

ime i prezime

2009/2010

godina

predmet

4. ПРОЈЕКТОВАЊЕ СЕИЗМИЧКИ ОТПОРНИХ АВ КЈА УРОЗ ПРИМЕР

1. октобар 2009.

ПОДЕЛА ОБЈЕКТА ПРЕМА НАМЕНИ

СТАМБЕНИ ОБЈЕКТИ - Имамо мало оптерећење $1,5 - 3 \frac{kN}{m^2} \rightarrow$ степеништа, мали распони, могамо изабрати к-ју, АБ плоче, шонтање, полумонтање

ПОСЛОВНИ ОБЈЕКТИ - Банке, седишта фирми, рад се обавља у климатизованим условима $\rightarrow$ велики број инсталација. Покретно оптерећење мало $2 \frac{kN}{m^2}$. Преградни зидови могу бити померљиви, мали, полумонтажни. Распони могу бити велики. У таквим системима се раде армирано бетонске међуспратне к-је, плоче директно ослоњене на стубове што омогућава једноставно развођење инсталација. Или се раде печуркасте плоче

као других радних објеката, министарства, општине и сл.

ОБЈЕКТИ КУЛТУРЕ: Имамо потребу да премостимо велику површину и то без стубова. Сале, дворане, простори за пробе оркестра. У њима се често примењује АБ роштлива к-ја која се по обиму ослања на унутрашње АБ зидове. Унутрашњи простор остаје слободан. У дворанима симони, музеји.

Некогда се ради и израда спрегнутих к-ја земљна греда са АБ плочама

ОБЈЕКТИ ОБРАЗОВАЊА: Школе, факултети, мало веће покретно оптерећење

ИНДУСТРИЈСКИ ОБЈЕКТИ: Разних облика к-ја, покретно оптерећење релативно велика, опрема, разне машине, складиштење алата. Фабричке хале у којима се смешта лака (хала без крана) и тешка индустрија.

Стоваришта, магацински објекти. Ради се као на АБ гредама тешке печуркасте плоче иде могу да прихвате велико оптерећење.

ТУРИСТИЧКИ ОБЈЕКТИ: Хотели, њихови ресторани, форајен, пливачки базени саде $\rightarrow 2 \frac{kN}{m^2}$

Приземље $\rightarrow$ велики простори траже велики гео површине без стубова и зидова.

Поседна к-ја роштлива АБ к-ја

од намене зависи избор конструктивног система

КОНСТРУКЦИЈСКИ СИСТЕМИ

А) РАМОВСКИ (СКЕЛЕТНИ) СИСТЕМ - АБ греде и АБ стубови

Такав систем се често употребљава за вишеспратне зграде, индустријске хале, тржне центре.

- Монолитни систем → изводи се на лицу места прављењем скеле и оплоте

- Монтанни систем → Елементи се производе индустријски и помоћу опреме врши се монтажа.

Повезивање елемената → детаљи веза поодбо до се одраде

Б) КОНСТРУКТИВНИ СИСТЕМИ СА АБ ЗИДОВИМА

Врло често се користи у станбеној изградњи. Проблем настаје ако хоћемо да преградимо стан, данас се мање користи због те флексибилности.

Зидови се граде помоћу тунелске оплоте као монолитне к-је.

Или монтанни начин → тада систем називамо ПАНЕЛНИ СИСТЕМ

Тај систем захтева доста развијену индустријску производњу, и плоче и вертикални елементи се изводе у облику панела,

Ширина 2м због транспорта, висина = спратној висини

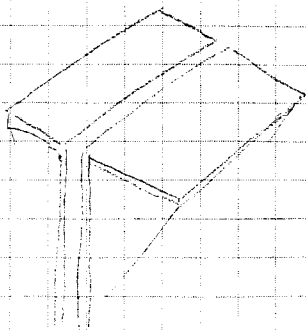
Повезивање панела минималним везама,

В) КОМБИНОВАНИ КОНСТРУКЦИЈСКИ СИСТЕМИ

Један део је рамовски у комбинацији са АБ зидовима који могу бити груписани у АБ језгра: Лифтови и вертикална комуникација преко степеништа. Они стабилизују к-ју при деловању сеизмичког оптерећења или оптерећења од ветра.

Или монолитни и монтанни

* Тунелске оплоте → спадају у оплоте просторног типа пошто је путем њих омогућено истовремено бетонирање зидова и међусpratних к-ја. Састоје се из секција

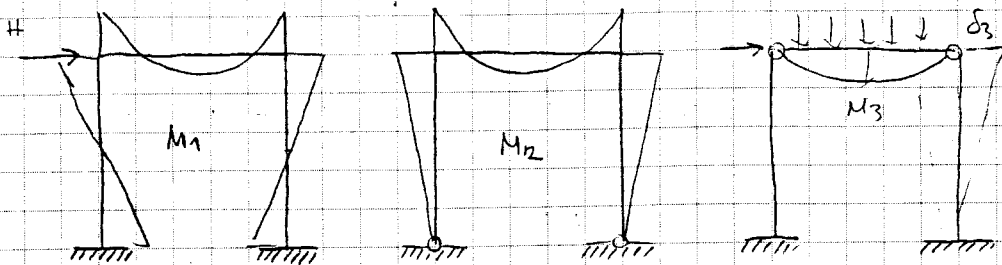


Тунелске оплоте су увек телишне к-је. Имају токовица за померање у хоризонталној равни и апарате дотерибања висинског положаја. Приметљиво је да распоне од 25 - 60м

РАМОВСКИ СИСТЕМ

АРМИРАНО БЕТОНСКЕ МОНТАЖНЕ ХАЛЕ

Код хала појављује се оваква диспозиција



Једнобродна хала састоји се из стубова и греда (ригла). Стубови су укљештени у темељну кљу. Вишеструко статички неодређен рам (1)

- (3) Портални рам где је ригла монтажним елемент који се ради као посебна целина
- (1) За хоризонталну силу H имамо померање δ_1
- (2) Центрично притиснут темељ, што је добра ствар, при H опет хоризонтална деформација рама

(3) Портални рам M_3 је највеће

$M_3 > M_2, M_1$ Код имамо H имамо померање стубова које је једнако померању хоризонталних стубова, није и δ_3 највеће

Суштина је та да бисмо за рам број 1 морали да радимо окелу за стубове и окелу на којој бисмо родили риглу на миљу места, зато се они раде као монтажни. Само се темељи граде на миљу места, а посебно у фабрици раде стубови који се повезују са темељима. Због се монтажним ригла.

Компиковано је извести круту везу ригле и стуба па зато радимо број 3

Али то имамо великом моментом и великом померљивошћу, а код високих стубова то што да буде проблем

8. ОКТОБАР 2009

РАМОВСКЕ КОНСТРУКЦИЈЕ ИНДУСТРИЈСКИХ ХАЛА

Портални рамови на улазима

Хоризонтално оптерећење најчешће алтернативног смера

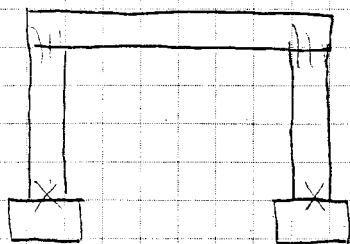


Мора нас интересовати извођење обликa рамовске к-је

Монолитна: Оплату за стубове правимо по целој висини, код хала стубови су прешо

6,7 м скела + оплата. Онда морамо да направимо скелу за бетонирање ригле

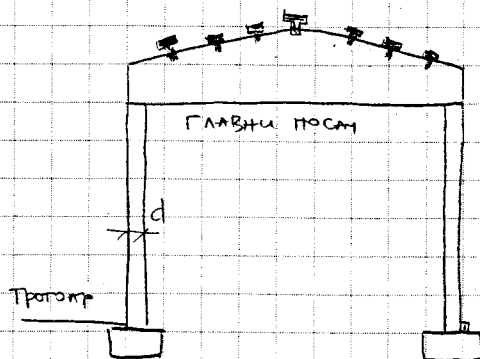
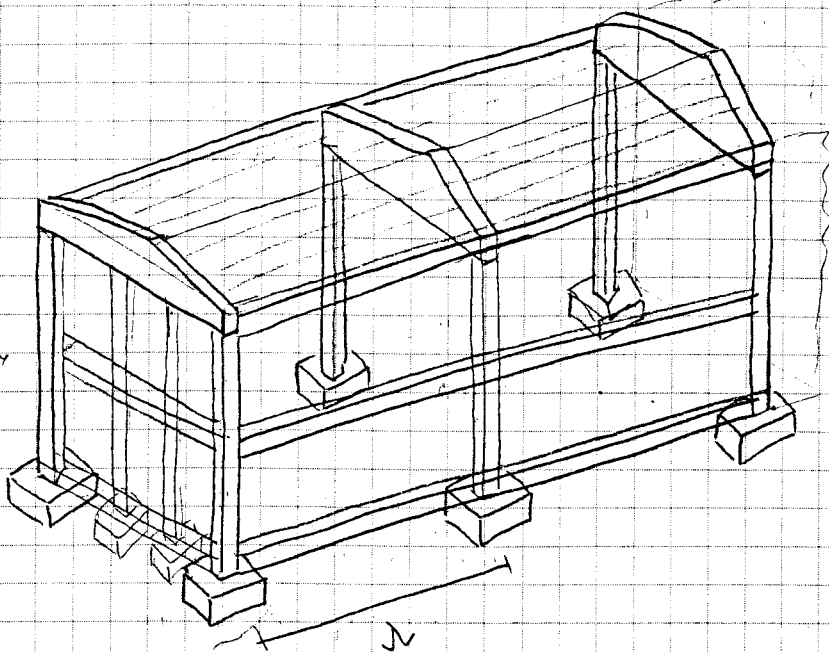
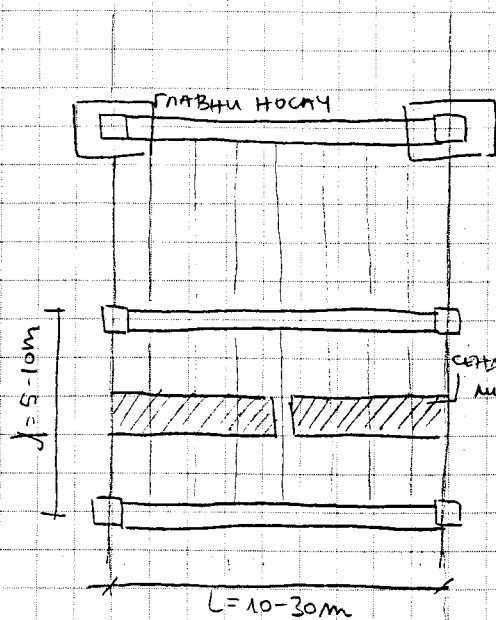
Бетонирање компликовано. Једноставније са гледишта напона извођења да извршимо бетонирање темеља, донесемо готово избетониране стубове, везнемо их. Помоћу механизације, добућемо греду која је израђена као монтажни елемент и везнемо је за стубове. Тиме смо убрзали извођење. Зато се хале врло често изводе као монтажне. ТЦ ЈШТЕ као и сви ТЦ



Монте и комбинација бетон-гелик

Пример таквих хала

Подујни рамови у којима се налазе темељи и стубови хале су на њеном међусобном растојању L . оквирно растојање од 5-10 м

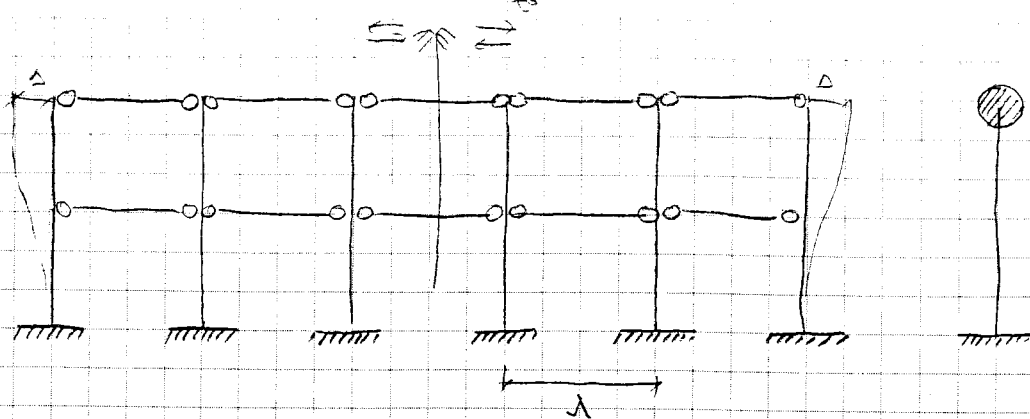


У другом примеру дате попречни рамови типа порталних рамова, распона највише од 10-30м, може и 40, 50м, али највише 10-30м.

Темељи се раде као монолитне темељне к-је. Највише самци. Везују се за стубове на особинам размаку L

Према стубови иде ригла или греда рама, највише има двоструки под T ирбс на две воде. Со статичког смисла одговара јер добијамо највећу висину греде у средини распона, где нам је и највећи момент. Али не одговара са аспекта T сила. Та греда се назива ГЛАВНИ НОСАЧ. Први попречни рам се назива КАЛКАНСКИ РАМ он се од осталих разликује јер он затвара халу са предње и задње стране, често прима врата за комионски саобраћај, док остали стубови КАЛКАНСКОГ РАМА заједно са хоризонталним гредама чине к-ју КАЛКАНСКОГ РАМА.

Ако се предвиђа продужетац хале, онда се уклањају елементи калканског рама и премештају на њеном крају напред локализацију. онда се раба главни носач у случају да постоји намера проширења хале. У случају да се не проширује нема смисла постављати главни носач јер стубови калканског рама могу да приме оптерећење. Гредка калканског рама по облику може бити иста као Г.Н. али неће имати иста арматуру. Подујни рамови добијају греде на истом месту где се налазе греде калканског рама



Греда у нивоу цртова садржи олуку.

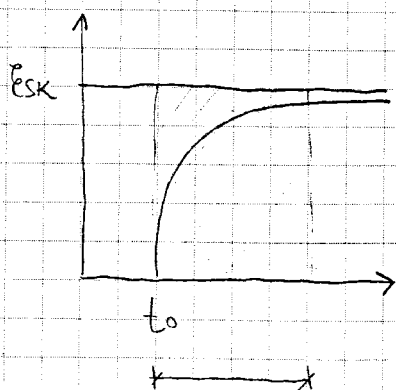
По средини рана. ФАСАДНА ГРЕДА, и греда потпуно ниско која има обрну да прихвати фасадну ТЕМЕЉНА ГРЕДА. Она исто може бити монтажна и од другог до другог темеља. Та темељна греда оставља се да вири изнад Протоара са спољне стране т. подне плоче унутар хале. ПЕДНА ПЛОЧА и од 12 см па надаље. Летни на шорбама збојастог тузаника или шљунка, она је најтеже армирана отомлико колико је потребно да прими оптерећење од краја или од возила. Независна, дилатирана по свом обиму. У прорачуну се третира као плоча на еластичкој подлози оптерећена концентрисаним силама.

Подужни ром у оси А-В, садржи велики број стубова, најтеже уиљештене у темеље. Грее су зглобно везане за те стубове, ређе крпе везе.

l - распон стубова. Дужина рана до 30-30 м. Проблем је температура која може да растури ивице стубова, јер температура од осе рана иде у једном и другом правцу $\rightarrow$ ширење и скупљање хоризонталних греда $\rightarrow$ долази до сабијања стубова.

Монтажни ром $\rightarrow$ утицаји од скупљања бетона који настају при отврштавању бетона су велики. Добијају се велики утицаји у уиљештењу.

код монтажних много мање скупљање.



Фја која асимптотички тежи максималној вредности.

Скупљање највеће у почетном временском периоду у првих 2-3 месеца

Монтажни елементи одлине у магацину и скупљање се одвије док они још нису монтирани

Код монтажних узимамо само ефекат температуре. По монтажним могу имати веће димензије.

Сезонско оптерећење $\rightarrow$ маса је концентрисана у нивоу крова. Осциловање се апроксимира једном масом. Узима се пола снега да делује на к/ј.

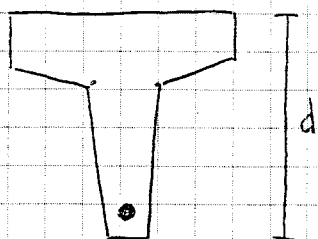
Кров

Премо главног носача најчешће се постављају **СЕКУНДАРНЕ ГРЕДЕ** $\rightarrow$ **РОШЊАЧЕ**

Просте греде распона L , ослонци су јој главни носачи. Њихов међусобни размак a зависи од кровног покривања. Најчешће сендвич: 1мм $\rightarrow$ изолациони вуну $\rightarrow$ па премо тога опет 1мм. Такав сендвич 1мм се поставља у таблама које се спајају у шпелету. Те табле се ослањају на рошњаче. Сендвич се ослања на н/з к/ја.

