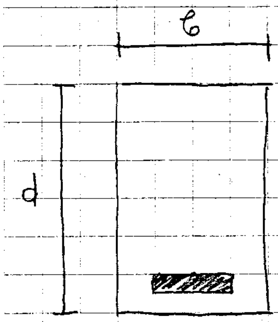
Димензије попречног пресека унапред задате или ограничене







Највећи моменат изнад ослонца, ту радимо слободно димензионисање а у пољу усвојамо исте димензије греде. Треба одредити само количину арматуре, то је везано димензионисање



Задате МВ и врста челика, M_u

Непознато A_a, врста лома $\varepsilon_b / \varepsilon_a$

њих одређујемо из услова равнотеже

1 $\Sigma N = 0 \Rightarrow A_a = \mu \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_B}{\sigma_v}$ } око тежишта затегнуте арматуре

2 $\Sigma M = 0$ око тежишта затегнуте арматуре

$$h = k \cdot \sqrt{\frac{M_u}{b \cdot f_B}}$$

k, μ - ф-је пратиле из оних интеграла

знамо k

Сви прорачуни се спроводе са активним пресеком

h- висина активног пресека

Крећемо са ПП $a =$ (око $d/10$) одатле налазимо $h = d - a$

2) $\Rightarrow k = \frac{h}{\sqrt{\frac{M_u}{b \cdot f_B}}}$ да бисмо нашли дилатације

Ако је лом по бетону онда треба наћи положај неутралне линије да би силе притиска и затезања у арматури биле у равнотежи, а моменат тих сила у равнотежи са спољашњим моментом.

Случајеви који се могу десити

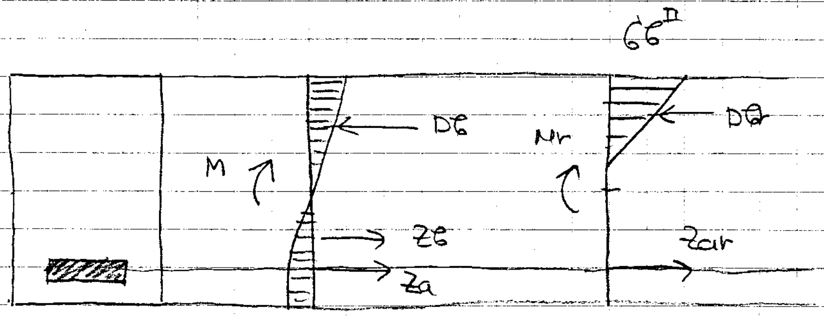
1. $k >$ од највећег k које можемо наћи у табелама
(h је велико у односу на моменат)

Пресек је већи него што је потребно за тај моменат
Количина арматуре постаје мала због великог крака сила

$\boxed{Z_{au} \cdot z = M_u}$ – услов равнотеже

Мала сила затезања захтева малу количину арматуре

АЛИ: Постоји минимална количина арматуре која је потребно да не дође до кртог лома



$\sigma_{bz} \le f_{bzs}$

M није гранични лом него моменат у експлоатацији

Mr - моменат појаве прслине

Целокупну силу затезања преузима арматура

Aa - релативно мало

Zar може бити релативно велика сила. Уколико је Aa сасвим мало онда може доћи до наглог пораста затезања у арматури

$Z_{ar} = A_a \cdot \sigma_a$ зависи од момента и крака, крак унутрашњих сила се релативно мало мења

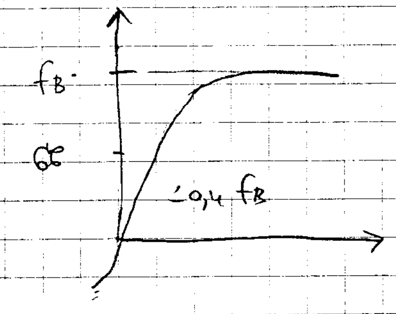
σ_a може прекорачити границу пластичног течења и може доћи до наглог лома (ненајављени, крти лом) целог попречног пресека

Из тог услова проистекла је анализа која је дефинисала минималну површину арматуре

$\min A = \mu_{MIN} \cdot b \cdot h$

↳ зависи од врсте арматуре и дефинисана је БАБ-ом

	ГА 240/360	RA 400/500
μ_{MIN} (%)	0,25 %	0,20



чврстоће бетона на затезање су релативно мале

Увек усвајамо минималну површину арматуре

k у таблицама је урађено тако да се ишло до процента армирања који је минимално. Вредности испод μ_{MIN} просто не користимо

1) ⇒ $\mu = \mu_{MIN}$

$A_a = \mu_{MIN} \cdot B \cdot h$

↳ није механички коефицијент него геометријски (то дају прописи)

2) да k буде неко k које се налази у табелама

$k \begin{cases} \leq k_{MAX} \\ \geq k_{MIN} \end{cases}$ онда за то k из табела можемо одредити врсту лома

П. $\varepsilon_b / \varepsilon_a$ и механички коефицијент армирања $\bar{\mu}$

$$A_a = \bar{\mu} \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_B}{\sigma_v}$$

$\min A_a = \mu_{MIN}\, b \cdot h$ – ако се добије мање од минималне, минимална се усваја

3) који може да наступи: k мање од најмањег k_{MIN} у табелама

$$k = \frac{h}{\sqrt{\frac{M_u}{b \cdot f_B}}}$$

То значи да нам је h релативно мало или Mu велико

димензије пресека нису довољно велике да би силе могле да се супроставе спољашњем моменту

Сила притиска и затезања превазилази интеграл напона

$Z_{au} = D_{bu} = \frac{M_u}{z}$

↓

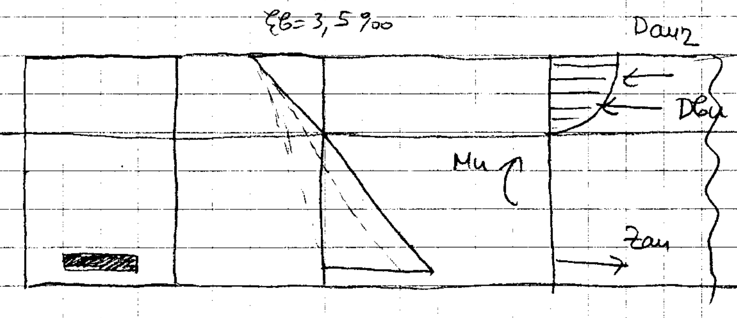
$A_a \cdot \sigma_a$

повећањем Aa наћи ћемо Zau

колико можемо да повећавамо Dbu, не можемо колико хоћемо

Напоне ћемо моћи до максималног напона до $\varepsilon_b = 3{,}5‰$

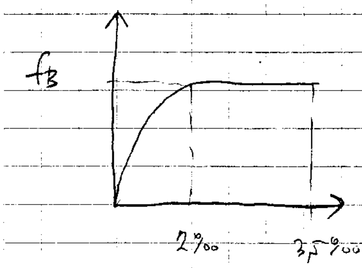
Површину притиснутог дела можемо повећати теоријски до нуле то може да се смањује



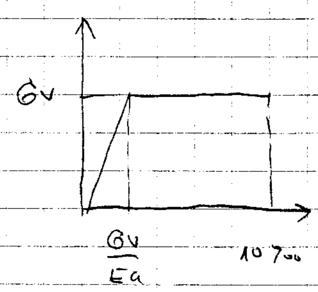
ако је $\varepsilon_a = 0$

$A_a \cdot \sigma_a = \frac{M_u}{z}$ коначна величина

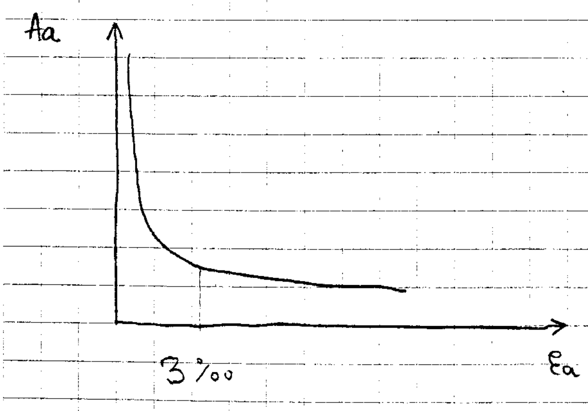
$\sigma_a = 0$



Aa мора бити → тежи ∞ да би z био коначан број



Када дилатација падне испод 3‰ количина затегнуте арматуре нагло почиње да расте. Због тога се задржава на $\varepsilon_a = 3‰$, можемо у притиснуту зону да додамо извесну количину арматуре прорачунске