Ако употребимо сендвич 1мм, он носи сопствену тежину и оптерећење од ветра и снега.

У попречном раму рошњаче видимо као греде, и то обично греде Т попречног пресека које имају висину d зависно од распона, али оно 50см ако је $L=6m$. Арматура се поставља са доње стране.

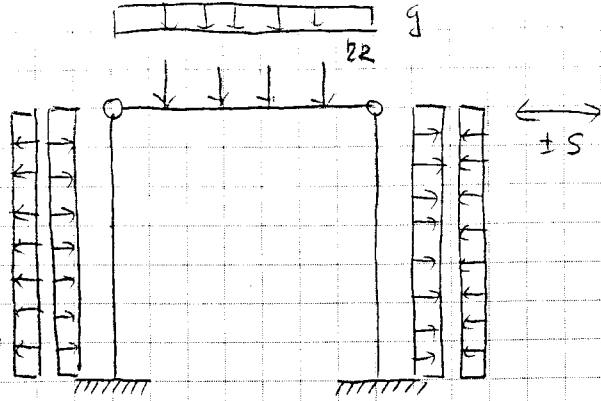


Стеблови се пројектују да димензија d буде већа од ширине стуба, већа у попречном правцу, јер целу сезонску масу само 2 стуба. b је мања димензија. Додро и због температуре, када долази до ширења ригле, стубови се одуширу том ширењу где већа димензија иде на 3 степена. Боље до буде мања. Зато су и телеси издужени у попречном правцу.

Секундарни стубови калканског рама - имају своје телесе и они су издужени у попречном правцу. Највише оптерећени кад ветар делује на том калкану и он има своју тежину према.

Прорачун се своди на прорачун рама. Веза ригле и стуба је зглобна.

На риглу наклањамо оптерећење од рошњаче, поред тога оптерећење од ветра које делује алтернативно $\rightarrow$



22 - оптерећење од покривања
једно и друго

Сопствена тежина исто једнако
подељено, можда бити трапезног облика

Једнобојни рамови

Теме се центрише за гравитационо оптерећење

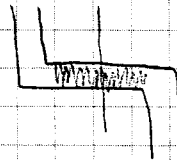
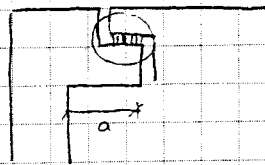
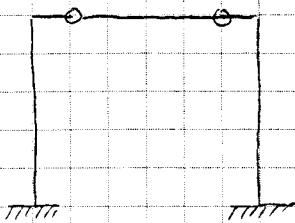
Варијације саг

Нули моменат у ригли

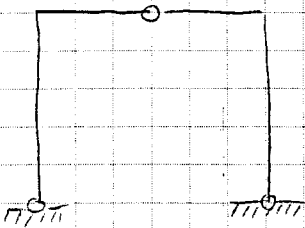
Направља се герберов зглоб на оном месту где од гравитационог оптерећења имамо

Нули моменат у ригли.

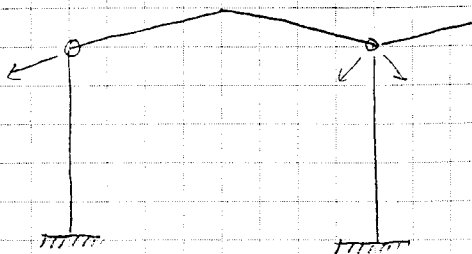
Тај зглоб се прави врло једноставно



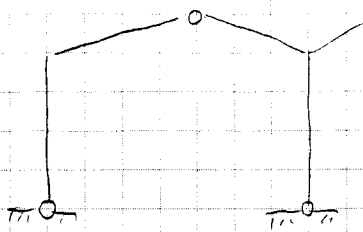
Крута веза ригле и стуба није проблематична, а добијемо мањи моменат у греди
јер је распон мањи. Пошто моменат иде са распонем на квадрат



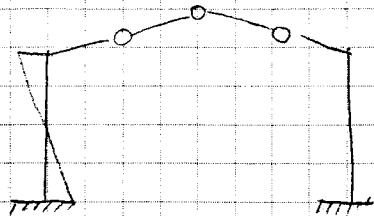
Материјални елементи стуба и пола греде. Проблем транспорта
има смисла код рамова мањих димензија



Јавља се компетентна у хоризонталном правцу па
ће стуб бити ексцентрично претицнут и за
гравитационо оптерећење



Зглобови у темињу $\rightarrow$ мук на 3 зглоба. Опет имамо хоризонталну компоненту од гравитационог оптерећења. Први ступ је проблематичан.

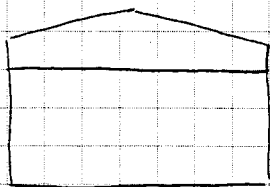


Монтантери се раде тако да имамо једнакост елементе, због транспорта неможемо да имамо један буге велих габарита.

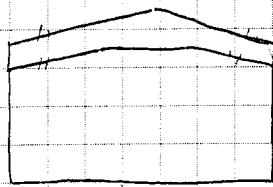
Треба размислити о уситњавању елемената.

ЈЕДНОБРОДНИ И ВИШЕБРОДНИ РАМОВИ ИТД. ХАЛАА

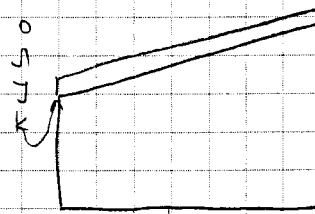
Кров на 2 воде



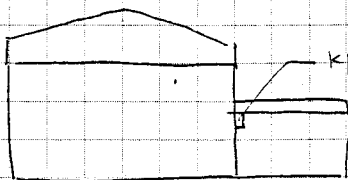
једним делом паралелни појасеви



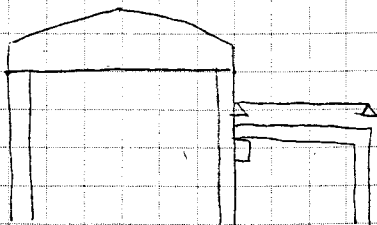
Кров на једну воду



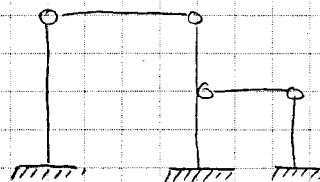
ХАЛЕ СА АНЕКСИМА (ПОЈЕ РАДИОНИЦЕ)



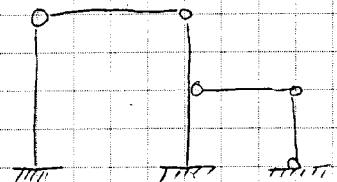
КРАТАК ЕЛЕМЕНТ НА ГЛАВНИМ СТУПУ ХАЛЕ



=

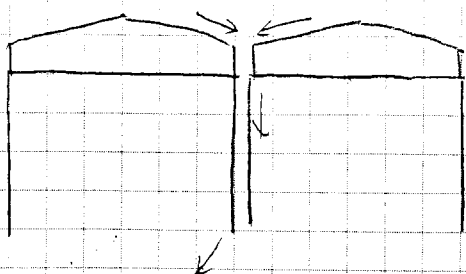


или

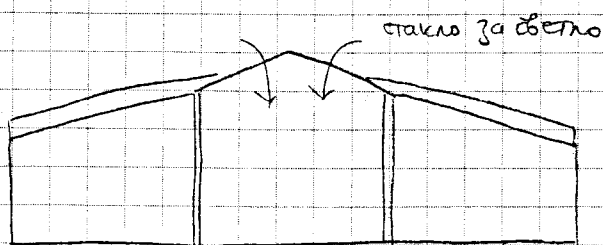
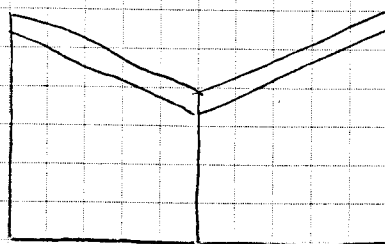
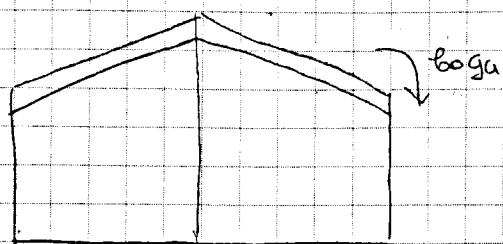


могу анекси и са обе стране

Хала једна до друге



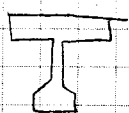
Продлеи што воду вулемо у средину хале,
Није добро да се вода увлачи у објекат
што пре мора напоље



ГЛАВНИ НОСАЧ

А.Б. Главни носач (ако се за њега одлучимо) преко њеног распона постаће сушине теннак
Преко 18-20м много велике теннине. Има екстремни климат

Вели распони од ПНБ. Носач до 40м због ефекта преднапрозрачности знатно већи распони.
Попречни пресеци



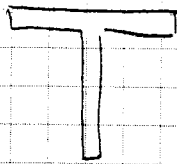
I
T
гдпо I

=> мање димензије елементи, по се ПНБ доста примењује

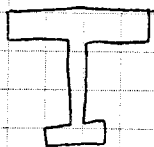
Постоје и монтажни елементи у ПНБ

Обично се преде ослабајују димензија на главоу носача
или обрнути Т пресек нешто али се хала греје

Претходно Напрегнути



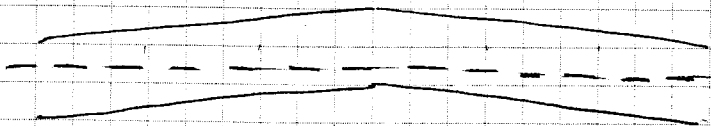
овакав пресек нема довољно материјала да прими преднапрезање



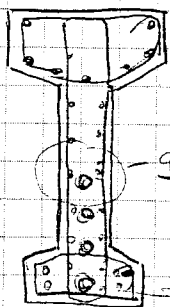
Близу основица ребро се шири и добија се правоугаони поп пресек
због напона смицања, а и да се прихвате цотве каблови

Правоугаоник каблови али је облик носача изомљен

али кабл може бити и полигоналан



САМ НОСАЧ И АРМИРАЊЕ



детал

→ правоугаоник

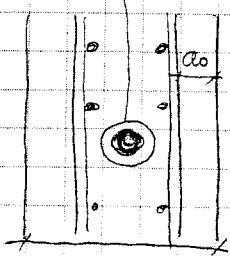
Неком армиатуром се опшива тако да ребро буде одухвањено
узентујана. Уф8 или Уф10. Опшива се бетонски пресек,
Примитно јабва се минимална појунта арматура у
угловима.

40-50 kg/m³ меке армијуре

Она је битна јер опшива бетон, она му даје одређену
нлавоу и утете се пресек јер прима велике напоне
притиски каблови за преднапрезање у самом ребру и
може да се пеће по висини ребра

ДЕТАЛ

поцинкована цев
у коју се сажима
кабел



min d=15 cm

како то изгледа код монтаже? Најтеште се праве
монтажни носачи имамо каталог

Унутар рачуна оптерећење од кровног покриваца и чега
има распон и изабере елемент који му треба. Све се ради
преко програма

Постоје и хале које имају МК на форми стубова

Треба проверити утицаје примом димензија монтажних
елемента, да не дође до изгибања

15. октобар 2009.

Ронџаге → греде које се ослањају на главне бежале

Кривни покривач лаган. Ронџаге на око 3-3,5 м међусобног размака. Сендргаз им може да премости тај распон

Ронџаге најчешће просте греде које се постављају између главних носача

Ако је растојање веће од 10м онда се користе ламе ронџаге од преднапрегнутог бетона. Уместо коблова користе се предходно напрегнуте жице

Греде облика Т висина се добија рачунаш

На крају она има гнуштени ослонац, због тога се смањује висина кровног покривача, т. Запремину саму хале.

Вежа са главним носачем: Оставка се анкер да вири из главног носача
Заливање цементним млеком (лошија варијанта) или цементним мортаром.

Отвор у ронџаги је у облику зарубљене купе

Вежа може да се отвори и тако што се оставе хоризонталне петље из редне и друге ронџаге као аугри које се међусобно повезују. Анкер се остави да вири из Г.Н. оплата се ставља и онда се тај отвор бетонира. Тако ронџага прихвата силу затезања или силу притиска (од ветра и земљице).

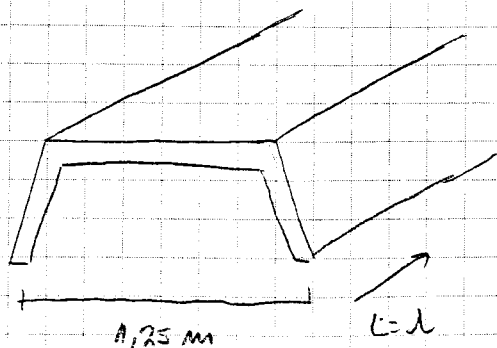
Други елементи

Андрисол плоче → плоче од глатког бетона → површинаш елементи у облику плота дужине L , а ширине 80-100 см. Постављају се на Г.Н. и онда се прави

1 слој од бетона минималне дебљине 5 см који има улогу да повезује све те елементе на тавору кровне к.је. Тај слој се армира мрежастом арматуром и добијамо круту кровну раван која може да пренесе одређене силе у својој радњи

КОРУБЕ

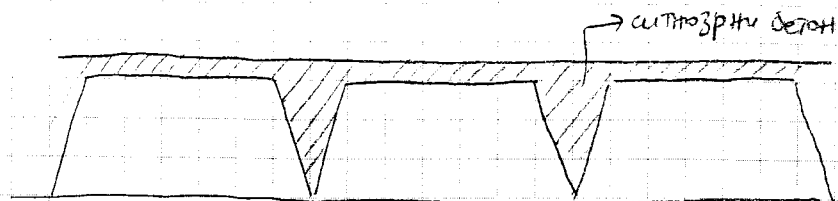
ширине 1,25 м $l = L$ 5-10 м



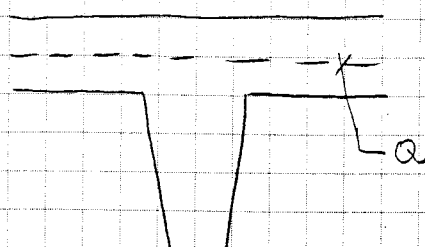
Корубе могу бити и веће дужине, али онда се праве од ПНБ

Оне имају ребро, резају се једна до друге.

Преслојих се бетонира слој цитнозрног бетона мин $d = 5$ см и у том слоју се поставља арматура

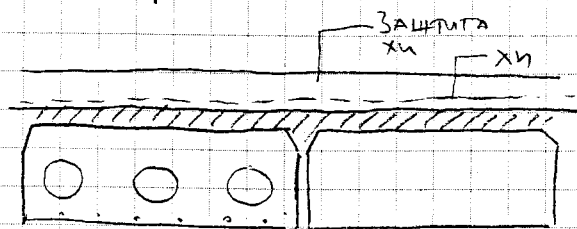


ГЛАВНИ НОСАЧ



Најчешће мрежа типа Q нпр Q133 или тако неке
таке мреже, оне се међусобно преклапају, допринос
томе да корубе представљају једну кругу кровну
раван.

ШУПЛЕ КРОВНЕ ПЛОЧЕ



Слој бетона има улогу да изработи,
преко њега се ради слој XH

За разлику од рошњата имамо још
кробну ку, али она је иста кровна
куја и има улогу да врши
дистрибуцију интерцијалних сила и
сила од ветра (силе притиска или затезања)

То се све дешава на већ постављеним ГН

ГЛАВНИ НОСАЧИ МОГУ БИТИ ПУНИ И РЕШЕТИСТИ



РЕШЕТКАСТИ ГЛАВНИ НОСАЧИ

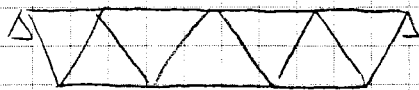
Представљају једну могућу варијанту

Употребљавају се за веће распоне, имамо мању масу бетона, оне имају и својематне

Много лакше се праве од телика.

Од бетона се праве за распоне 35-40м нема смисла од 15м да правимо решетку

Различити облици

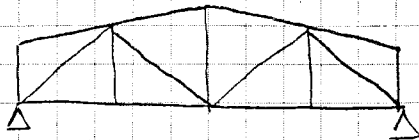


АУТОСТАБИЛНА

са паралелним појасевима :

штапови испуне су само дијагонали

али могу и у комбинацији са вертикалама



овде је тежиште изнад линије која повезује

тачке ослњања → нестабилна решетка

код оваквих решетки кровни к-ја може да се постави по горњем или по доњем појасу

Ако је на горњем имамо већу кубатуру хале, али решетка се налази у затвореном простору

Ако је на доњем појасу → мања кубатура, али она је изван кровне рабне и трпи све атмосферске утицаје па морамо да пази́мо и да негујемо решету.

Он не препоручује то решење.

Најчешће се ради решетка која има нагиб горњег појаса направљена за кров на 2 воде.

Решетка се монтира на већ постављене стубове.

Спољашње статички одређен систем, унутрашње бачне статички неодређен

Раније су се правили зглобови у свим зчворовима

→ прости штапови т. н. и су се прорачунавали секундарни моменти који настају услед деформације решетки, Таква решетка је статички вишеструко неодређена.

Уз помоћ рачунара претпоставимо круге везе између штапова што је реалније.

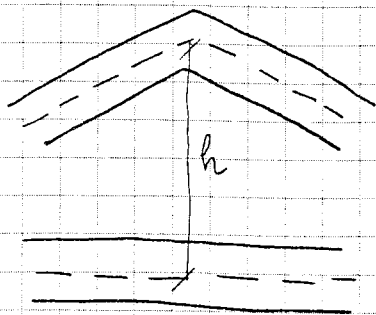
Решетка се заменити одговарајућим минјусним елементима који имају геометријске карактеристике попречних пресека штапова.

Услед правитацног оптерећења горњи појас је притиснут, а доњи је затегнут. Горњи појас се пројектује као притиснути штапови оптерећени на слојено савијање. Они су у области малог ексцентрицитета.

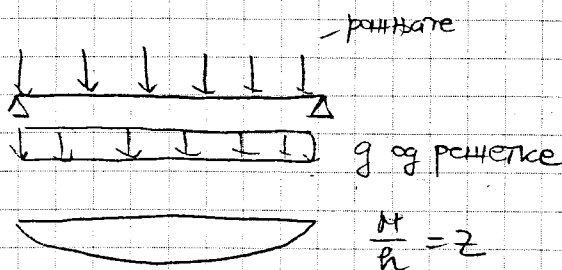
Доњи појас трпи затезање, или комент савијања. Ексцентрично затезање у области малог ексцентрицитета. Сила затезања у попречном пресеку, ипак, има скоро центрично затегнут елемент.

Епшто је у средини где имамо највећу силу затезања

$$Z = \frac{M}{h} ; h \rightarrow \text{висина решетке}$$



h - растојање измеђ осе притиснутог и затегнутог штапа



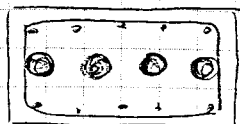
из услова равнотеже

$$N = Z$$

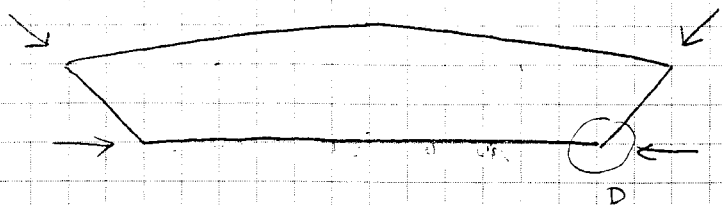


Ариатуру распоредимо као у затегнутом штапу који је оптерећен великом силом затезања. Подабљамо и тежице

Како је сила велика уводимо силе претходног напрезања T . Каблоче претходно напегнуте. Силе притиска ће да пониште силе затезања.

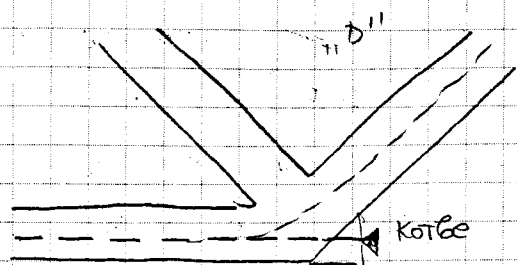


Уместо затегнутог штапа унесемо одговарајуће силе притиска



и у овој дијагонали уносимо притисак јер су и оне затегнуте

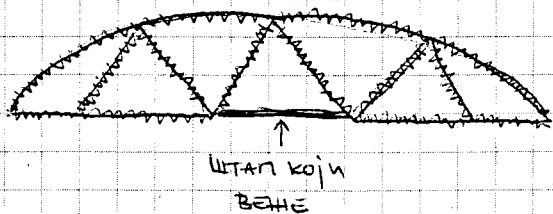
Један део каблова иде у дијагонале, други се испусти да иде у доњи појас → детаљ



Варијанта кад решетку претварамо у преднапрегнути елемент. одличне решетки 30-45 мм где су велике силе затезања

Може бити и мрежна решетка

Због транспорта решетка може да се уради из 2 дела и убади се 1 штап између у овом случају 2 штапа дела



или штап решетка од 30 м се дели на 3 дела јер није могуће одређеном је транспортовати



па се спаја ова 3 дела

Премо решетке могу да угу монтажне плоче и са горње стране слој АБ

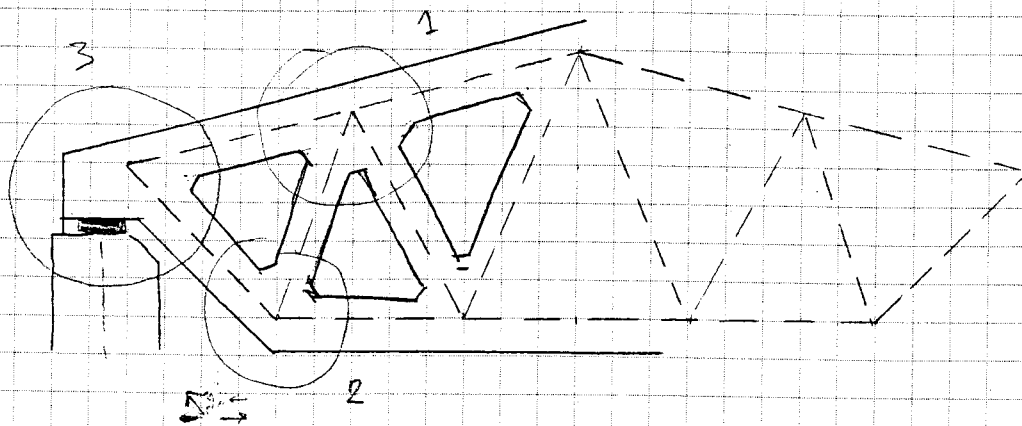
Фасада $\rightarrow$ монтажни елементи хоризонтално

Фасада се капи на АБ стубове

На једном делу се не постави и на том делу можемо да поставимо манау прозора.
Или и за врата

Решетка се прави као у земљу

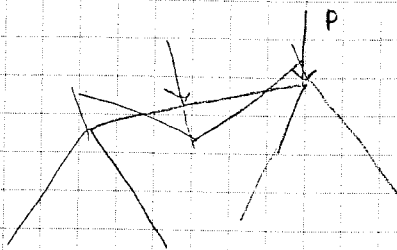
Прво узимамо осе штапова и извршимо центрирање свих штапова, осовине свих штапова, Треба да се сесу у једну тачку, То је зато да не бисмо добили поменат услед ексцентричне везе. Праве се сви задебљања око зворова слично као зворни мм, избегавају се шпигеви



Треба обилжавати ослонатим детаљ. Тамо где се сесу штапови постављено се јенниште од некакве гуме (нисам га разумела какве)

Висина решетке је од $\frac{L}{8} \div \frac{L}{10}$ кад имамо распоне од 3м висина решетке иде и до 3м.

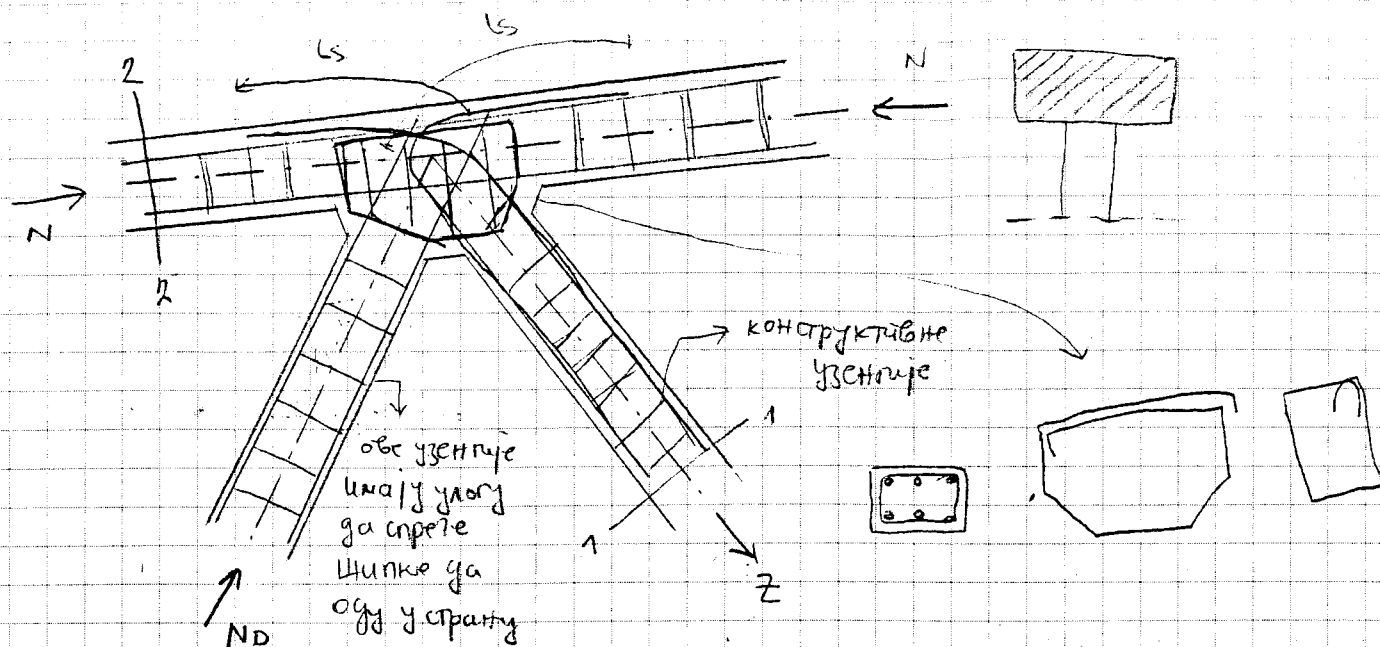
Услед кровних плоча могу се јавити значајни моменти савијања у штаповима горњег појаса. Ако се роде ронњате оне се постављају у зворове саме решетке моменти савијања биче релативно мали, али ако ронњата пада на средину штапа решетке јавиће се моменти.



Сог даље радимо детаље армирања, који се могу применити и код других силних елемената



ДЕТАЛ 1



- центрисање

- Штап горњег појаса може да буде издужен у хоризонталном смеру с обзиром да је то притиснут појас морамо спречити извртање решетке у хоризонталном правцу у вертикалном правцу немамо тај проблем јер имамо ромбове

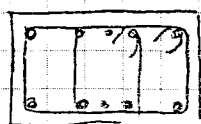
- Арматура у зateзи 1-1 може да има више арматуре. Сила зateзања у унутрашњим дијагоналама није толико велика

ту арматуру увузмемо у твор. Појас је притиснут и у том твору је добро да се савири. Арматура мора да има довољну гушћину саврења коју пошљемо од особине ципа

- код притиснуте арматуре довољно да се арматура само увде у твор

- арматура горњег појаса, то је притиснут појас

2-2



0,4%

0,4%

минимални проценат армирања

0,4% у обе зоне

укупни % 0,6-0,8%

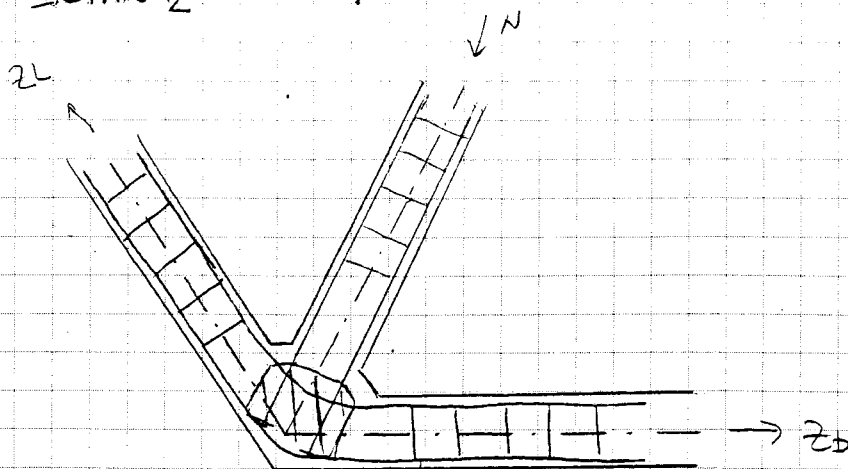
кода су велике нормалне силе по потреби се убације и унутрашња узетница

- још недостаје арматура самог твора конструктивна, треба да опшије сав твор

у твору недостаје турбулентција напона па арматура мора да да нилавост твору и да покупи преслике

вертикале су даш преке узетнице

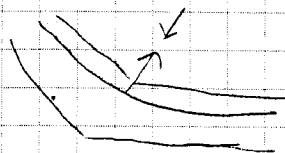
ДЕТАЛ 2



- центрирање

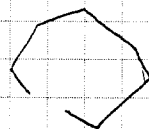
- Застежката арматура може да иде континуално, она се наставља преоплаќањем. То преоплаќање морамо или да раздвојиме нпр. по третинама. Не смеју две наставки бити на истом месту.

Дужина премлапа најмање дужина сидрења, можемо и мало да ја повеќаме 30%. Настављање може да се оствари и сугоним заваривањем, али за то нам треба добра апаратура и контрола заваривања. На тим местима треба пропустити узенгије. Што се тиче ове друге шипке (омина твора) овде можемо арматура да бугеме континуално јер ова притиснува дијагонала спретило да се та арматура испраз,



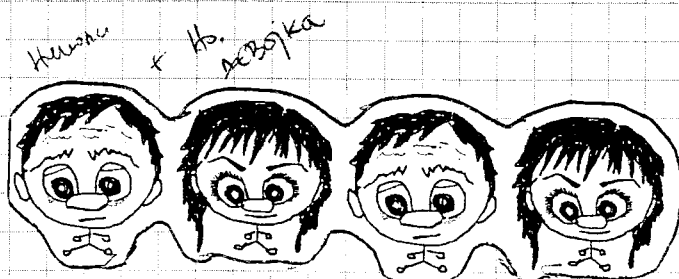
- Притиснува дијагонала → арматура притиснува цитата доволно да удејиме у поор.