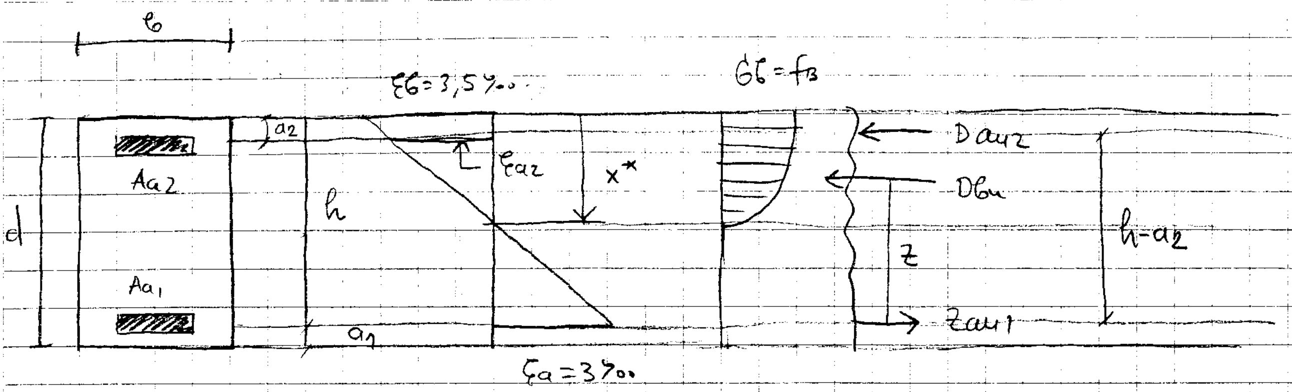


Ове 3 силе ће бите довољне да држе у равнотежи моменат савијања

Ови пресеци се зову Двоструко (~~двојно~~) армирани пресеци

како ћемо да одредимо те две арматуре

Непознате количина притиснуте и затегнут арматуре



Ви d знамо, a_1 и a_2 се претпостављају (d/10) $h=d-a_1$

усвојено $\varepsilon_b/\varepsilon_a = 3,5/3‰$

$\varepsilon_{a2}=\frac{\varepsilon_b}{x^*}(x^*-a_2)$ из пропорције $\xRightarrow{РДА}$ σ_{a2}

пошто су дилатације → напони из РДА

$GA\ 240/360 \Rightarrow \frac{\sigma_v}{E_a}=\frac{240}{210}\approx 1,14$ $\sigma_a=\sigma_v$ јер је наше $\varepsilon_a=3‰$

$RA\ 400/500 \Rightarrow \frac{\sigma_v}{E_a}=\frac{400}{210}\approx 1,9$ $\sigma_a=\sigma_v$ јер је наше $\varepsilon_a=3‰$

$MA\ 500/560 \Rightarrow \frac{\sigma_v}{E_a}=\frac{500}{200}\approx 1,3$ $\sigma_a=\sigma_v$

У било ком случају напон у арматури је σ_v (затегнутој)

У притиснутој исто најчешће $\sigma_a=\sigma_v$

Постоје случајеви да буде испод σ_v, али тешко → мора тежиште арматуре доста пасти

УСЛОВИ РАВНОТЕЖЕ:

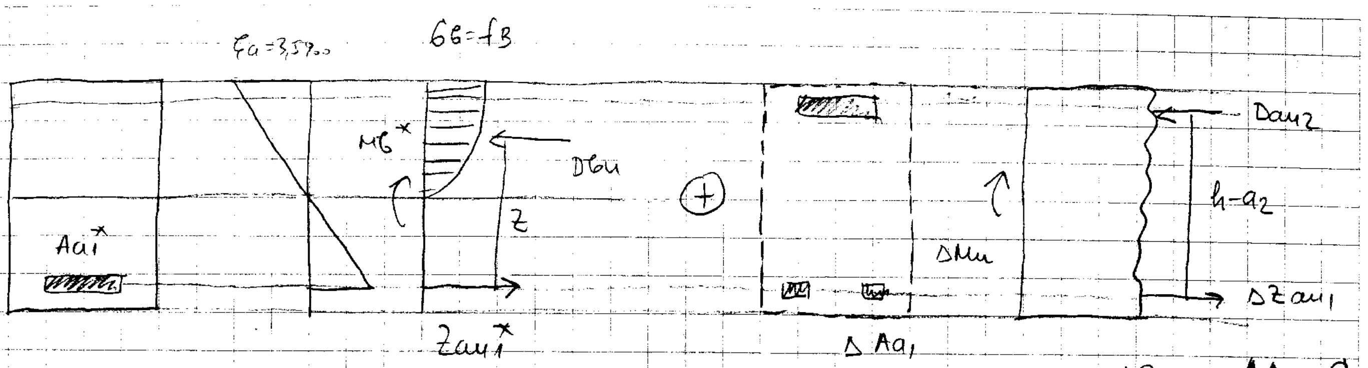
1 $\Sigma N=0 \Rightarrow D_{bu}+D_{au2}-Z_{au1}=0$

2 $\Sigma M_a=0 \Rightarrow D_{bu}\cdot z + D_{au2}(h-a_2)-M_u=0$

$Z_{au1}=A_{a1}\cdot\sigma_v$
$D_{au2}=A_{a2}\cdot\sigma_{a2}$

Не своди се на дијагонални систем, на две непознате у две једначине, али нећемо решавати систем.

~~Раздвојићемо овај случај на два~~



$\Delta Z_{au1} = \Delta A_{a1} \cdot \sigma_v$

↓ јер је то део укупне силе затезања

$D_{bu} = Z_{au1}^*$

M_b^* - моменат носивости једноструко армираног бетонског пресека

$1^\circ \quad A_a = \bar{\mu} \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_B}{\sigma_v}$

$2^\circ \quad h = k\sqrt{\frac{M_u}{b f_B}}$

$\varepsilon_a / \varepsilon_{a1} = 3{,}5/3‰ \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} k^* \\ \mu^* \\ s^* \end{matrix} \right\}$

$2) \Rightarrow M_{bu}^* = \left(\frac{h}{k^*}\right)^2 \cdot b\, f_B$

ΔM_u - преостали део момента који није могао да носи једноструко армирани пресек

$\Delta M_u = M_u - M_{bu}^* \qquad D_{au2} = \Delta Z_{au1}$

↓

прихватамо га спрегом унутрашњих сила

$\Delta M_u = \underbrace{\Delta Z_{au1}}_{(D_{au2})} \cdot (h-a_2)$

$$\boxed{A_{a1} = \bar{\mu}^* \cdot b \cdot h \frac{f_B}{\sigma_v} + \frac{\Delta M_u}{\sigma_v (h-a_2)}}$$

$A_{a1} = A_{a1}^* + \Delta A_{a1}$

$A_{a1}^* = \bar{\mu}^* \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_B}{\sigma_v}$

$\Delta A_{a1} = \frac{\Delta M_u}{(h-a_2) \cdot \sigma_{a1}}$; $\sigma_{a1} \to \sigma_v$

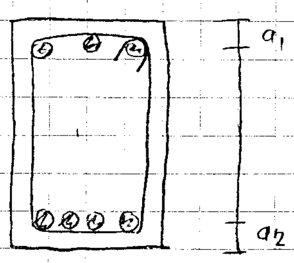
$\Rightarrow$

$$\boxed{A_{a2} = \frac{\Delta M_u}{(h-a_2) \cdot \sigma_{a2}}} \quad \sigma_{a2} \to \sigma_v$$

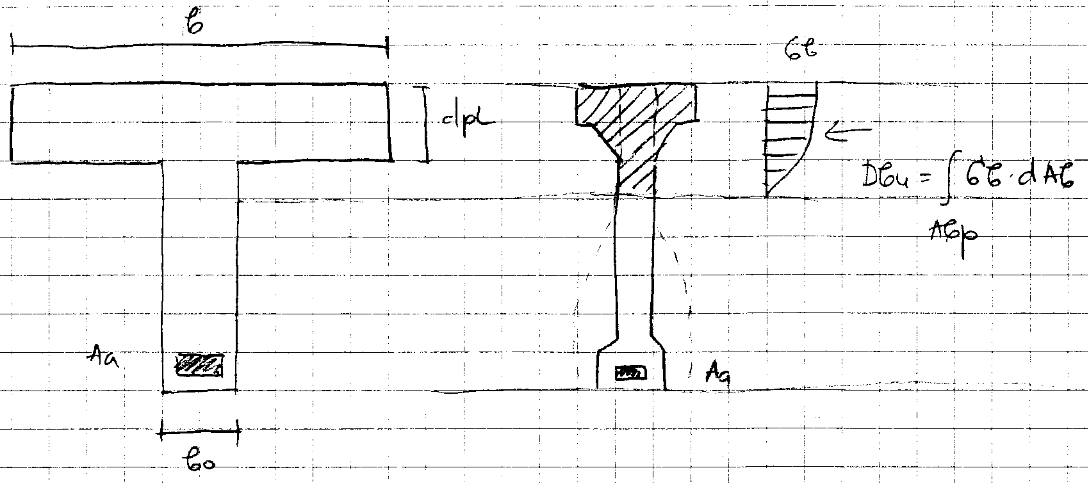
силе D_{au2} и ΔZ_{au1} јесу увек исте, али површина притиснуте и додатне затегнуте арматуре не морају бити исте јер напон може бити другачији за додатну затегнуту је сигурно σ_v, а за притиснуту 90% јесте али не мора бити