- опшивање → може и та вонвон арматуром



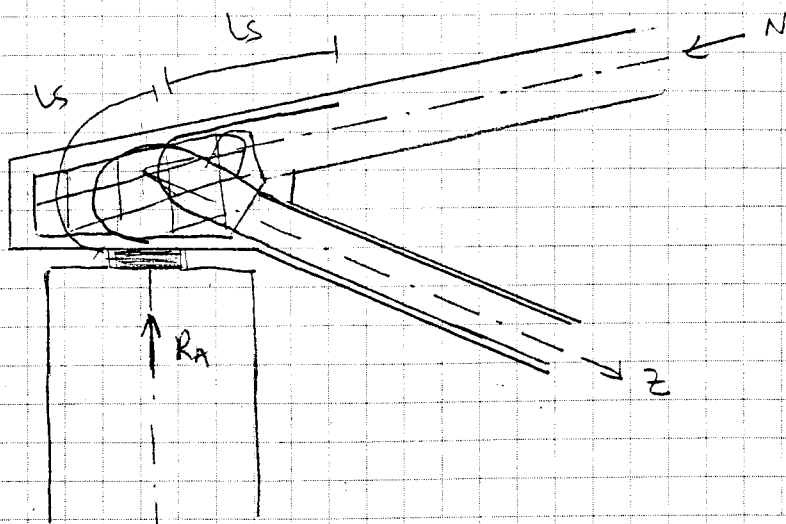
+ узенгије које обухватају опшив

Ако имаме преднапрегнута решетка мораме да унотвиме каблџе, а други да се провучу ка основцу



ДЕТАЉ 3

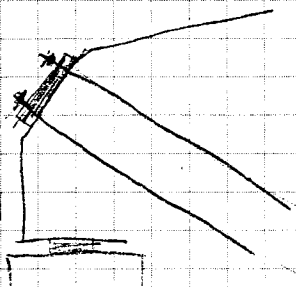
-центрисање → да бисмо имали добро ослепљење



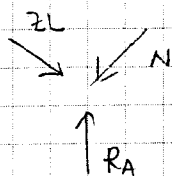
RA - је ја главниот носач
као и остале сили

Битно!!! Затегнута арматура
из дијагоналне провукте се и
добро убави у основниот
звор. Са редом куком
од самог звора па до краја
друга шипка исто тако мора
да се анкерује у обиде претпостав
зоту. Тако исто се осигурава
од зупања

Варијанта број 2: Арматура се убави и направени замешетна темпата плота



Арматура се забави или приврсти мотицама
у тој делу треба да се уредатотат



Соглет узетније

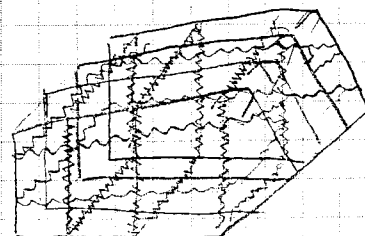
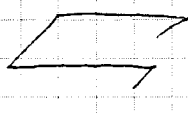
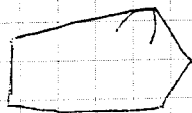
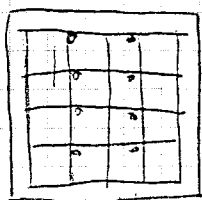
Основниот звор мора добро да се армира, да направиме просторни кабелз од фло-12
направиме полигоналну узетнију која долази на долне стране, али и нешто мисо
комода по ширини

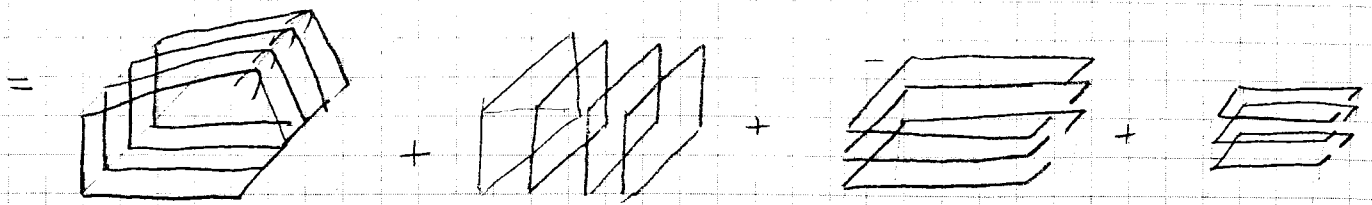
Зетим узетније које ќе примамат сплату страну, али и у средину

и уноснице со темп.

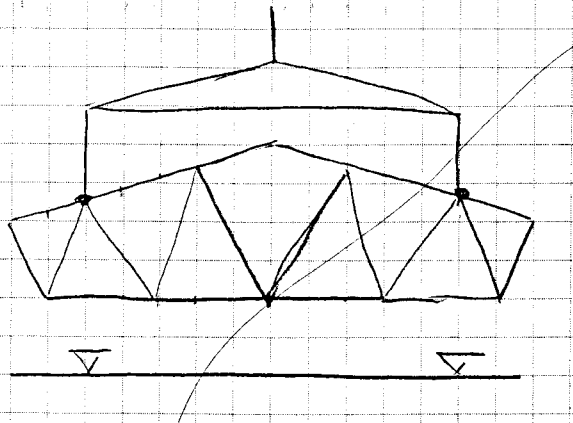
Звор мора бити добро згетнут

Поглед звора со друга страна





ПОДИЗАЊЕ РЕШЕТКЕ

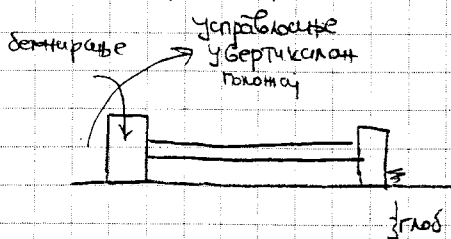


Ако је мала решетка подизање се врши помоћу једног крапа и хватамо у близини тврдога

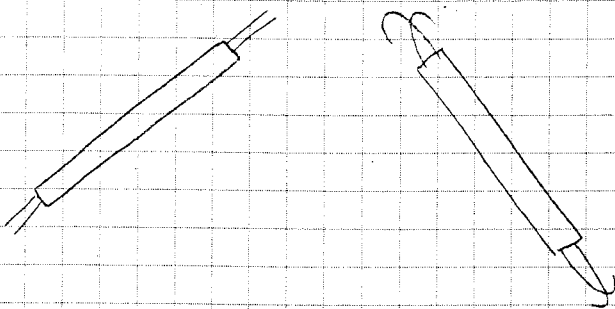
Тогда се дешава да зацепити штап може бити применити па га треба проверити на извајање, када је то ретко

Ако су 2 крапа, хватају с обе стране мора бити синхронизација крапова

Бетонирање решетке се ради у хоризонталном положају на земљи



Штапови испуне могу бити монтажни који имају бркове



Убацујемо монтажне штапове на арматуру, па бетонирање на месту остаје да отворе до потребне марке онда се ради зглоб

Оплата се ради као земљана машинским путем

22. октобар 2009.

ДВОПОЈАСНИ ГЛАВНИ НОСАЧ

Решеткасти носачи су zgodни због мале сопствене тежине

Главни носачи као двопојасни, симпан решеткастом.

Издати су штапови испуне који су били сувишни, тако смо добили још лакши носач
овим се остварује носач већег распона

Тако рађени хангар на аеродрому и београдска Арена

Горњи појас је армирано бетонска греда, доњи појас је зата

вертикале праве растојање између горњег и доњег појаса

конструктивнији од решетке и тежитих носача

Горњи појас може бити прав или

у нагибу $\rightarrow$ имамо споне, највишу тачку на средини

распона што одговара профилу к-ји са кровом на две воде.

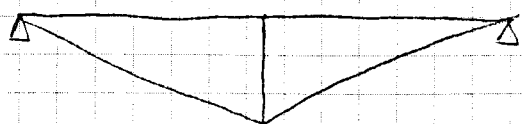
Носач који има прелом $\rightarrow$ што да се на том месту дијаграм моментата неће највише.

Вертикале се налазе обично на $L/4$ од ослонаца

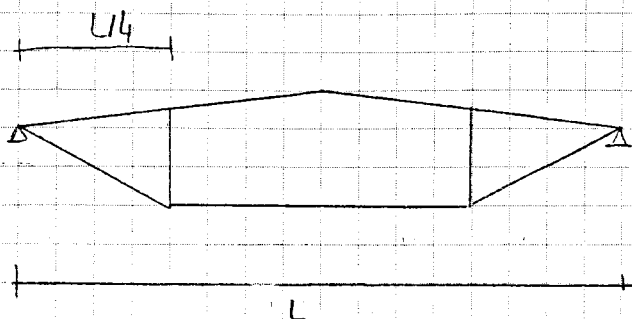
когда је хоризонталан појас вертикале на $L/3$ распону.

Кога се врши пројекат добро је да се направи анализа

Трета варијанта за мање распоне



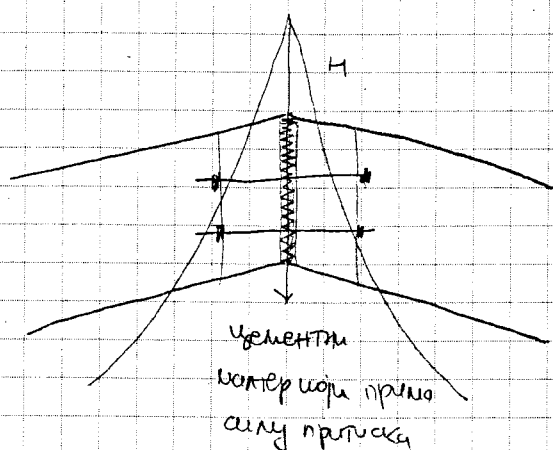
САД ЈЕ ДАТА ГЕОМЕТРИЈА ГЛАВНОГ НОСАЧА СА ПРЕЛОМ



Згоднo да се горњи појас направљи као обострана греда са 2 блиска носача. Они су претлагама спојени међусобно под опоншта и на местима где долазе релативно, па је изглед тог горњег појаса ј обично мердевина. Тиме добијемо бољу крутост појаса у хоризонталној равни.

Систем је спољашње статички одређен, унутрашње 1 пут статички неодређен. Рачунамо га као таиџог, или програмом.

Варијанте омогућавају да се горњи појас уради као монтажна к-ја, Ради се половина носача, а у четвртину с се врши спајање забортљевима

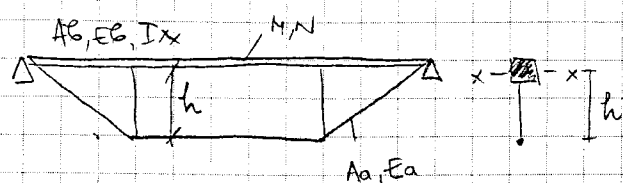


M се дели на силу затезања и притиска

ГЛАВНИ НОСАЧ

Горњи појас оптерећен тако да има велику силу притиска (примолу силу) Вели моменат обичаја него код решетке $\rightarrow$ мали ексцентрицитет или велики моменат ј неким пресецима.

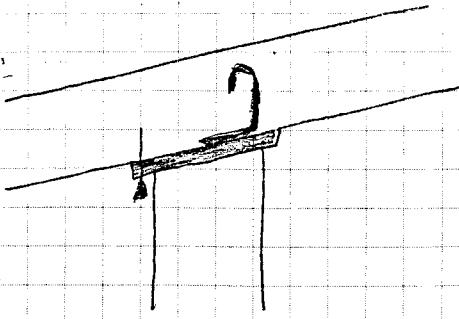
Доњи појас најтежије затега, па је она направљена од телика



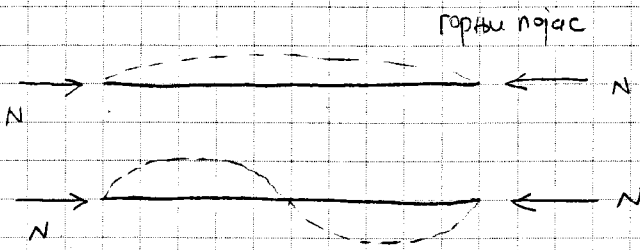
За горњи појас се збогају карактеристике бетона. Због N треба нам површина

Момент инерције затега је занемарљив због издужења затега, али битна нам је Aa и мора материјал да се збога. Вертикале обично од телика и тешко се користе чевови, лепше изгледа и згодније је свима радити. Ф 100 нпр. Она је најтежије са бетоном спречити преко велике плоче или шrafoвима или анкерима повезања са горњим појасом

$\rightarrow$ слика

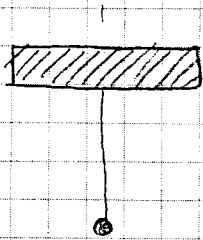


Оно што је битно ако гледамо одозго носач је оптерећен на крајевима. Затога уносим силу притиска која се јавља на крајевима носача

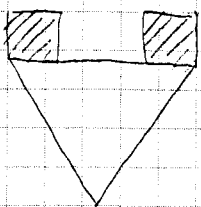
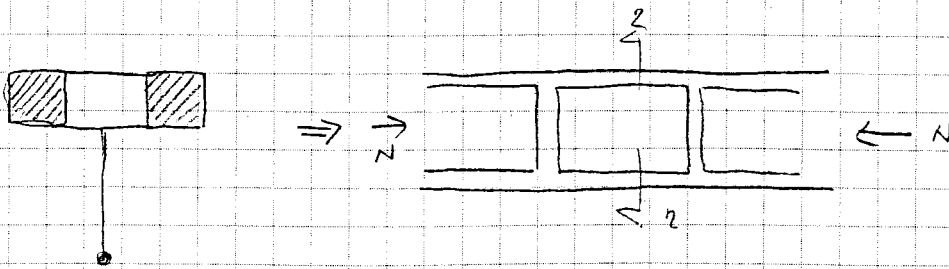


логично да је први облик извијања обрнутог

Зато је добро да горњи појас буде издужен у правцу могућег извијања, због издвајања



друга варијанта



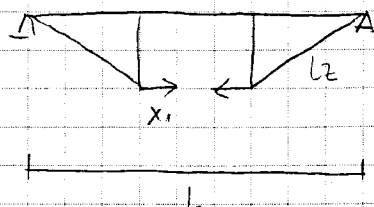
Испорисали смо положајни момент и повећали укупан момент инерције

Могућност Бр 1 вертикала да се постави у сред пресека или да вертикале не буду вертикале него 2 косица које се везују за носач. Тако се јавља хоризонтална компонента која мора да се амортизује саме пресеке

Условне I -не и померања

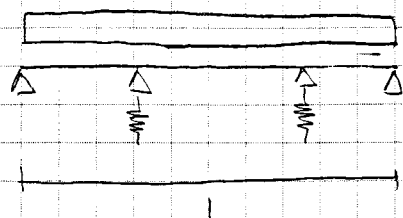
$$\delta_{ij} = \int_0^L \frac{M\bar{M}}{E_b J_b} ds + \int_0^L \frac{N\bar{N}}{E_b A_b} ds + \int_0^L \frac{z\bar{z}}{E_a A_a} ds$$

→ Велики удео померања услед затезања затеге, јула дужина затеге и материјал: велик + његов модуло



Јулај T али је затегарен

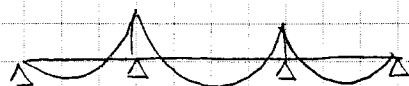
Носач можемо посматрати као греду која је подупрета на 2 места



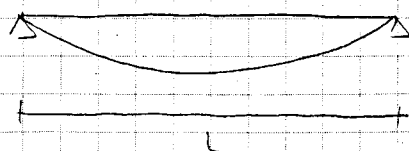
2 вертикална ослоњања која имају крутост
Њихова крутост зависи од чега?

Али стабилио затегу велике површине $\Rightarrow$ напон у арматури не бити мали $\Rightarrow E$ мале $\Rightarrow$ издужење затеге мало

Крутост не бити велика. па горњи појас можемо да посматрамо као континуалну греду.



— други гранични случај $A_a = 0 \Rightarrow K_1 = 0$ Горњи носач је проста греда дужине L



Како смо негде узимали та 2 случаја

Али поветавалимо затегу добићемо нехомогених велик и имаћемо решање момената

Најбоље затегу да направимо тако да момент у горњој = моменту у доњој зати.

Имамо исто исту арматуру са обестране,

Горњи појас се понаша као стуб ексцентрично притиснут

Процент армирања 0,8% A_b и 0,4 у обе зоне T да нам буде исто арматура

Код великих распона због великих деформација профилу би требало спровести по теорији II реда. Зато ћемо треба узети додатне моменте сабијања. Код таквих к-а требало би узети и појачање прамитна и све што оне носе.

Треба узети тежину бетона због великих N сила.

Деформација главног носача се мења тамо где имамо неке напоне због одводњавања. Требао би урадити све две контроле + температура

Код великих носача имамо NH доњи појас.

* **АВ ЗАТЕГА** је добра јер има већу крутост

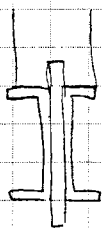
пожар $\rightarrow$ питање заштите гелика. овим смо направили η , повећали ватроотпорност гелика

Ако користимо сам гелик користимо или округло гвоњче или воланти профил

Арена $\rightarrow$ каблови у доњем појасу нису били заштићени па је пала варница на те каблове

и на крају је 1800 000 € коштао противпожарни систем

* **ЧЕЛИК** $\rightarrow$ округло „бетонски“ гелик (шпир гелик за армирање, даље да користимо мали гелик)



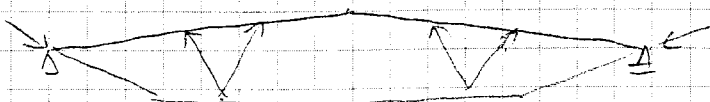
Воланти профил који се воре за вертикалним

* **КАБЛОВИ ЗА ПРЕНАПРЕЗАЊЕ** - тако су направљени хаттар на сурштину и Арена

Ми уносимо познату силу у кабл јер знамо колико смо га затегли

Истовремено уносимо и познату силу притиска

Од нивоа пренапрезања зависи слика пресецања сила и деформација



У првој фази систем је статички одређен. Морало бити опрезно јер не знамо ни велику силу уједи.

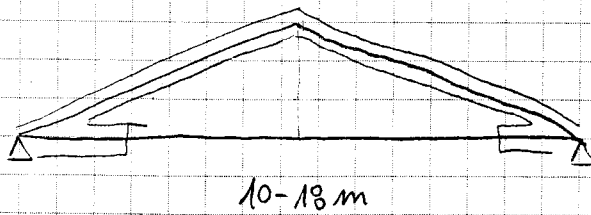
Како и шог решетке затега мора бити добро јасурена у основним твор

Добро сдржање арматуре затеге!

Нашин израде

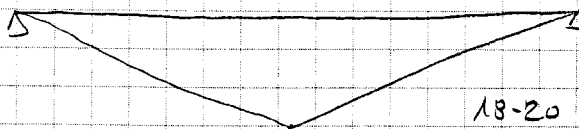
до 35 м се раде у хоризонталном положају на градилишту
као шог решетке монтаж на помоту крањова

Носачи са темном затегом

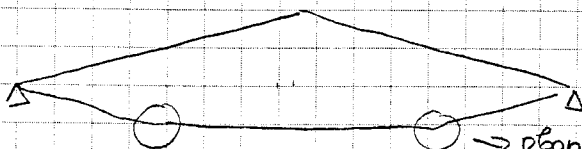
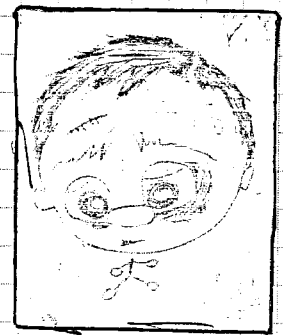


Ни су му ни потребне вертикале

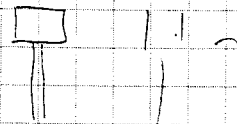
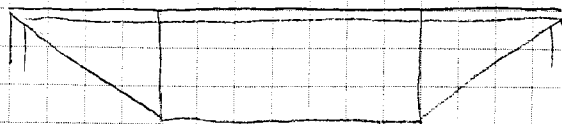
или обрнут систем



гале



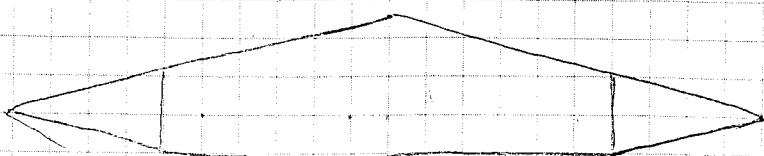
→ зворти мт затега землја



или кров на једну воду сау ту има нека слика са слайдова

или монтажни појас

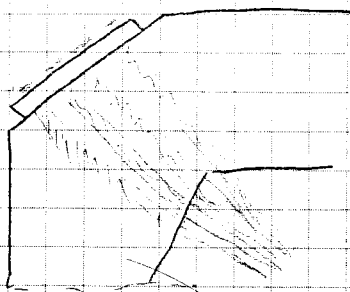
затего може бити 8 PΦ22



30 m

АНКЕРОВАЊЕ

тип због слика



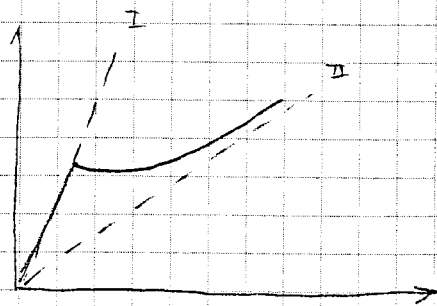
9,5 t ТЕНАК
ПНБ 13 t

Осноначи детаљи бити под монтажних чвстојења
зелица вертикала и зелица плота
Вертикала има керинга јер је прилику

ЕФЕКТИВНА КРУТОСТ ЗАТЕГЕ $(E A)_{ef}$

У АВ затегама се јављају прслине, требало би их узети у обзир.

Када је сила затезања испод силе при којој се јављају прслине F_{cr} Тада је фаза I
без прслина. Понашање затеге по правој линији.



Јако се прслина, прслине се налазе на растојању l_p .

У арматури на месту прслине целокупну силу
прили само арматура. Између 2 прслине силу затезања
прили и бетон па напон у арматури пада

Ми целој затегу посматрамо са средњом
вредношћу напона.

На месту прслине имамо пог крутошћу јер
ту уместо само зелика, то је криво

Повећавајући силу затезања криво се
асимптотски приближава фази II

$A_{eff} =$ (неки тако израз) овај израз узима

У обзир узетице праве I и праве II на 3 степен

Интересује нас крутошћу затеге на уздуичне
аксијална крутошћу затеге. $(E A)_{ef}$

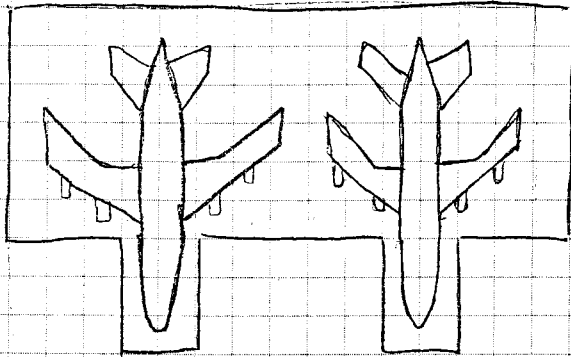
Када се ради пројектун треба узети реалну крутошћу затеге узимајући у обзир раз детаља

23) између уздуичних прслина

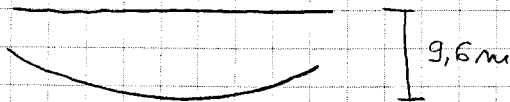
ХАНГАР

у суршину к-ја 135,8 м x 70 м

има носеве неке напрег да у њих стави каблови



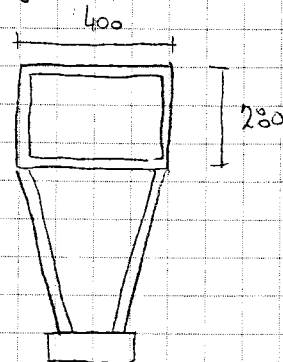
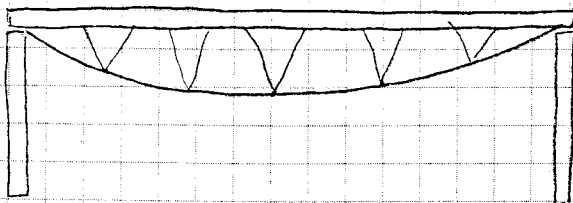
3 главна носача → споља се виде. Горњи појас је сандукаст пресек, затега као парабола са дистанцерима. Ти носачи су изградни кровне рабне!!



А висина целог објекта 36 м

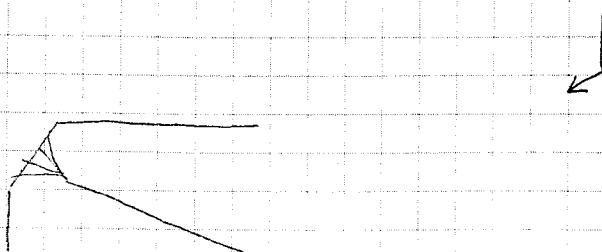
О те три греде је окачен цео кров → држе цео крову к-ју

ГЛАВНИ НОСАЧ



9 x 33 кабла $\phi 15,2$ за преднапрезање

На месту где се каблови укрштају са V вертикалама постоје токови. Каблови се у ослоначком пресеку распоређују да би се уклонили

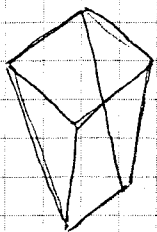


специфичност

Горњи појас урађен на 10 м од земље. Сकेле су држане оплату за изградњу главног носача.

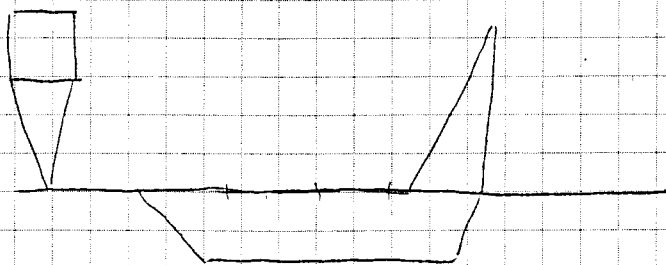
На 10 м да би могло да се изврши ПНБ

Губитне вештачке и помоћу хидрауличких преса дигнуто на 36 м



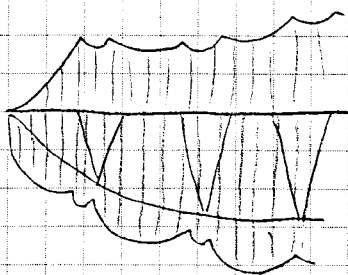
косе ноге

из главног носача иду решетке које држе греду. На греду се постављају секундарни носачи 15-20 м распона преко њих ронџаре



Правна слика на снајдовима

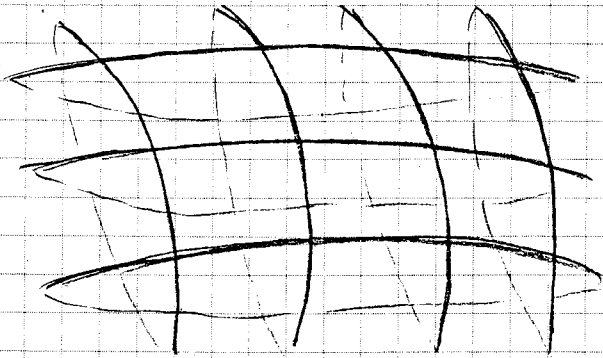
Интересантни моменти сабијања. Негативни у тренутку напорења силе преднапрезања када је подигнут, и слатну се елементи онда тај дијаграм прелазио у + момент



За главни носач направљен је дијаграм интеракције

БЕОГРАДСКА АРЕНА

Факултет је радио само крову К-У, остатак у Напред-у и Енергопроекту
ГН у 2 правца, напруга у рашти Грета и рашти Јотса у 1 и 2 правцу



У основи 4 у правцу катет и 3 у

Правцу дугинег распона

Носачи се ослањају на стубове

К-ја кров се изводио близу земље

Осела рађена на кањој висити

После преднапрезања лифтовати

Носачи на 26 м

Дизање вршила војна фирма, равномерно преко рачунара

Секундарни носачи преко главних

Ротације и сендвич лим

Јотса се шмицлаје.



29. октобар 2009

ПРОРАЧУН ВУТКИХ ЕЛЕМЕНАТА ПРЕМА ГРАНИЧНОЈ НОСИВОСТИ

Употребом квалитетног бетона можемо довести попречне пресеке на малих димензија, али онда се јавља проблем губита, додијамо врло витке елементе.

Уод сабацих елемената проблем да одржимо вредност губита у толерантним границама. Уод притиснутих елемената долази до проблема избијања и до проблема губита стабилности.

Лом може бити по

- материјалу
- губитак стабилности, не дође до лома него елемент изгуби своју f_u

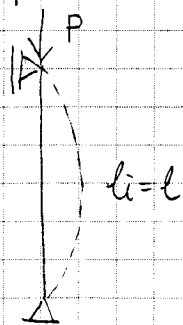
Степен виткости преко $\lambda = \frac{l_i}{i_b} \rightarrow$ дужина избијања
 $\rightarrow$ помупрежних интеракције у прелазу у ломе долази до избијања

$$i_b = \sqrt{\frac{I_b}{A_b}}$$

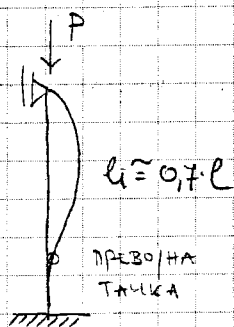
Обично се ради са димензијама бетона, мада може и арматура да се узме у прорачун

Пре 200 година Ојлер успоставио вредност за критичну силу

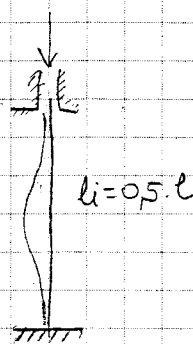
4 ојлерова случаја



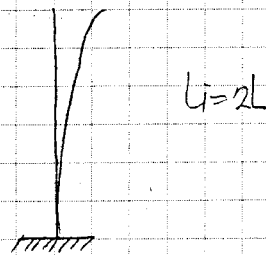
$K=1$



$K=0.7$

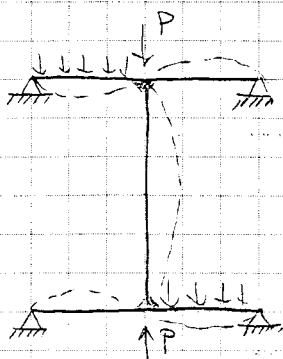


$K=0.5$



$K=2$

У реалним K -јама немамо тако прецизно дефинисане граничне услове. Нпр. имамо стуб који је круто везан са осталим деловима K -је.



оптерећење нпр само с једне стране

деформација пресе доводи до и стуб има једнако теку деформацију

деформација стуба везана за деформацију пресе

$$\frac{l}{2} \leq l_i \leq l$$

$$0.5 \leq K \leq 1$$

l - дужина стуба

То је сад одступање од два 4 случаја (основна)

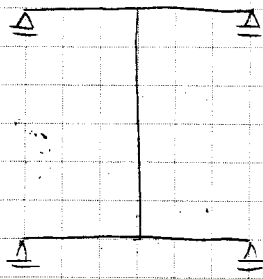
У овом случају непомерљиви ослонци $\rightarrow$ систем је непомерљив

Компликује се кад су греде померљиве у хоризонталном правцу

У том случају:

$$l \leq l_i \leq \infty$$

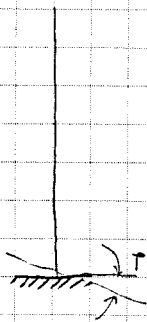
$$1 \leq k \leq \infty$$



И код хоризонталог стуба код кога такође може да протрчи одређена обртања $\rightarrow$ померања неће бити $2L$ него веће

$$2L < l < \infty$$

$$2 < k < \infty$$



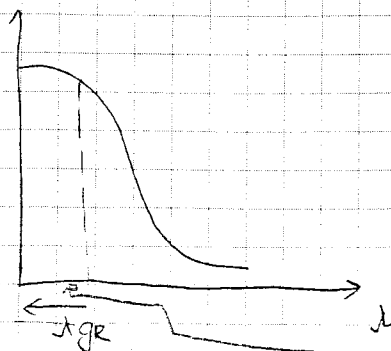
Постоје монографи у литератури у њим придржаницима из којих можемо одредити димензију изгибања у зависности од димензија прикључних елемената

$\psi = 0 \rightarrow \infty$ крута ригла
 $\psi = \infty \rightarrow$ зглобна веза } то су 2 екстремна случаја

ψ - ф-ја помената интеријере и $\in$ али $\in$ је исто за све штапове

На такав начин прецизније одређујемо димензију изгибања одредимо ψ_a и ψ_b и линеарно спојимо и добијемо k

За центрично оптерећен стуб нађемо везу P и L P - сила која стуб
 L - висиност



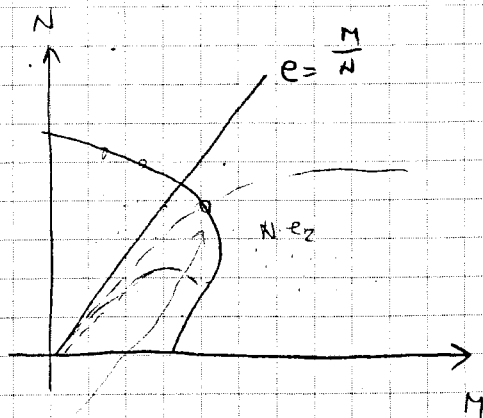
Постоји одређена гранична висиност $L_{кр}$ до које сматрамо да су стубови кратки тј. зделисти.

За њих је конст сила ломна, није битно колико је L

$P_u = A_B \cdot f_B + A_n \cdot \sigma_n$ - гранична сила ванги за све стубове у овом подручју

Према те границе узимамо у обзир ватност

То је било за центрични, а за N и M



комбинација N и M стуб код кога није

дошло до лона (по материјалу)

ако је та кривој, комбинација која даје
момента.

Све криве су рачунате тако да се није водило рачуна о ватности

Здепаст стуб: првобитно праву линију

$e = \frac{M}{N}$ и при неком e доћи ће до лона стуба

Код ватног стуба ова линија није права



e_1 - значи да је питању теорија I реда

$M = N \cdot e_1$ доћи ће до деформације савог стуба

Ексцентрицитет се повећава за одређену вредност

e_2 - последица повећане деформације стуба која је

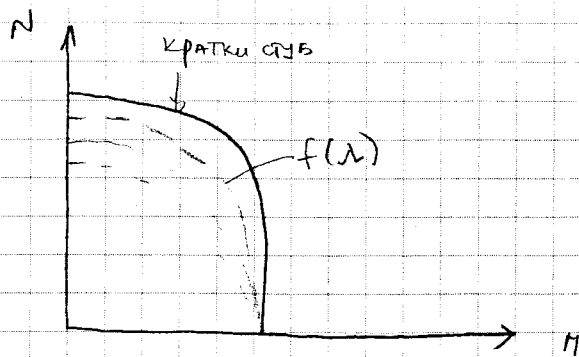
Последица ексцентрицитета нормалне силе

Њ једном трајатим долази до лона стуба који код добијеног пресека, тако да све
криве линије

$N_2 < N_1$ за исти стуб који је здепаст (кратак)

Може да се јеси да криви не ситне до критичне вредности него пресека са
кривом интеракције ШТНР да је лон постао услед изубице велике ватности

Постоје дијаграмни интеракција који се смањују у ф-ји ватности



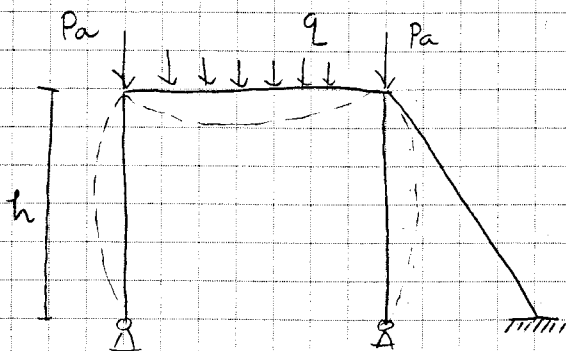
Сада све криве имају нитне вредности

Зашто се сударају у истој тачки?