мин $A_{a1} = \mu_{min} \cdot b \cdot h$ немогуће да буде [illegible] увек

још да распоредимо арматуру у пресеку



Т пресеци



$$D_{bu} = \int_{A_{bp}} \sigma_b \cdot dA_b$$

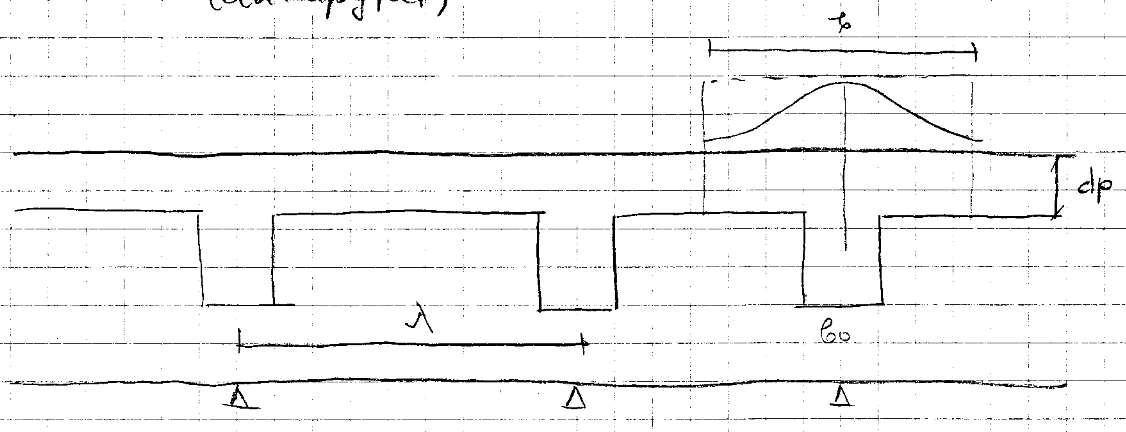
кровни носачи код хала

у међуспратним конструкцијама → плоче ојачане ребрима

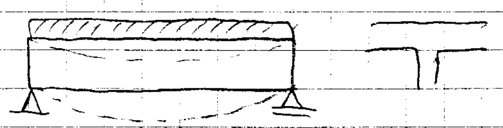
пуне плоче → расте сопствена тежина

Прираст сопствене тежине већи него прираст носивости

Постављамо греде подвлаке тако да добијемо ослонац за те плоче
(већа крутост)



подвлака је у другом правцу ослоњена на зидове



У некој зони напони равномерно распоређени по влакнима, зона која активно садејствује са ребром то се зове:

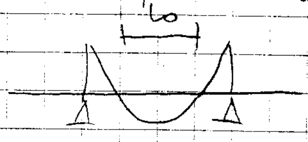
АКТИВНА ШИРИНА Т ПЛОЧЕ

Наши прописи су дефинисали ту ширину

$$B \leq \begin{cases} b_0 + 20 d_p \\ b_0 + \frac{1}{4} l_0 \\ \lambda \end{cases}$$

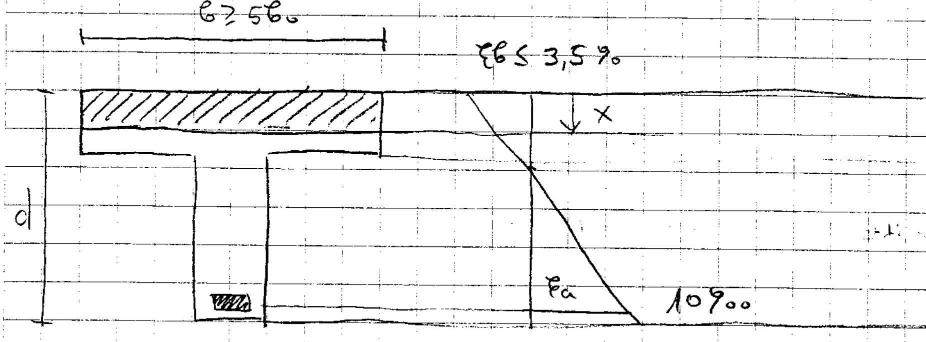
L_0 - распон просте греде

или ако је континуални носач: размак нултих тачака моментне линије



Издвојимо овакав носач и сматрамо га као јединствен попречни пресек

$b \geq 5b_0$ – можемо да применимо приближни поступак



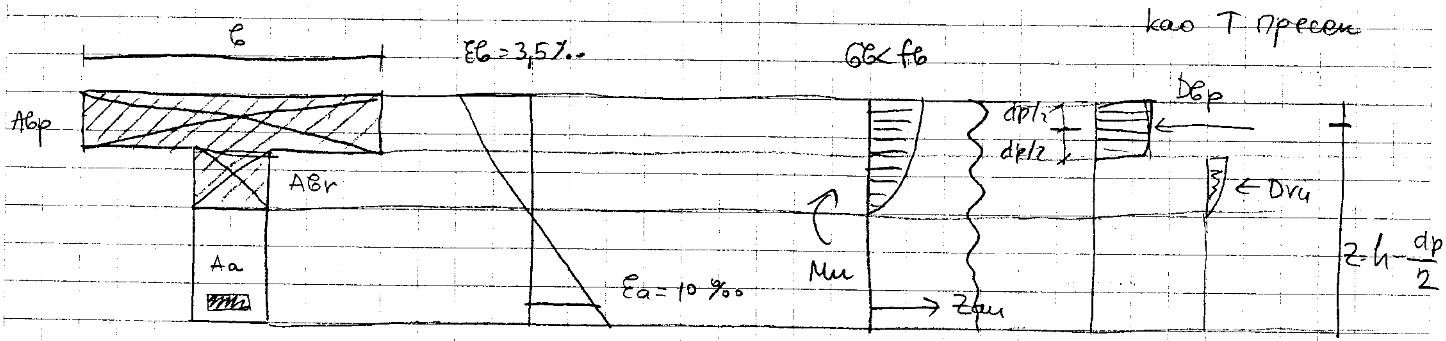
1. Положај $x \leq d_p$ - неутрална раван пада у плочу

$x \leq d_p \Rightarrow$ такви пресеци се раде као правоугаони са ширином b, све је исто као код правоугаоног само је A_{MIN} нешто другачије

$\min A = \mu_{MIN} \cdot b_0 \cdot h$ – све остало је исто

2. Случај

$x > d_p$, пресек се прорачунава као T пресек



уместо да тражимо интеграл све T површине, ми делимо на два правоугаона пресека

Напони у ребру су јако мали (код мене на слици нису, али иначе јесу)

$A_{br} << A_{bp}$ и напони су значајно мањи, па и укупна сила

Занемаримо силу у ребру

Остаје сила притиска у плочи

Рачунамо са равномерно распоређеним напоном у средини плоче

$Z_{au} = A_a \cdot \sigma_v$

1° $\Sigma N = 0 \Rightarrow D_{bpu} = Z_{au} = 0$ $\left[\begin{array}{l} D_{bpu} = \sigma_{bs} \cdot b \cdot d_p \\ Z_{au} = A_a \cdot \sigma_v \end{array}\right]$

2° $\Sigma M_a = 0 \Rightarrow D_{bpu} \cdot z - M_u = 0$

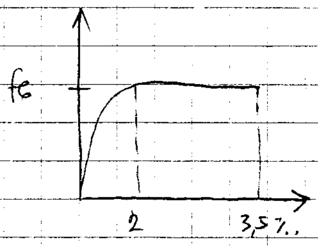
$$2° \Rightarrow \sigma_{bs} \cdot b \cdot d_p \left(h - \frac{d_p}{2}\right) = M_u \Rightarrow h = \frac{M_u}{\sigma_{bs} \cdot b \cdot d_p} + \frac{d_p}{2}$$

$$Z_{au} = A_a \cdot \sigma_v = \frac{M_u}{\left(h - \frac{d_p}{2}\right)} \Rightarrow A_a = \frac{M_u}{\sigma_v \left(h - \frac{d_p}{2}\right)}$$

СЛОБОДНО ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ - бирамо врсту лома

Лако ћемо наћи ε_{bs}

$\varepsilon_{bs} = \left(\frac{x - \frac{d_p}{2}}{x}\right) \cdot \varepsilon_b \Rightarrow$ из радног дијаграма за бетон налазимо σ_{bs}

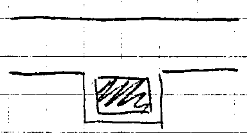


Напон је f_B

$\left.\begin{array}{l} \varepsilon_b = 3{,}5‰ \\ \varepsilon_a = 10‰ \end{array}\right\}$ $\varepsilon_{bs} \approx 3{,}5‰$ $\sigma_{bs} \approx f_B$

Лом по бетону

Велики напон, а мале статичке висине $\Rightarrow$ велика количина арматуре
није рационално



$\sigma_{bs} << f_B$

$\varepsilon_b < 3{,}5‰$ лом само по арматури, то је логично јер није угрожена притиснута зона пресека

У ствари ми изаберемо σ_{bs}, (а не ε_{bs}) које је мање од f_B

$\frac{1}{4} f_B < \sigma_{bs} < \frac{3}{4} f_B$ - доста ниска вредност, тако смо сигурни да је лом по арматури

σ_{bs} из радног дијаграма за бетон $\Rightarrow \varepsilon_{bs} \Rightarrow \varepsilon_b \leq 3{,}5‰$

Још уместо да бирамо σ_{bs} најчешће се ради ВЕЗАНО ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ када унапред знамо попречни пресек само треба да се одреди количина арматуре

ПОЗНАТО: $b, d, b_0, M_u, f_B, MB, \bar{c}$

НЕПОЗНАТО: ε_b ($\varepsilon_a = 10‰$)

A_a

x_0 растојање између неутралне осе и дилатације у средини плоче

1. m $a \Rightarrow h = d - a$

из 2) $\sigma_{bs} = \dfrac{M_u}{b \cdot d_p \left(h - \frac{d_p}{2}\right)} \xrightarrow{P\Delta 5} \varepsilon_{bs}$