Јер је то тачка истог сабијања

стуб је тада према и нема силу притиска

РАЗЛИКА ПОМЕРЛИВИХ И НЕПОМЕРЛИВИХ СИСТЕМА



Врх рама спојно тако да ослонац буде потпуно непокретан

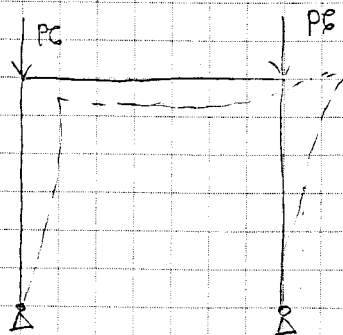
За оптерећење P имамо само центрично притисање стуба

Имамо дисло к у зависности од крутости ригле

Сада имамо оптерећење q које ће узроковати деформацију ригле која је крута везана за стуб, па ће доћи и до деформације стуба

$$0,5 \leq K \leq 1$$

Када имамо до γ



Померљив рам оптерећен силама Pb, може доћи до деформације потакобо ако има хоризонтално оптерећење

$K > 1$ и овде је $Pb \ll Pq$ спошио би се за штога мање силе него у првом случају

Прописи:

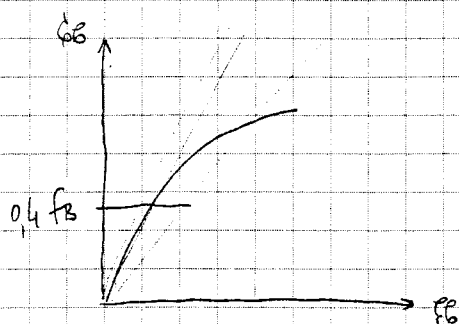
Овај додаток називају утицаји II реда узимамо у обзир деформацију система од деловања оптерећења

ЕС2 ово зове прорачун витких ел. према гр. носивости

η - ефективна дужина изгибања $\rightarrow$ стварна дужина на којој се узима у обзир деформисана линија стуба

Овај пропис каже да деформације морају да се формирају тако да мора да се узме у обзир појава промина која омекшава сам стуб и мора да се узме у обзир течње бетона и материјална нелинеарност јер када црпнут материјали

и још утицаји II реда могу да се занемаре када су мањи од 10% од одговарајућих утицаја по теорији I реда



- Наши прописи (БПС '87)

Глава 103 - 109 $\rightarrow$ дефинисани витки елементи

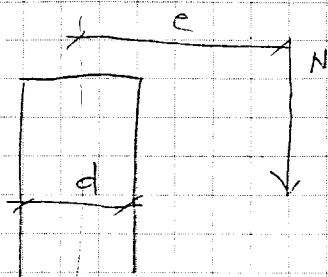
АНАЛИЗА НОСИВОСТИ АБ СИСТЕМА СРОВОДИ СЕ КДА СЕ УСЛОВИ РАВНОТЕЖЕ СПОЉАШЊИХ И УНУТРАШЊИХ СИЛА УСПОСТАВЉАЈУ НА ДЕФОРМИСАНОМ СИСТЕМУ УКЉУЧУЈУЋИ МАТЕРИЈАЛНУ НЕЛИНЕАРНОСТ И ТЕЧЊЕ БЕТОНА

Допуштао да се занемари ситуације

105 - дефинише када се не врши прорачун када се не узима у обзир теорија II реда

Када је а) $\lambda \leq 25$ - зградаци стубови

б) $\lambda \leq 75; e/d > 3,5$

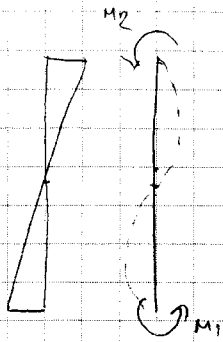


d - димензија стуба у правцу изгибања

e - ексцентриситет нормалне силе

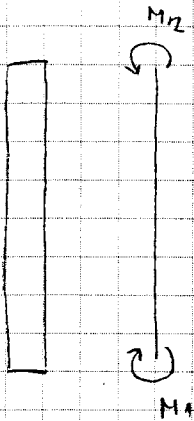
Штап симо је велики ексцентриситет доминантни у моменти сагибања

c) $\lambda > 75$ ako je $e/d \geq 3,5 \frac{\lambda}{75} \rightarrow$ тешки ка штом сабијању



d) $\lambda \leq 50 - 25 \frac{M_1}{M_2}$

када моменти имају обавно дејство можемо ставити λ



Неповољније него прва ситуација јер се пресек где је повеличање деформације послала са тих мом сабијања по теорији I реда

$25 \leq \lambda \leq 75$ - умерено битки стубови допуштен приближни поступак
Прорачуна по теорији II реда

Течење бетона тада може да се занемари у следетим случајевима

- a) $\lambda \leq 50$
 - b) $\frac{e}{d} \geq 2$ - велики ексцентрицитет
 - c) $N_g \leq 0,2 N_q \rightarrow$ укупна нормална сила
- ↓
течење само под дејством
својим оптерећења

$75 < \lambda \leq 140$ - изричито битки стубови мора да се примени неки од тајних поступак прорачуна по теорији II реда (прорачун деформација)

$\lambda > 140 \rightarrow$ није дозвољено

$\lambda \leq 200 \rightarrow$ у фази монтаже се дозвољава и може да се занемари тежење II. нема га јер је то рани фаза

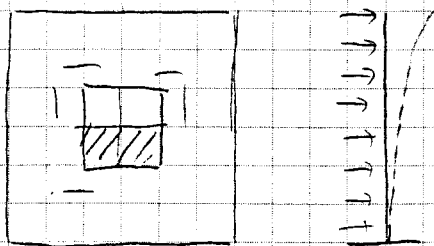
а) непомерљиви

б) померљиви системи

- непомерљив $\rightarrow$ под зграда имало мртвска језгри - АБ круте елементе (степеншта)

АБ зидови који контролишу деформацију

Преузимају на себе 80-90% од сеизмичког оптерећења. Тада кажемо да су ти системи непомерљиви системи, АЛИ они морају посебно да се рачунају јер њих нема ко да придржи, они се рачунају као **КОМЗОЛНИ ЕЛЕМЕНТИ**



у ЕС2 постоји дефиниција када систем можемо да посматрамо као непомерљив, али морамо сами да проценимо

а) непомерљив: стуб се издваја из к-је, ради се анализа на једном издвојеном стубу

у ЕС такође поступак се звао **МОДЕЛ СТУБ**, а данас се тај поступак зове

МЕТОДА НОМИНАЛНЕ КРИВИНЕ

издвајамо хоризонтални стуб и посматрамо деформацију

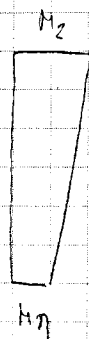
Та деформација има следеће елементе:

e_0 - постоје услед имперфекције при издвајању

$$e_0 = \frac{L_1}{300} \begin{cases} \geq 2 \text{ cm} \\ \leq 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e_1 - ексцентрицитет по теорији I реда

$$e_1 = \frac{M}{N}$$



$$|M_2| \geq |M_1|$$

$$e_1 = \frac{0,65 \cdot M_2 + 0,35 \cdot M_1}{N}$$

али је центрично притиснут $e_1 = 0$

$e_r \rightarrow$ утицај тежине бетона на повећање деформације

$$e_r = (e_{ig} + e_o) \cdot \left(e^{\frac{dE}{1-dE} \cdot r} - 1 \right)$$

↓
по користи Γ рда
од фактор

max $\bar{v}_r$ у средњој трећини дужине изгибања

$$dE = \frac{N_g}{NE} \rightarrow \text{нормална сила од сталног оптерећења}$$

$$NE \rightarrow \text{EULER-ова критична сила}$$

$$NE = EB \cdot I_g \cdot \frac{\pi^2}{L^2}$$

Преузето од дин. теорије

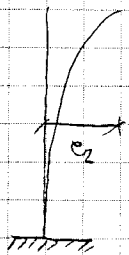
$e_2 \rightarrow$ повећање ексцентрицитета услед дејства нормалне силе

e_2 може да се израчуна тако што ће се облик деформисане линије стуба бити синусни полуталас, па се e_2 израчуна као

$$e_2 = q_2 \cdot \bar{v}_o \cdot L^2$$

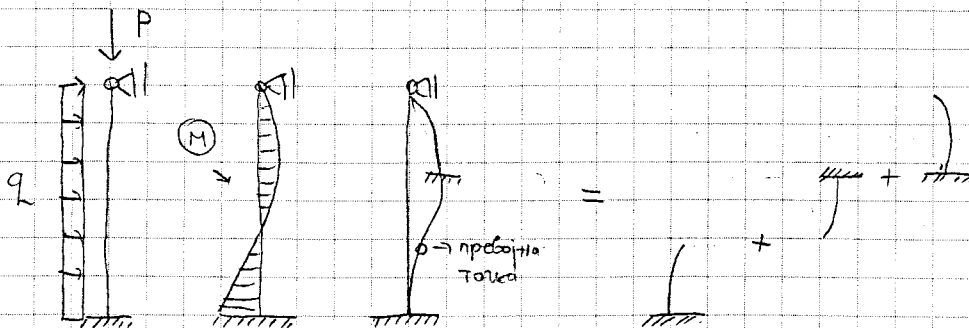
L - дужина стуба

$\bar{v}_o$ - кривина на месту укљештења



или e_2 као померање врха стуба помоћу Морове аналогije где у обзир можемо узети утицај преслица и применити неки итеративни поступак

$$e_2 = \int \bar{M}(x) \frac{M_x}{EB \cdot I_g} dx$$



раздвојити смо на 2

штапа у превојној тачки
па горњи штап опет на 2

(q нпр од ветра)

Тражилимо где је највеће повећање момента сакупљања, не мора да знамо да ће то бити у првом штапу

На придмичали напони $\uparrow$

На шонспруиторски напони $\rightarrow$ стуб се направи у облику решетке и унутар делова има повећање попречног пресека (слика)

5. НОВЕМБАР 2009.

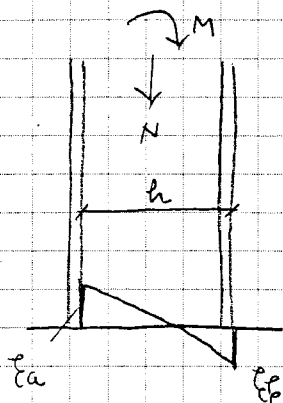
За непомерљив систем можемо да користимо "модел стуб"

код замењивања стуба имперфекција при изгибању $\rightarrow$ то год понавља
коэффициент течења треба да проценимо за одређену локализацију

ϵ_2 - услед деформације самог стуба

$$\epsilon = \epsilon_0 + \epsilon_1 + \epsilon_r + \epsilon_2$$

$$\eta_0 - \text{кривина у укљештењу} = \frac{\epsilon_b + \epsilon_a}{h} = \eta_0$$



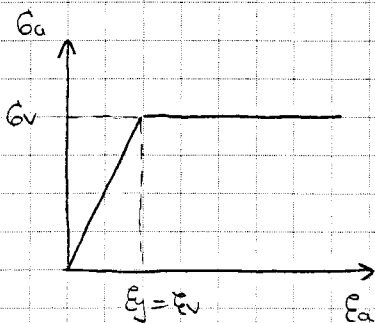
Ако знамо положај неутралне линије можемо и другачије
да је израчунамо

$$\eta = \frac{\epsilon_b}{x} \text{ или } \eta = \frac{\epsilon_a}{h-x} \text{ ако знамо } \epsilon_a$$

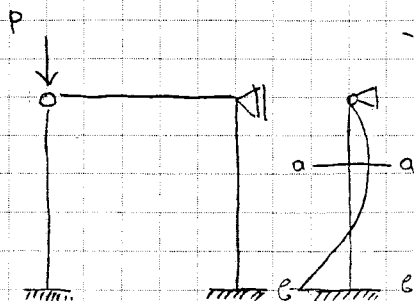
$$\epsilon_{C2} \Rightarrow \eta_0 = \frac{\epsilon_y}{0,45 \cdot h} = \frac{1}{\tau_0}$$

↓
СТАТ ВИСИНА?

ϵ_y - дилатација при достизању границе течења $\epsilon_y = \frac{\sigma_y}{E_a}$



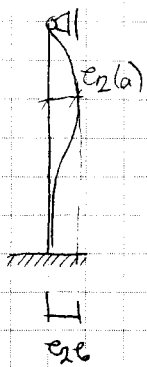
непомерљив систем може бити и рам



- због овог ослоница ово је статички непомерљив рам

P+неки ветар даје момент савијања
опет највећи ексцентрицитет на месту
a или b

- деформација штапа



опет декомпоујемо на 3 стуба

деформација оваког стуба се по да је симетрична фја
стуб се деформише по симетриј фји

$$e_2 = 0,4 \cdot \delta \cdot L^2; \quad L - \text{висина конзолног стуба}$$

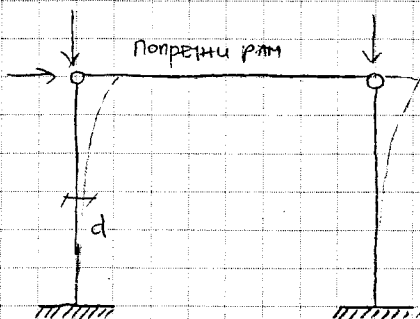
$$\delta = \frac{1}{r_0} = \frac{\epsilon_y}{0,45 h}$$

ако хоћемо Титије користимо нумеричку интеграцију

$$e_2 = \int_0^L \bar{M}(x) \frac{M_x}{E I_x} dx$$

ПОМЕРЉИВИ СИСТЕМИ

Типичан померљив систем је наш попречни рам

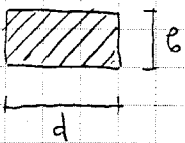


Какав год да је главни носач. Ниш не придржава
тај попречни рам

Рам ће имати такву деформацију као да оба
стубови представљају конзолне стубове

$$l = 2L$$

То је тако ако немамо још одржање темеља, онда l може бити још више

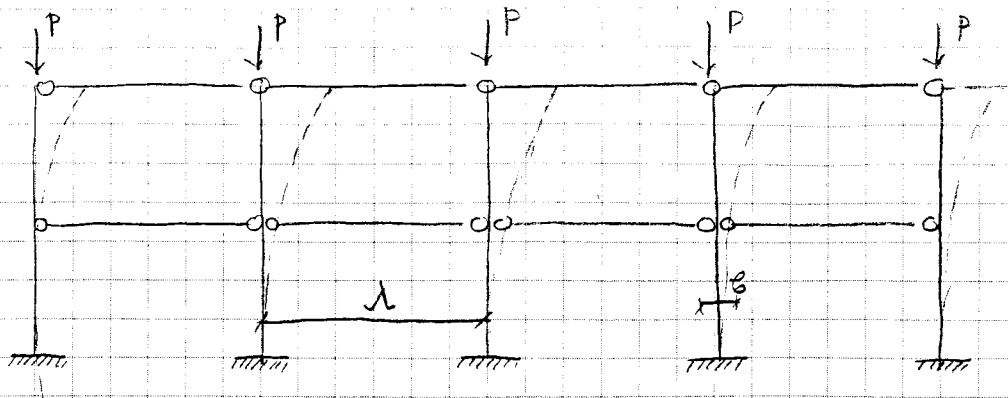


Хоризонтално оптерећење примењујемо на 2 стуба

Ра издужење мора бити у правцу померања

Подужни рам хале сличан њом само што је већи број стубова, највише су
и они укљештени. Највише је монтажна греда која повезује стубове зглобно
везана са стубовима и међугреде су зглобно везане

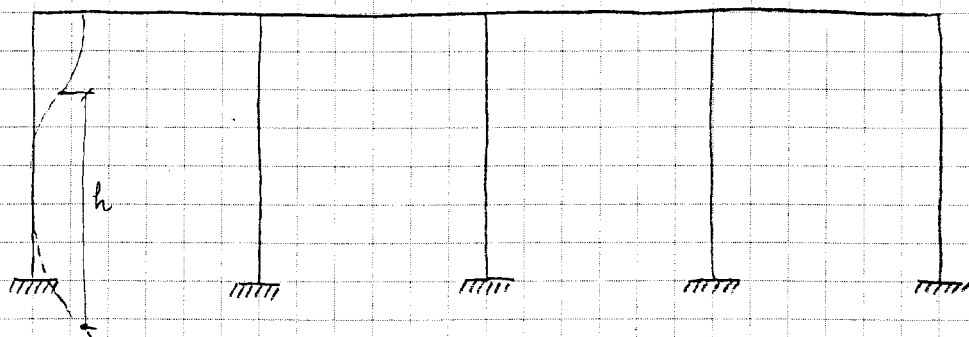




Сигна деформација као да је стуб конзолни, све међугреде не знамо много јер су зглобно везане.