из сличности троуглова

$\varepsilon_b : x = \varepsilon_{bs} : x_0$

$(\varepsilon_b + \varepsilon_a) : h = \varepsilon_{bs} : x_0 \Rightarrow \varepsilon_b = \dfrac{x_0 + \frac{d_p}{2}}{x_0} \varepsilon_{bs} \leq 3{,}5‰$

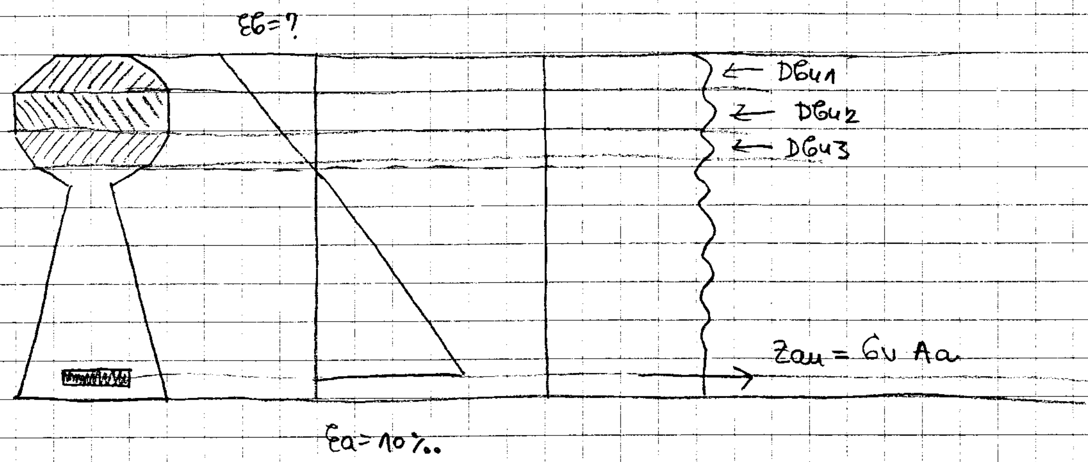
~~Нађемо колико је x_0~~

$A_a = \dfrac{M_u}{\sigma_v \left(h - \frac{d_p}{2}\right)}$

и контрола $\boxed{\min A_a = \mu_{min} \cdot b_0 \cdot h}$

7. НОВЕМБАР 2008.

НЕПРАВИЛНИ ОБЛИК ПОПРЕЧНОГ ПРЕСЕКА



Није могуће димензионисање, јер попречни пресек има много карактеристика.
Предпостављамо димензије попречног пресека и онда одредимо потребну количину арматуре. Одредимо $\varepsilon_б$ и ε_a. Или ако не знамо каква је врста лома идемо да лом буде по арматури.

$\varepsilon_a = 10$ ‰ онда треба одредити $\varepsilon_б$

Знамо силу затезања у арматури, не знамо силу притиска у бетону, најбоље да претпоставимо $\varepsilon_б$.

Изделимо површину на елементарне делове и онда проверавамо услове равнотеже

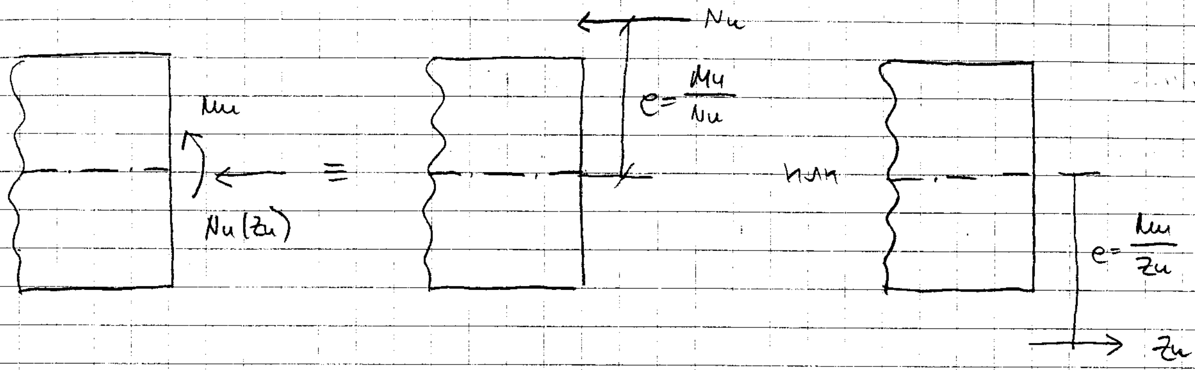
$\Sigma N = 0$ и $\Sigma M = 0$

Можемо да се служимо графичком методом да бисмо одредили величину силе која није задовољила услов равнотеже.
Први услов равнотеже неће бити испуњен, из њега одређујемо $\varepsilon_б$ док и тај услов не буде испуњен п. мењамо $\varepsilon_б$ док не добијемо да је услов равнотеже испуњен.

Из другог услова добијемо колико је Aa потребно.
На том принципу се заснивају прорачуни у софтверима, задајемо било који облик, а рачунар сам дели површину и рачуна силе притиска и из тога да буде испуњен први услов равнотеже долази се до дилатације у бетону, а из другог услова Aa.
Тај процес је дуготрајан без рачунара.
У практичним прорачунима врши се апроксимација.

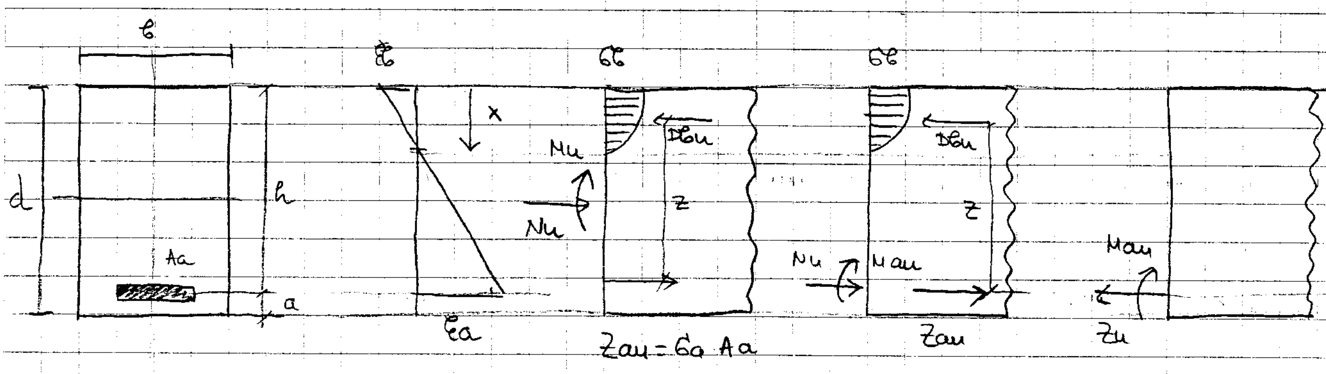
ЕКСЦЕНТРИЧНИ ПРИТИСАК (ЗАТЕЗАЊЕ) ВЕЛИКИ ЕКСЦЕНТРИЦИТЕТ

У попречном пресеку делује моменат савијања и аксијална нормална сила



Треба да буде испуњен услов да постоји и зона притиска и зона затезања у пресеку
Неутрална оса је унутар попречног пресека

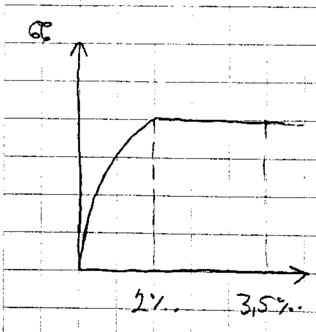
ПРАВОУГАОНИ ПРЕСЕК



Опет имамо лом по бетону, арматури, симултани лом

Лом по арматури → лом по затегнутој зони и обрнуто

Ми ћемо посматрати општи случај



Ако знамо дилатације знамо и како изгледа дијаграм напона

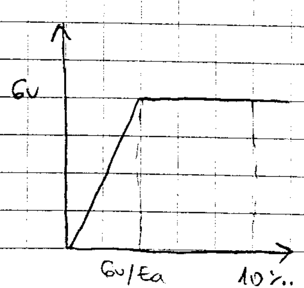
Ради једноставности услова равнотеже редуковаћемо Nu из ~~тежишта тамо где треба т.~~ на тежиште затегнуте арматуре

Ако овако редукујемо силу притиска

$$\boxed{M_{au} = M_u + N_u\left(\frac{d}{2} - a\right)} \quad \text{т.ј.} \quad M_{au} = M_u - Z_u\left(\frac{d}{2} - a\right)$$

затезање

и посматрамо услове равнотеже.



1. $\Sigma N = 0 \Rightarrow D_{bu} - Z_{au} - N_u = 0$ } из њих одређујемо потребне параметре

2. $\Sigma M_a = 0 \Rightarrow D_{bu} \cdot z - M_{au} = 0$

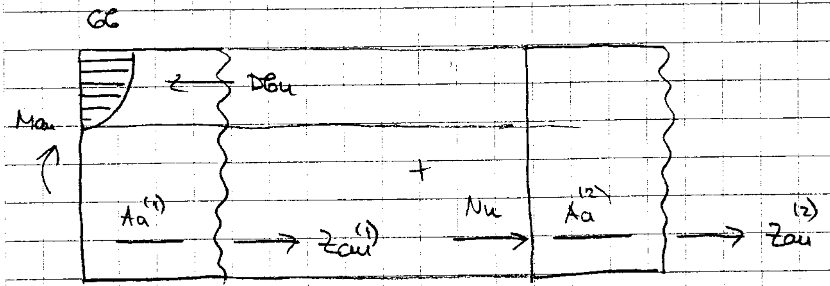
Врсте прорачуна: димензионисање и контрола носивости (овде имамо исто то)

ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ: два случаја слободно и везано

Слободно → параметри попречног пресека нису ничим ограничени

Везано → само површина арматуре непозната, у том случају врста лома потиче из услова равнотеже.