Само што овде ту исту силу прима велики број стубова, зато можемо да окренемо мању димензију стуба.

Другачије би било кад би стубови били круто везани са гредама, у том случају деформација би била другачија.



$l_i = h$ - што зависи од односа крутости ригле и стуба

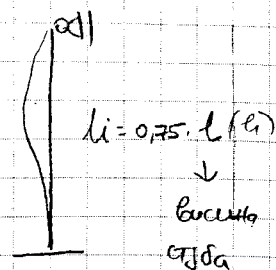
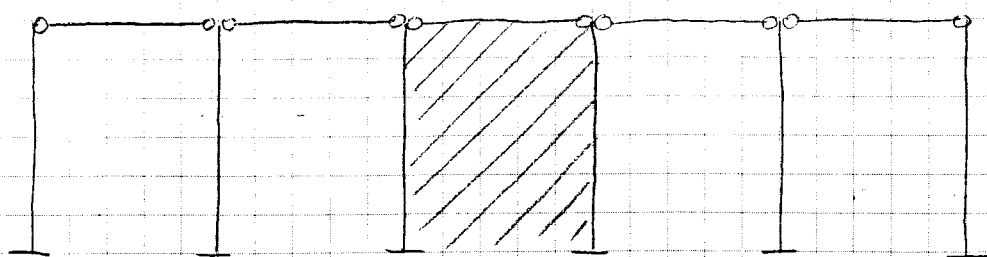
$l_i \geq h$ h - од превојне до превојне тачке

али су још и ове преке круто везане имају бисмо још мању димензију извртања

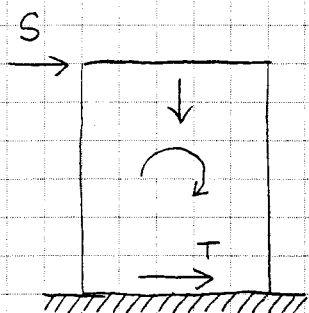
Али крута веза стуба и греде је проблематична за извођење, ради се нека међуваријанта.

Померљив систем претварамо у непомерљив систем, а то радимо тако што

убацимо АВ зид који представља крути елемент па прелазимо на непомерљив са померљивог



Преко горње ригле смо све главе стубова повезали са крутим елементом, проблем је тај што ће зид да прихвати целу силу јер је врло крут

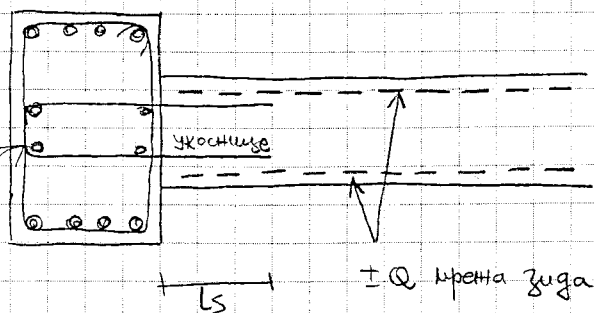
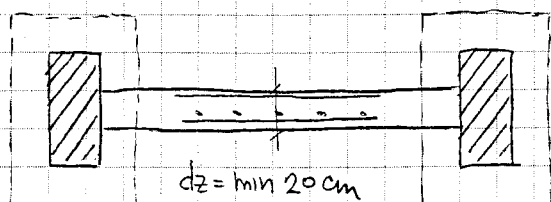


$$M = S \cdot h$$

N може бити релативно мала. Питање преноса момента на тло са одређеним телима. Зато се зид повезује са суседним стубовима (монтанни стубови)

Користи се тешко направљен за та 2 стуба, али треба повећати га. Зид се армира да има хоризонталну и вертикалну арматуру. Због издвајања ради се мин 20 см дебљине,

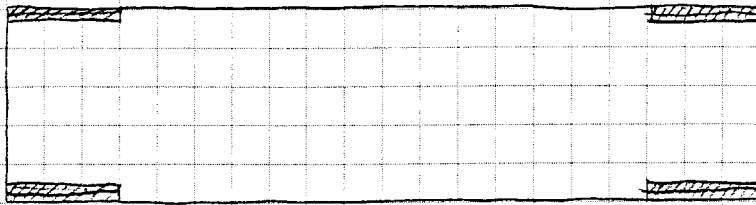
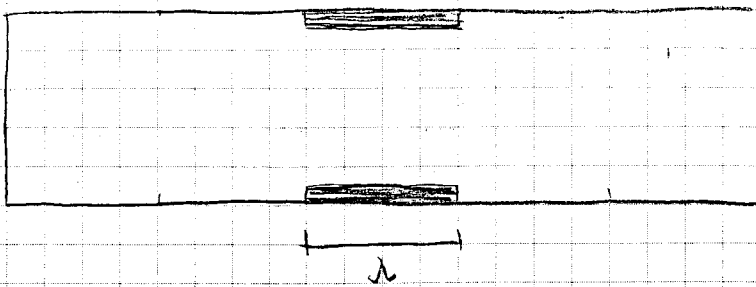
Битно да зид са арматуром буде повезан са стубовима



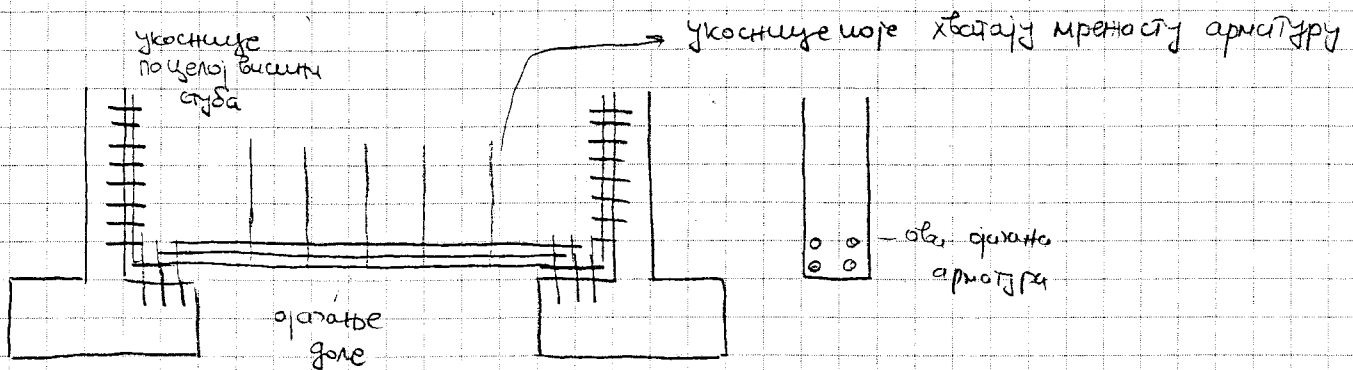
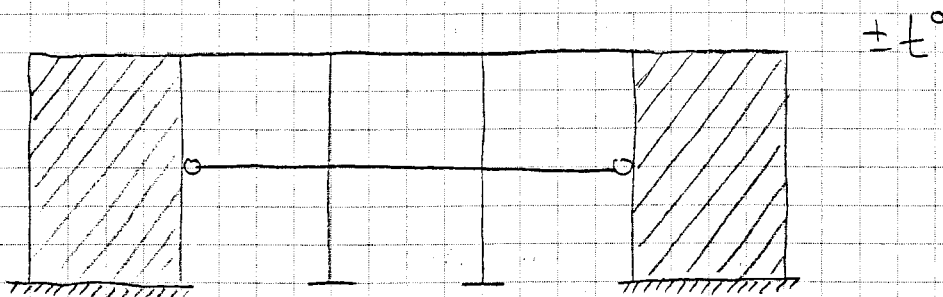
- монтанни стуб из кога буре пејџи
- поставља се општа и бетонира се зид

имате и ову арматуру која је потребна да понесе $S \cdot h$

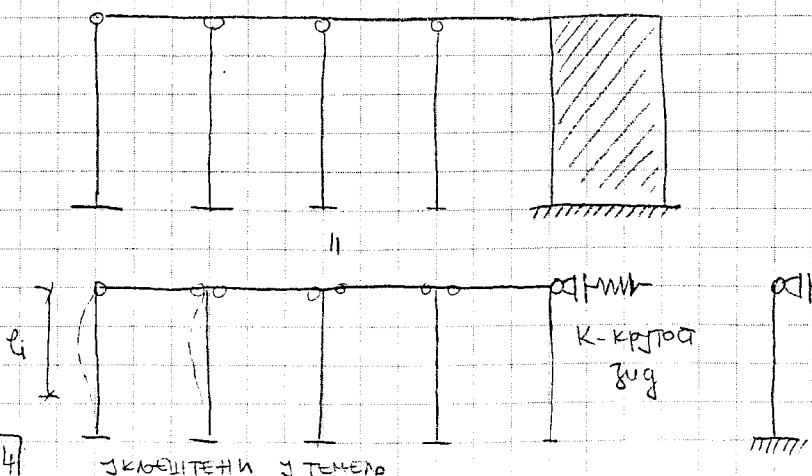
Аз зид се највише ставља у средину хале →



На крајевима трава избежавати због утицаја температуре
Проблем негативне и позитивне армијуре



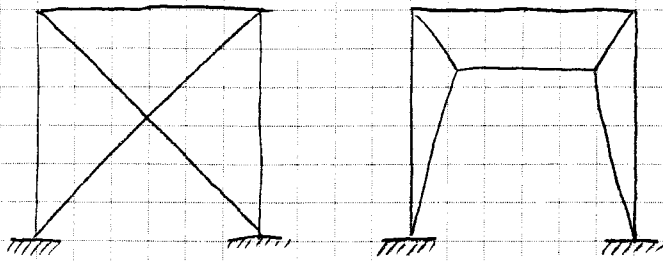
Из темеља важи армијура за везу са зидом
Зид иде 90° темеља



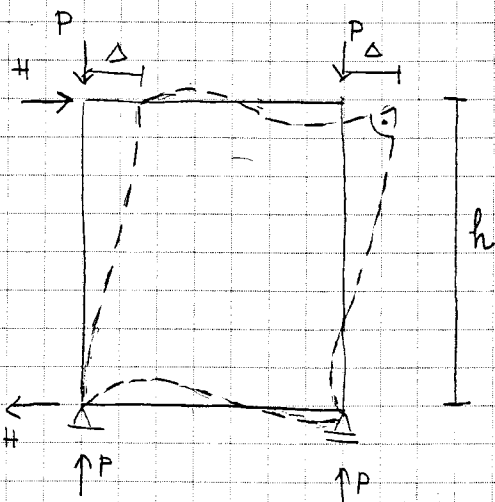
ли је уопште стубове
дои стубове су непомерљиви

Укрупњење или као код геличних хала може да се уради гелични спрег који ће бити крући поље способно да прихвати хоризонталне утицаје

Не може притисак због велике гужине, али може затезање



ПРИБЛИЖНА АНАЛИЗА ПОМЕРЉИВИХ РАМОВА



P је оптерећења P и P

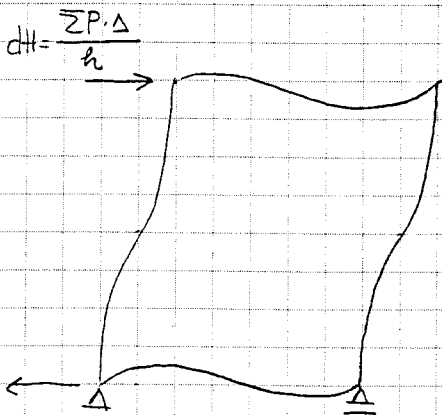
хоризонтално померање Δ је сразмерно са
обим оптерећења по теорији првог реда

$$dH = \frac{\sum P \cdot \Delta}{h}$$

Та додатна сила јавља се у деформисаном систему као сила која делује у хоризонталном правцу поред спољашње силе H

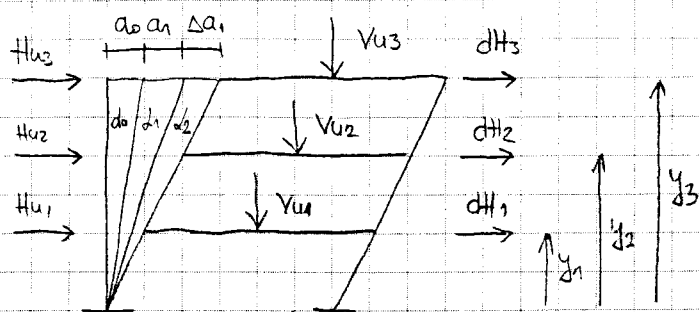
То значи да утицаји II реда могу да се уведу у прорачун увођењем додатних сила који су последица деформације померљивих система

користи се у ЕСД - а користило се у ДИИ-у.



$$dH = \frac{\sum P \cdot \Delta}{h}$$

ПРИБЛИЖАН МЕТОД ЗА ПРОРАЧУН



δ_0 - одступање вертикале

$$\tan \delta_0 = \frac{1}{150} - \frac{1}{200}$$

Рамовска к-та у овом случају на 3 спрата

H_i - гранично оптерећење од ветра или сеизмике

Од тог оптерећења померања врха рамовске к-е a_1 по теорији I реда

Δa_1 - померање услед деформације шатма при деловању хоризонталног и вертикалног граничног оптерећења

Полази се од ПП да ће спратна померања бити линеарна

За хоризонтално и вертикално оптерећење за a_1 и $\Delta a_1 \rightarrow$ теорија II реда

y_1, y_2, y_3 - координата сваког спрата

У прорачуна уводимо хоризонталне фиктивне силе за сваку етапу које настају услед деловања вертикалног оптерећења на деформацију сваког спрата

Како да се сачунају?

$\alpha_2 \rightarrow$ додатак по теорији II реда

$$\alpha_{II} - \text{УКУПАН НАГИБ} \quad \alpha_{II} = \alpha_0 + \frac{a_1}{H} + \frac{\Delta a_1}{H}$$

Укупна спратна модификована сила:

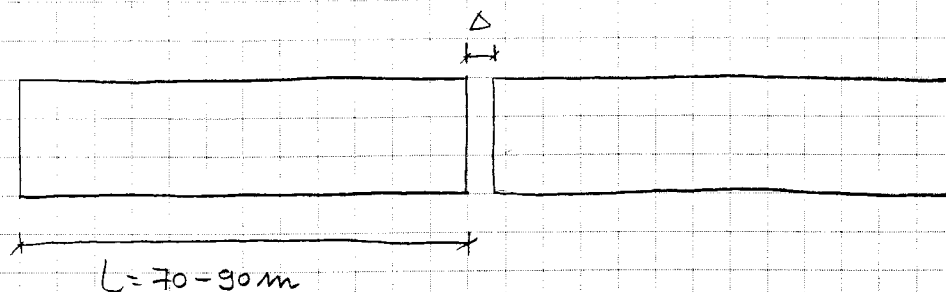
$$H_{i,m} = H_{i,i} + dH_i = H_{i,i} + \alpha_{II} \cdot V_{i,i}$$

$\downarrow$
фиктивне хоризонталне силе = Укупан нагиб $\times$ вертикалне граничне силе

$$\alpha_{II} = \frac{\alpha_0 + \frac{a_1}{H}}{1 - \frac{a_1}{H} \frac{\sum V_{i,i} \cdot y_i}{\sum H_{i,i} \cdot y_i}}$$

Раи се у суштини прорачунаба за јушне вертикалне силе и за модификоване хоризонталне силе због α_{II} - укупног нагиба.