Овакву ситуацију са овим утицајима разбијемо на два дела



$h = k \cdot \sqrt{\frac{M_u}{b \cdot f_B}}$ – други услов равнотеже

$A_a = \bar{\mu} \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_B}{\sigma_v}$

То применимо и у овом случају само што уместо M_u пишемо M_{au}

$h = k \cdot \sqrt{\frac{M_{au}}{b \cdot f_B}}$ и $Z_{au1} = A_a \cdot \sigma_v \Rightarrow A_a^{(1)} = \bar{\mu} \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_B}{\sigma_v}$

У другом случају N_u изазива само силу у затегнутој арматури, никакве друге утицаје.

$Z_{au} = -N_u \quad (+Z_u)$

$Z_{au} = A_{a2} \cdot \sigma_v$ – део арматуре биће негативан у случају притиска, у случају затезања биће додатак

$A_a^{(2)} = -\frac{N_u}{\sigma_v}$ или $A_a^{(2)} = \frac{Z_u}{\sigma_v}$

Укупна површина арматуре

$$A_a = A_a^{(1)} + A_a^{(2)} = \bar{\mu} \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_B}{\sigma_v} - \frac{N_u}{\sigma_v}$$

$$+ \frac{Z_u}{\sigma_v}$$

Поступак прорачуна:

У изразу $h = k \cdot \sqrt{\frac{M_{au}}{b \cdot f_B}}$ → M_{au} зависи од димензија попречног пресека

$M_{au} = M_u + N_u\left(\frac{d}{2} - a\right)$ не знамо унапред јер тек треба да одредимо висину попречног пресека

$h = d - a$

Итерацијама: ПП неку димензију нпр d нађемо h па упоредимо

крећемо са $M_{au} = M_u$ па се са тим нађе h па са том h тражимо M_{au} итд, то је за софтвер.

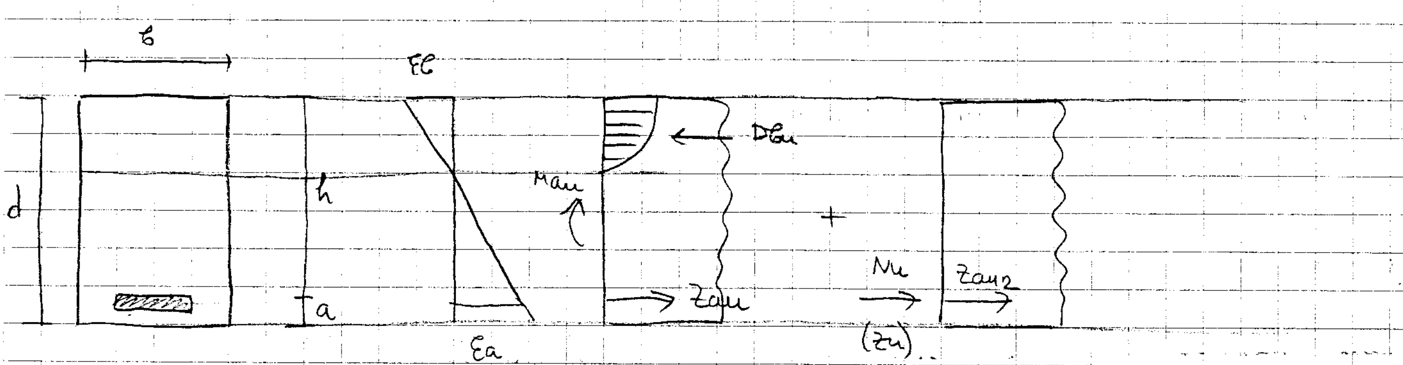
Нормална сила притиска смањује количину затегнуте арматуре.

И овде морамо да проверавамо мин A_a посебно у случају ексцентричног притиска

$\text{мин } A_a = \mu_{мин} \cdot b \cdot h$

Некада се може десити да та арматура буде блиска нули или чак негативна, значи да арматура није потребна, али се усваја мин A_a

ВЕЗАНО ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ



N изазива само ефекте у количини затегнуте арматуре

a - претпоставимо нађемо $h = d - a$

h - статичка висина

Профа опет исписује услове равнотеже и радне дијаграме

Непознато: врста лома и A_a

$k = \frac{h}{\sqrt{\frac{M_{au}}{b \cdot f_B}}}$ из табела за димензионисање одредимо врсту лома

Могу наступити сви они случајеви као код чистог савијања

(1.) $k = \dfrac{h}{\sqrt{\dfrac{M_{au}}{b\, f_B}}} > k_{max}$ из табела ; наша висина је довољно велика и више него што то утицаји захтевају

Aa – релативно мала

$A_a = \mu_{мин}\, b\, h$

(2.) Постоји k у табелама

$$k = \dfrac{h}{\sqrt{\dfrac{M_{au}}{b\, f_B}}} \text{ постоји } \begin{cases} < k_{max}\ (\text{ТАБ}) \\ > k_{min}\ (\text{ТАБ}) \end{cases}$$

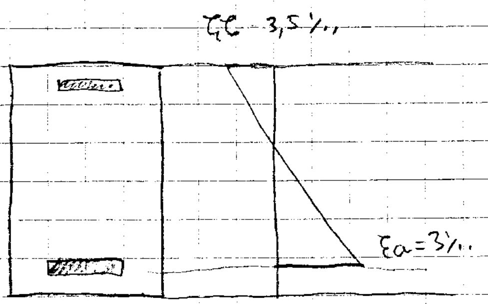
Тада лепо одредимо $\varepsilon_b / \varepsilon_a$ (врсту лома) $\bar{\mu}$ прочитамо и преконтролишемо мин A

$$A_a = \bar{\mu}\, b\, h \frac{f_B}{\sigma_v} - \frac{N_u}{\sigma_v} + \frac{Z_u}{\sigma_v}$$

(3.) $k = \dfrac{h}{\sqrt{\dfrac{M_{au}}{b\, f_B}}} < k_{мин}$ у табелама

Висина пресека релативно мала па је угрожена зона притиска у бетону, П. Недовољно је велика и не може да прихвати силу притиска => двојно армирани пресек

Уводимо у прорачун притиснуту арматуру



$\varepsilon_b / \varepsilon_a = 3{,}5‰ / 3‰$ у табелама нађемо

$k^* = 1{,}719$ и $\bar{\mu}^* = 43{,}59\%$

Максимални моменат носивости бетонског пресека (једноструко армираног) око тежишта затегнуте арматуре

$$M_{bau} = \left(\frac{h}{k^*}\right)^2 b \cdot f_B < M_{au}$$

$\Delta M_{au} = M_{au} - M_{bau}$ - прихватамо спрегом унутрашњих сила који чине додатна затегнута и уцртана притиснута арматура

$$A_{a1} = \bar{\mu}^* \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_B}{\sigma_v} - \frac{N_u}{\sigma_v} + \frac{\Delta M_{au}}{\sigma_v (h - a_2)} + \frac{Z_u}{\sigma_v}$$

Површина прорачунске притиснуте арматуре A_{a2} неког буде мала па се усваја она конструктивна јер минимална површина притиснуте арматуре није дефинисана

$$\boxed{A_{a2} = \frac{\Delta M_{au}}{\sigma_{a2} (h - a_2)}}$$

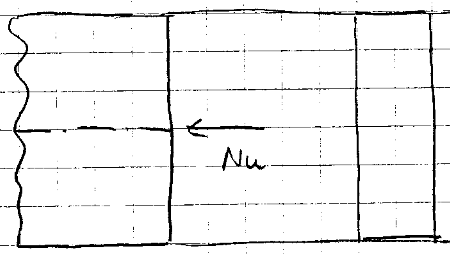
опет контролисати

мин $A_{a1} = \mu_{мин} \, b \, h$

Центрични притисак

Од спољашњег дејства делује само сила притиска у тежишту попречног пресека

$\varepsilon = 2‰ = \varepsilon_b = \varepsilon_a$

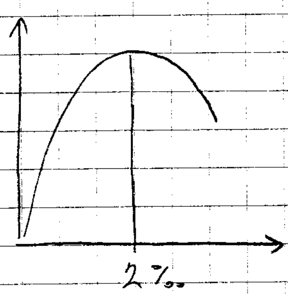


Елементи конструкција су најчешће стубови и зидови.

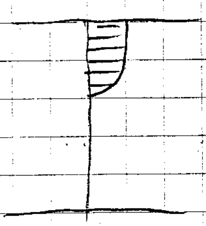
дилатације су распоређене равномерно (опет црта радне дијаграме за бетон и арматуру)

Имамо лом по бетону, увек јер су ...

дилатација достигне максималну граничну вредност, она је 3,5‰. са дијаграма може да се оствари, али у ком случају. сетимо се реалних дијаграма



Пластично течење бетона само код је дијаграм напона бетона такав да постоји и зона затезања



Пластична деформација бетона само када су дилатације такве да је само једно влакно највише напрегнуто, а остала мање напрегнута јер су она та која преузимају напоне када крене пластично течење.

Овде су сва влакна равномерно напрегнута.

дилатација лома када је достигнуто 2‰, нема пластичног течења

дилатација у арматури иста као и у бетону

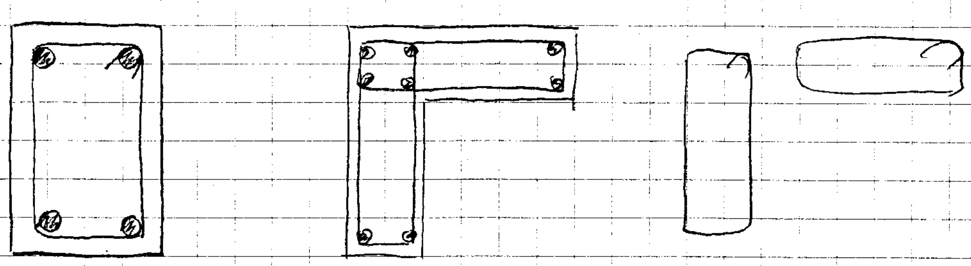
Откуд сад арматура у случају притиска када она иде у затегнуту зону?

У случају притиснутих елемената, постављамо у ствари попречну арматуру која ће спречити бочне деформације, која ће повећати носивост бетона

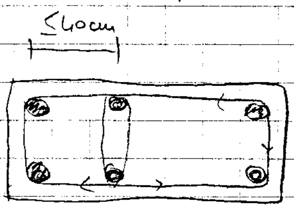
Генерално: присуство бочних напона => σb је веће Π бетон има већу чврстоћу (Пример хоћу на дну мора)

Кад имамо бочне притиске повећава се аксијална чврстоћа. Постављамо арматуру која спречава бочну деформацију, а тиме она уноси бочне притиске, та арматура јесу узенгије. Да би се оне формирале, мора се ставити подужна арматура.

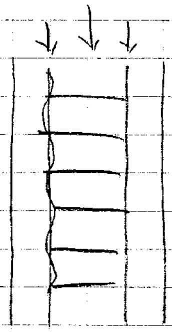
Узенгије → повећавају носивост самог бетона и имају улогу код извијања, о чему ће касније бити реч. Подужна се поставља тако да се задржи симетрија попречног пресека.



Максимални осовински размак не сме да прекорачи 40 cm уколико су димензије веће убацујемо шипку између

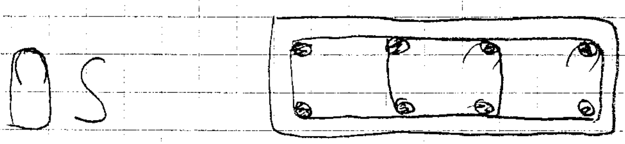


Ове шипке су притиснуте



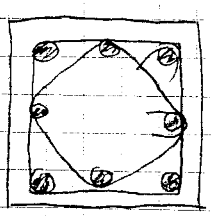
Да бисмо спречили извијање морамо имати узенгије. Избио би заштитни слој. Узенгија мора бити таква да прими силу извијања (скретна сила)

У том случају убацујемо посебне узенгијице

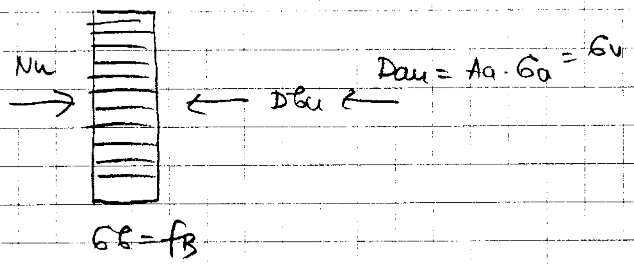


- две узенгије

Код квадратних стубова



Тежиште арматуре ≈ тежишту попречног пресека



Колико је σ_a видимо из радног дијаграма када је дилатација = 2‰

ГА 240/360

$$\frac{\sigma_v}{E_a} = \frac{240}{210} = 1{,}14‰ \overset{PAA}{\Longrightarrow} \sigma_a = \sigma_v$$

RA 400/500

$$\frac{\sigma_v}{E_a} = \frac{400}{210} \approx 1{,}9‰ \overset{PAA}{\Longrightarrow} \sigma_a = \sigma_v$$

Зидови могу бити центрично притиснути

MA 500/600

$$\frac{\sigma_v}{E_a} = \frac{500}{200} = 2{,}5‰ \overset{PAA}{\Longrightarrow} \sigma_a = E_a \cdot \varepsilon_a = 2 \cdot 200 = 400\ MPa$$

Исто као σ_v за ребрасту арматуру па иако имамо мрежасту узели нам је

$\sigma_a = \sigma_v$ што је 40

$D_{bu} = A_B \cdot f_B$

коефицијенти сигурности су 1,9 2,1 обр пажњу

$\Sigma N = 0 \Rightarrow D_{bu} + D_{au} - N_u = 0$

Лом по бетону крти лом који је за нас неповољан

$A_b \cdot f_B + A_a \cdot \sigma_v = N_u$

Непознато A_b и A_a, а једна ј-на

морамо нешто до претпоставимо

Ми претпоставимо однос површине бетона и арматуре

$$A_б \cdot f_B \left(1 + \frac{A_a}{A_б} \cdot \frac{\sigma_v}{f_B}\right) = N_u$$

↓

μ_0 – геометријски коефицијент армирања

$$\mu_0 = \frac{A_a}{A_б} \Rightarrow \mu_0 \cdot \frac{\sigma_v}{f_B} - \bar{\mu}_0 \text{ – механички коефицијент армирања}$$

дефинисан је минимални геометријски коефицијент армирања да би се пресек рачунао као армирани пресек

$\mu_{0мин} = 0{,}6\,\%$ при димензионисању најчешће њега усвајамо

$$У.Р \Rightarrow A_б \cdot f_B \left(1 + \underbrace{\mu_{0мин} \cdot \frac{\sigma_v}{f_B}}_{\bar{\mu}_{0мин}}\right) = N_u$$

$\mu_0 = \frac{A_a}{A_б}$

$$A_{б\,потребно} = \frac{N_u}{f_B\left(\bar{\mu}_{0мин} + 1\right)}$$

$A_a = A_{б\,потребно} \cdot \mu_{0мин}$ – можемо усвојити и већи проценат армирања, али најчешће идемо на минимални

када се одреди A_a – распоредимо шипке

узенгије 6mm за пресеке до 30 cm висине
преко тога иде се на већи пречник узенгија $\phi 8$, $\phi 10$

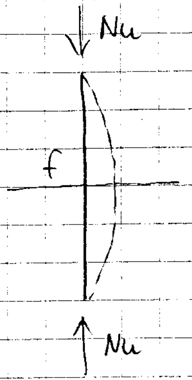
или $\frac{\phi}{3} - \frac{\phi}{4}$ (ϕ пречник подужне шипке)

максимални размак узенгија

$$\max e_u \le \begin{cases} 15\,\phi \text{ – пречник подужне шипке} \\ b \text{ – мања димензија попречног пресека} \\ 30\ cm \end{cases}$$

узенгије се не праве преко $\phi 12$

Све ово важи када не узимамо у обзир утицај извијања при притиску витког штапа

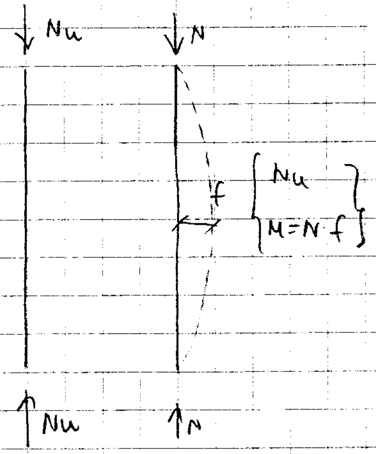


Поред Nu имаћемо $Mu = Nu \cdot f$

Према томе у случају извијања поред N имамо и моменте

Услови равнотеже који у себи садрже и деформацију, нису више алгебарске него диференцијалне j-не. Таква Теорија конструкција која узима у обзир и деформацију зове се ТЕОРИЈА ДРУГОГ РЕДА

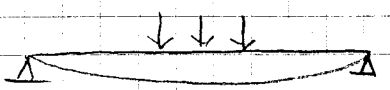
14. НОВЕМБАР 2008. ПЕТАК



Приликом деловања силе притиска долази до бочне деформације. Ова сила ће добити одређени ексцентрицитет, па ће у пресеку осим N деловати и M. Доћи ће до повећања кривине елемента при чему се још више повећава моменат. Могу да наступе следећи случајеви:

- да се оствари равнотежа између спољашњих и унутрашњих сила
- може се десити да при повећању деформације моменат порасте, додатно повећање кривине, отпор унутрашњих сила није довољан. Процес дивергира и долази до повећања деформација и практично до лома таквог елемента.

Проблем извијања т. бочне деформације услед дејства аксијалне силе



За разлику од савијања силама неке греде равнотежа на деформисаној оси. Ако изведемо греду из равнотежног положаја, она ће се вратити у првобитни равнотежни положај након растерећења т. постоји само један равнотежни положај.

У случају притиснутог штапа

Први равнотежни положај је онај на правој оси

други случај је на извијеном облику уколико је могућа равнотежа т. више равнотежних положаја.

Моменат савијања је величина која зависи од деформације. Услови равнотеже се своде на одговарајућу диференцијалну ј-ну јер улазе и деформације самог елемента.

Ту диференцијалну ј-ну треба решавати сагласно одговарајућим граничним условима.

Постоји геометријска нелинеарност

Теорија II реда - Уводи се само геометријска нелинеарност, можемо и физичку нелинеарност ако уведемо да су везе између напона и дилатација нелинеарне.

EULER

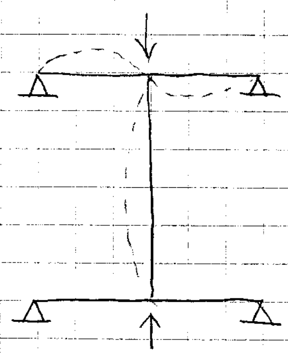
Решавање диференцијалне ј-не са одговарајућим условима за нас је проблем и то решавамо приближним методама

Витост: $\lambda_i = \frac{l_i}{i_б}$ $\quad l_i = k \cdot L \quad i_б = \sqrt{\frac{I_б}{A_б}}$ → полупречник момента инерције бруто поп. пр

Увек се узима извијање око слабије осе

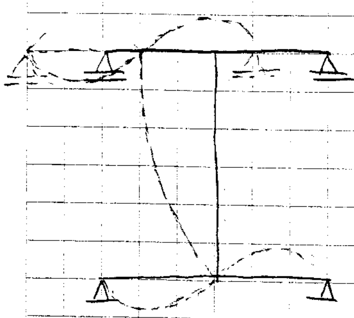
дужина извијања $l_i = k \cdot L$ од чвора до чвора зависи од услова ослањања тј. веза на крајевима штапа са суседним елементима

- системи са бочно непомерљивим чворовима
- системи са бочно померљивим чворовима



ригла спречава бочно померање овог чвора

могућа деформација је само ротација у том пресеку

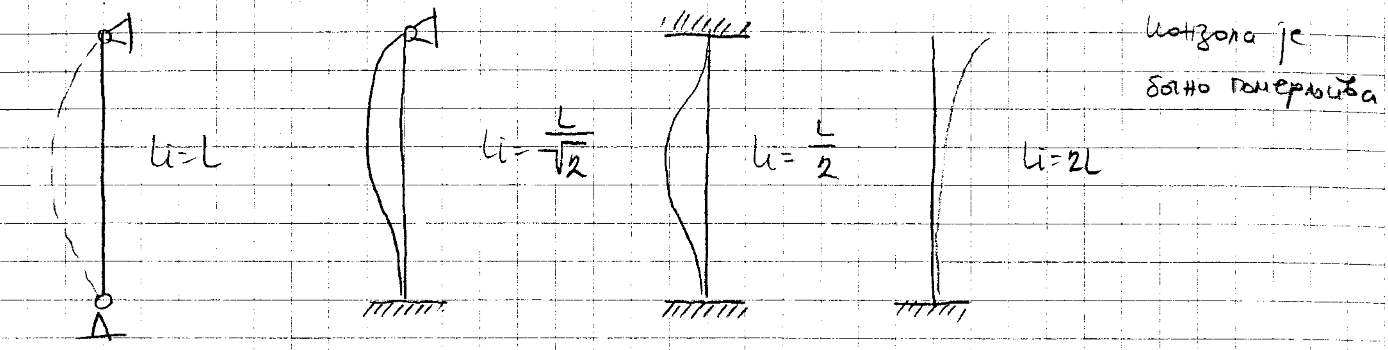


код бочно померљивих поред ротације постоји и бочно померање

Основна разлика је у томе што је бочна деформација у односу на нападну линију силе мања код непомерљивих

дужина извијања је већа код померљивих

l_i – дужина између преводних тачака, Тачке у којима кривина мења свој знак деформисане осе носача



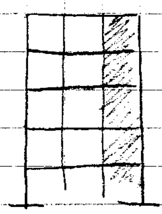
$l_i = k \cdot l$

k – у случају бочно непомерљивих од $\frac{1}{2}$ до 1

дужина извијања може бити већа од 2L уколико имамо ротацију ослоначких пресека, она може ићи од 1–∞ у случају бочно померљивих система

У реалним конструкцијама постоје различити критеријуми за одређивање да ли су чворови бочно померљиви или непомерљиви

Апсолутно непомерљиви не постоје.



Лифтовска језгра спречавају бочну деформацију целе међуспратне конструкције, деформација се може занемарити за такве системе који су укрућени крутим зидовима дијафрагмама, ако је укрућење способно да преузме више од 90% утицаја онда је бочно непомерљив систем

Дужина извијања се лако одређује у случају бочно непомерљивих

За бочно померљиве доста компликовано одредити.

За практични прорачун се користе емпиријски одређени обрасци преко којих долазимо до k.

Постоје и софтвери који то тачно дефинишу преко теорије II реда.

Када смо одредили l_i сада можемо одредити λ (витост)

То је јако битно јер прописи дефинишу различите поступке прорачуна тих елемената у зависности од витости

1. $\lambda \leq 25$ - можемо занемарити утицај извијања, делује само N_u у критичним попречним пресецима. И то је онај прорачун од прошлог пута.

2. $25 < \lambda \leq 75$ - умерена витиост, не може се занемарити утицај бочних деформација, могуће је спровести приближан прорачун. Подразумева увођење допунске ексцентричности чиме се уводи у обзир утицај момента савијања

$M_u = N_u \cdot \Delta e$ → допунска ексцентричност

Минимални проценат армирања се повећава на тај начин.

3 $75 < \lambda \leq 140$ - јако изражен утицај витиости

Мора да се примени тачан прорачун.

Спроведен по теорији II реда

У пракси користимо исто приближни поступак у приручницима

Највећи проблем је успостављање везе између кривине и момента савијања.

Веза је нелинеарна јер узимамо у обзир и физичку нелинеарност

Сложен проблем, али постоје поступци и програми

4. $\lambda > 140$ - није дозвољена оволика витиост, мора се свести на испод 140

нпр. повећањем димензија попречног пресека

Ми се бавимо тачком 2 ⇒ приближна метода

$25 < \lambda \leq 75$ - Подразумева увођење допунског ексцентрицитета и повећање минималног процента армирања.

Уводимо у прорачун моменте које не добијамо када прорачунавамо статички систем.

Сада у критичном пресеку делује: N_u и $M_u = N_u \cdot \Delta e$

Δe → допунска ексцентричност

$\Delta e = e_0 + e_e + e_{II}$

Могу се јавити мали и велики ексцентрицитет

Шта сад?

e_{II} - утицај бочне деформације, ексцентрицитет по теорији II реда

$e_0 = \frac{L}{300}$ услед различитих неправилности при извођењу елемената к-ја

није дозвољено одступање геометрије стуба $\frac{L}{300}$

$$\frac{L}{300} \;\begin{array}{l} \geq 2cm \\ \leq 10cm \end{array}$$

e_0 - одступања у оквиру дозвољених толеранција

e_φ - услед течења - долази до повећања кривине, самим тим и бочне деформације

$$e_\varphi = e_0 \left(e^{\frac{\alpha_E}{1-\alpha_E} \cdot \varphi_\infty} - 1 \right) \quad (e \text{ - основа природног логаритма})$$

α_E - коефицијент Ојлерове силе

$$\alpha_E = \frac{N_g}{N_E}$$ однос сталног оптерећења и још нечега

Само стално оптерећење утиче на течење јер је оно једино стално

N_E - Ојлерова сила извијања

$$N_E = E_{b0} I_{id} \left(\frac{\pi}{l_i} \right)^2$$

I_{id} - идеализован пресек уводи у обзир арматуру

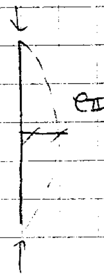
$$I_{id} = I_b + \frac{E_a}{E_{b0}} I_a$$

» да бисмо површину арматуре „развукли" на одговарајућу површину бетона

Утицај течења може да се занемари уколико је $\lambda_i < 50$ или ако је удео нормалне силе од g мали у односу на укупну силу

$$\frac{N_g}{N_{g+p}} \leq 0.2$$ било који од ова два ако важи $\Rightarrow e_\varphi = 0$

e_{II} - утицај извијања штапа. може се усвојити да тај утицај приближно узмемо у обзир преко



$$\frac{e_{II}}{b} = \frac{\lambda_i - 25}{320}$$ повећање у односу на димензију попречног пресека

b - око које осе се дешава бочно извијање

$\lambda > 75$ не можемо ово све више

минимални проценат армирања

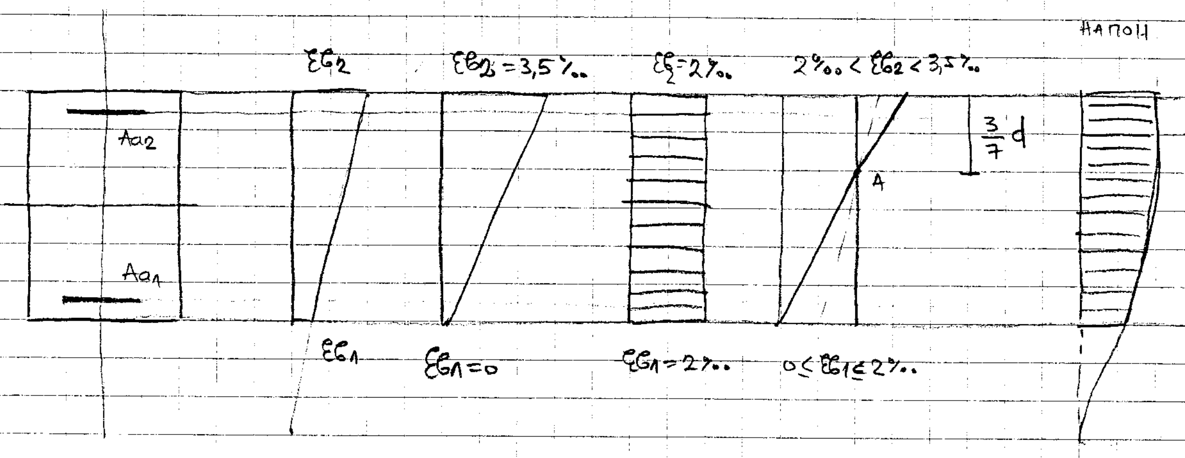
$$\min \mu_0 = \left(\frac{\lambda i}{50} - 0{,}4\right)\%$$ емпиријски образац који не може бити мањи од 0,6%.

Овај параметар важи када је $50 < \lambda < 75$ за мање важи оно старо мин μ

Прорачун тако сводимо на

$$\left.\begin{array}{l} N_u \\ M_u = N_u \cdot \Delta e \end{array}\right\} \text{ ексцентрични притисак}$$

ЕКСЦЕНТРИЧНИ ПРИТИСАК У ОБЛАСТИ МАЛОГ ЕКСЦЕНТРИЦИТЕТА



Арматура се распоређује у зонама

Гранични положај неутралне линије

Први: На ивици пресека: Лом је по бетону, с обзиром да арматура није равномерно распоређена

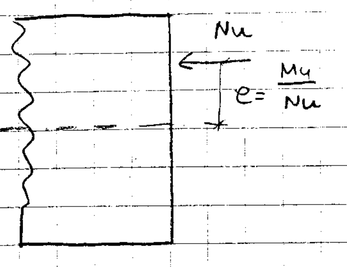
други гранични положај → неутрална линија иде до ∞ то је центрични притисак

Оби случајеви између морају бити такви да све дилатације пролазе кроз тачку A

Тачка на $\frac{3}{7}d$ добија се из пропорције

општи дијаграм напона изгледа као горе

Услови равнотеже



$\Sigma N=0 \quad D_{bu}+D_{au1}+D_{au2}-N_u=0$

ΣM око тежишта попречног пресека

$$D_{bu}\left(z-\frac{d}{2}-a\right)-D_{au1}\left(\frac{d}{2}-a_1\right)+D_{au2}\left(\frac{d}{2}-a_2\right)-N_u\cdot e=0$$

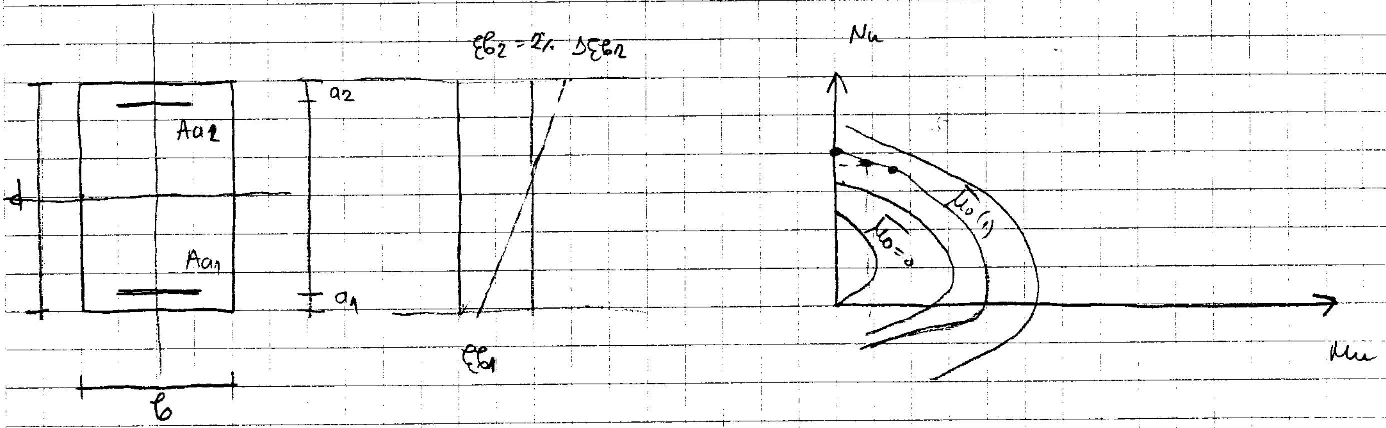
2 j-не, непознате A_{a1} и A_{a2}

добијемо j-ну 5-ог или 6-ог степена по непознатој висини d

неподесно

друга метода преко интеракционих дијаграма

задати попречни пресек, димензије и распоред арматуре



крећемо од центричног притиска

Ако повећамо за мали корак смањи се нормална сила јавља се M_u

Тако редом прођемо све могуће случајеве дилатација

дођемо до затезања

спојимо те тачке $A_a=A_{a1}+A_{a2}$

$$\bar{\mu}^{(1)}=\frac{A_a}{b\cdot d}\,\frac{\sigma_v}{f_B}$$ све знамо

Ако променимо A_a добићемо другу криву

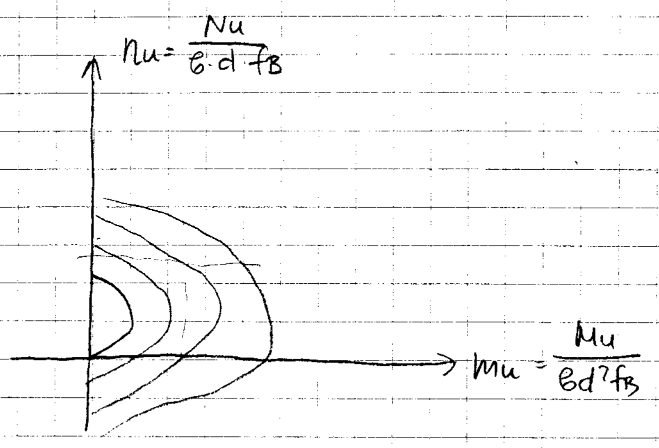
Ако је $A_a=0$

Овакав дијаграм веза попречног пресека и одговарајућих граничних утицаја

зове се ИНТЕРАКЦИОНИ ДИЈАГРАМ

Морамо знати A_a, b, d, распоред арматуре, тачније све

Уместо Mu и Nu можемо нанети бездимензионалне величине тј. количнике



Овако смо елиминисали димензије и врсту бетона из утицаја

За било коју MB и димензије попречног пресека ово је јединствен дијаграм. Нисмо могли да елиминишемо бv, a_1 и a_2 и распоред арматуре тј. однос A_{a1}/A_{a2}

Али смањили смо број параметара па можемо користити дијаграм за димензионисање

одредимо $\frac{M_u}{bd^2 f_B}$ и $\frac{N_u}{b\cdot d\cdot f_B}$ и из дијаграма интеракције нађемо ту тачку, прочитамо које $\bar{\mu}_0$ одговара тако одредимо потребну количину арматуре.

Али унапред морамо да се одлучимо за A_{a1}/A_{a2}

Најчешће армирамо симетрично

иде се са $\mu_{мин}$ које није испод $\pm 0{,}4\%$ тј. $\mu_{0мин} = 0{,}8\%$ укупно

и наравно пошто је нормално сила притиска треба узети у обзир извијања преко допунске ексцентричности

1° $\lambda_i = \frac{l_i}{i_B} \leq 25$ у том случају занемарујемо утицај извијања, имамо само N_u

2° $25 < \lambda_i < 75$ умерена витост узима допунску ексцентричност

$$\left.\begin{array}{l} N_u \\ M_u = N_u\, e_I \end{array}\right\}$$ поред овога $\Delta e = e_0 + e_I + e_\varphi + e_{II}$

ово је оно по теорији првог реда

Укупни утицаји

$$\left\{\begin{array}{l} N_u \\ M_u = N_u\, \Delta e \end{array}\right\}$$

e_φ се мења сада је оно $e_\varphi = (e_0 + e_I)\left(e^{\frac{\alpha_E}{1-\alpha_E}\varphi_T} - 1\right)$

може да се занемари ако је

$$\left.\begin{aligned} &\lambda_i \leq 50 \\ &\frac{N_g}{N_g+N_p} \leq 0{,}2 \\ &\frac{e_I}{d} > 2 \end{aligned}\right\}$$ било који ако важи $\Rightarrow e_I = 0$

$$e_{II} = \frac{\lambda_i \cdot 25}{100}\sqrt{0{,}10 + \frac{e_I}{d}} \cdot d \qquad 0 \leq \frac{e_I}{d} \leq 0{,}3$$

$$e_{II} = \frac{\lambda_i - 25}{60} \qquad 0{,}3 \leq \frac{e_I}{d} < 2$$

$$e_{II} = \frac{\lambda_i - 25}{160}\left(3{,}5 - \frac{e_I}{d}\right) \cdot d \qquad 2{,}5 \leq \frac{e_I}{d} \leq 3{,}5$$

опет неки дијаграм, усвојене димензије попречног пресека