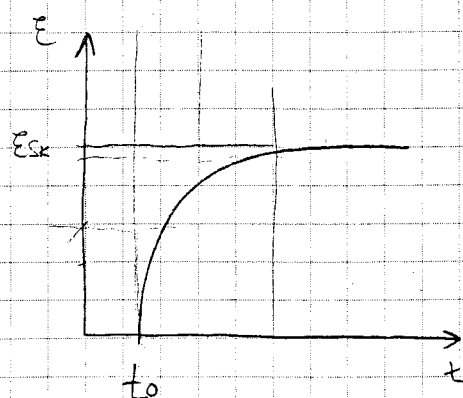
ДИЛАТАЦИЈЕ КОД РАМОВСКИХ К-ЈА



$L = 70-90 \text{ m} \rightarrow$ мера која узима у обзир температуру

Када би се конструкција изводила као монолитна, поред температуре имали бисмо још и скупљање бетона (па би димензије биле још мање)

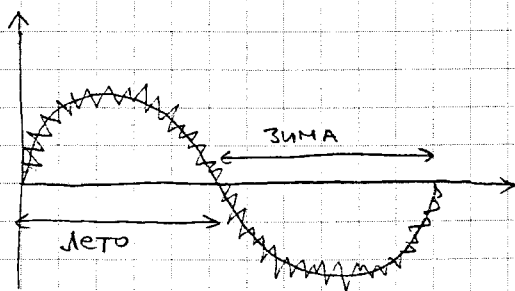
ϵ_{sk} — од тренутка справљања бетона



Највећи део скупљања се одвија непосредно после справљања бетона

После је мање, па можемо сматрати да се код монтажних конструкција скупљање већ одиграло

Минимална рацунска температура је $\pm 15^\circ \text{C}$, код бетонских к-ја. Код челичних $\pm 25^\circ \text{C}$ јер су мањих попречних пресека па t° може брзо да испуни цео пресек

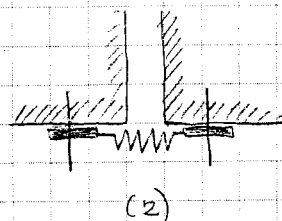
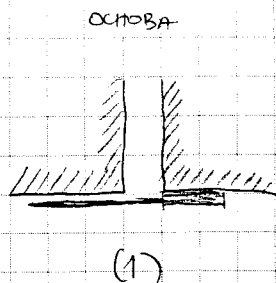
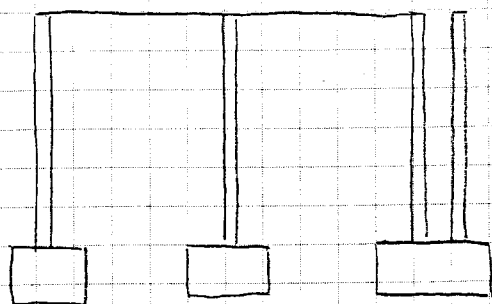


Ради се о сезонској промени температуре дневне температуре нам нису интересантне јер бетонски пресек има велике димензије (т.ј. има инерцију) који омогућавају температуру да држи испуни пресек итд. да се те дневне температуре не осећају

Дилатације се остварују имајући у виду позитивну температуру т.ј. да се не би к-је судариле лети

Исто према сеизмици, да не би дошло до сударања услед осциловања, с тим што се тад узима цела сеизмичка сила и пола температуре

како се изводе?

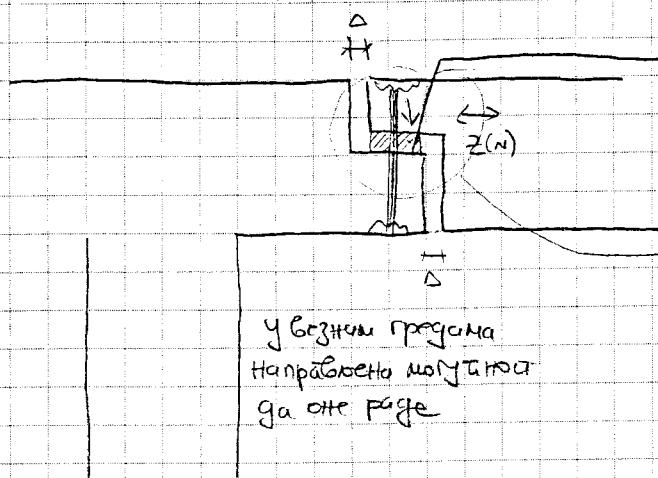


Урадили 2 блиска стуба на заједничком темељу, посетимо к/у и тиме смо омогућили к/и да не сметају ништа. У том случају фасада мора да се затвори да не бисмо имали пролаз.

Два решења:

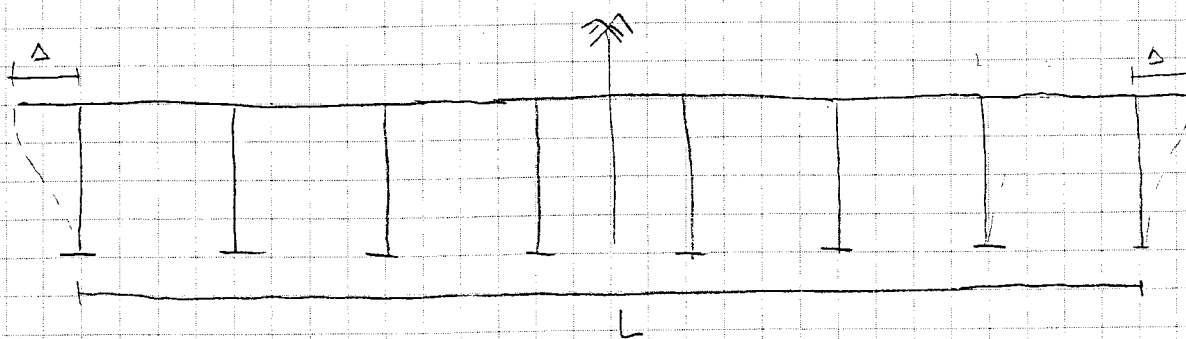
- (1) ставља се плоча која је фиксирана за једну фасаду, а по другој не сметају клизи
- (2) Или се фиксира за оба објекта, али је се омогући да ради као хармоника

друга могућност је да се направим 1 стуб и да се да зглоб типа Герберовог зглоба



Непререско лежиште са еластичном гуном, омогућава померање у једном и другом правцу

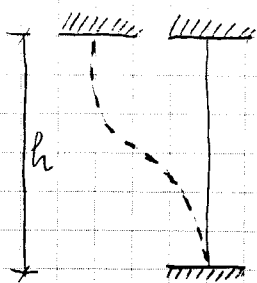
ослонац преко кога се преноси сила, ту се убацује болузи, вертикални тежити елемент, који омогућава пренос силе, он може бити накондот уграђен (болузи са матицом)



Ми од средине рачунамо t , па ће крајњи стубови имати највећа померања

$$\Delta = \alpha t \cdot t^0 \cdot \frac{L}{2}$$

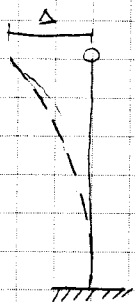
то све ако су стубови истих димензија



у случају када је $J_{rigid} \rightarrow \infty$
моменат од t°

$$Mt = \frac{6 E \alpha \cdot J \cdot \Delta}{h^2}$$

Ако је стуб зглобно везан за ригму



$J_{rigid} \rightarrow 0$

али ће моменат бити 2 пута мањи

$$Mt = \frac{3 E \alpha \cdot J \cdot \Delta}{h^2}$$

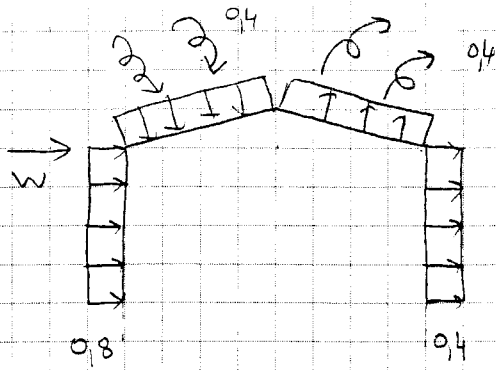
ШТАР дозволије кад имамо зглобну везу, јер ће набути на сребе мање моменте

Пошто се температура развија као лагани временски процес у току сежотте
у стубовима се могу јавити преломе па се рачуна

$E \alpha t = \frac{1}{2} E \alpha \rightarrow$ радимо са редукованим модулом и добијемо јупло мање моменте

То је погодност коју можемо (треба) да искористимо

ДЕЈСТВО ВЕТРА НА ИНДУСТРИЈСКУ ХАЛУ



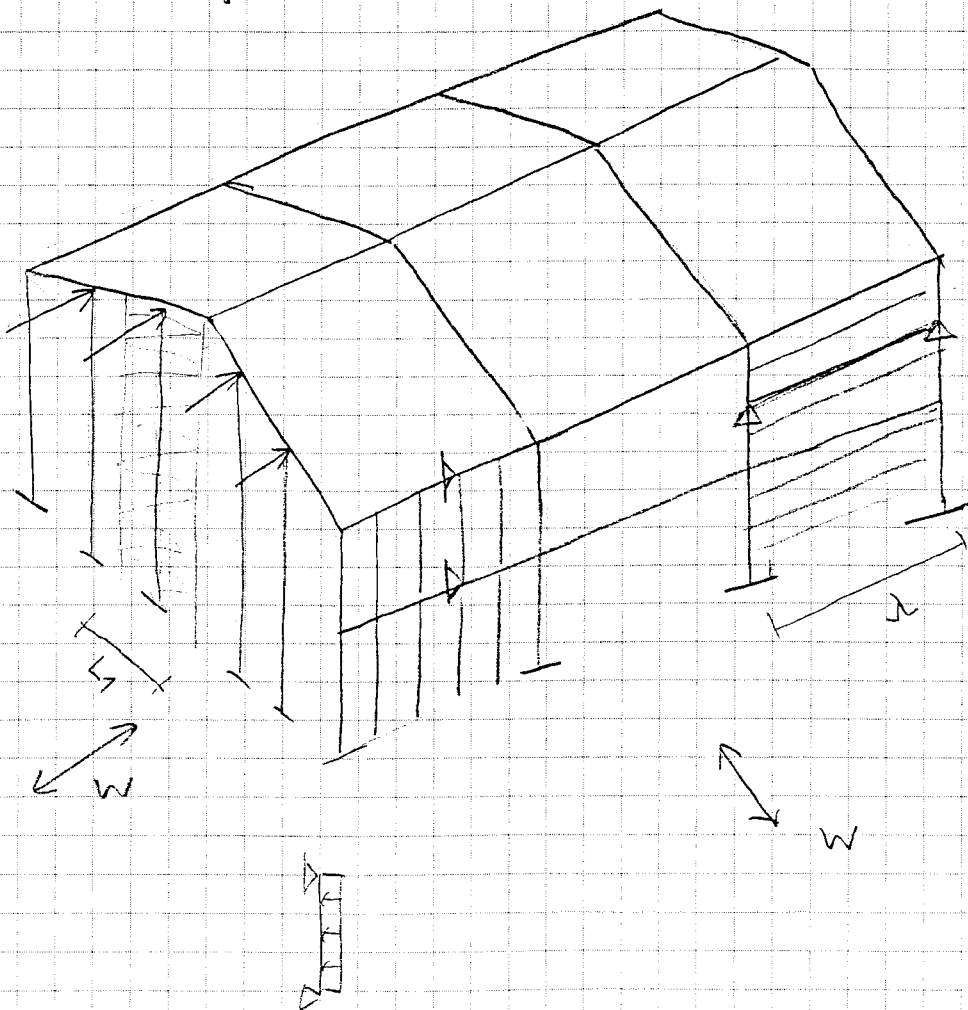
Ветар интересантнији за
тежине и дрвене кре

$q_w = [кН/м^2]$ - у зависности од облика и нагиба, али у принципу се ради
као површинско оптерећење

Само оптерећење зависи од :

- изложености хале
- висине хале
- надморске висине
- хараактеристике терена

...



По прописима ветар можемо да рачунамо у 2 ортогонална правца

Независно се ради за оба правца

Када ветар дува на калкански рам, то трпе подужни рамови

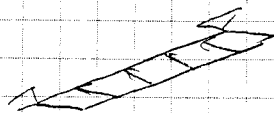
Ако ветар дува на фасадне рамове, његов утицај ће да имају попречни рамови

А ВЕТАР КОЈИ ДУВА НА ФАСАДНЕ РАМОВЕ

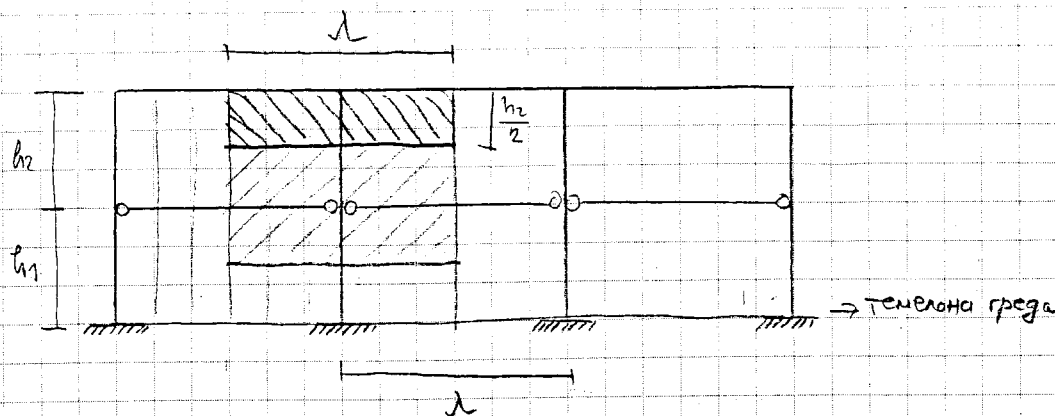
А.1. Ако рам има вертикалне фасадне елементе они су сами за себе носећи елементи, али могу и да пренесу ветар, то су у ствари вертикалне просте греде које се ослањају на доњу и горњу греду.

А.2. Хоризонтални панели - Р-с се преносе по висини стубова

разлика носећа фасадних елемената



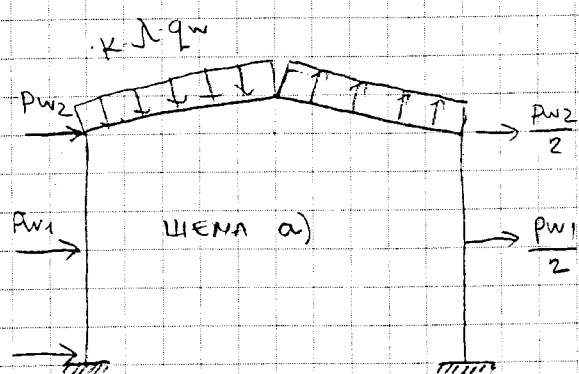
12. НОВЕМБАР 2009.



ВЕРТИКАЛНЕ ФАСАДНЕ
ОБЛОГЕ

од темелне до средње греде и од средње греде до венгачице

од патена оптерећење од ветра се преноси на хоризонталне греде



$$p_{w2} = \frac{h_2}{2} \cdot L \cdot q_w \cdot k$$

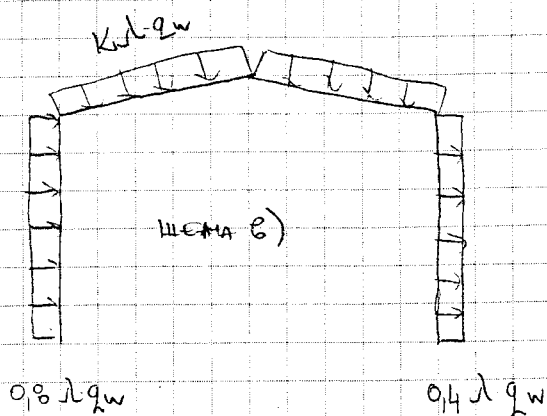
↓
зависи од промиса

$$p_{w1} = L \left(\frac{h_2}{2} + \frac{h_1}{2} \right) \cdot q_w \cdot k$$

ако је крову нагибу од постоји и по равновиској
ригид са горње стране

оба р-ја иде директно у темел
по моме да се искључи, али не за темел

СЛУЧАЈ б) ХОРИЗОНТАЛАН НАЧИН КАЧЕЊА ФАСАДЕ



разлика у томе што и са стране имамо = подјелом

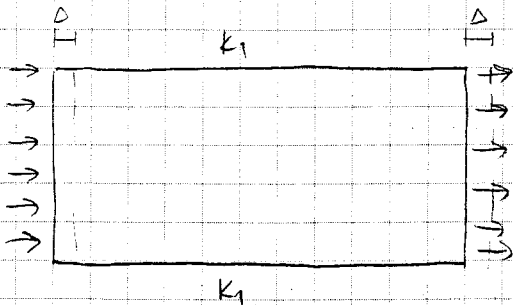
Разлике у утицајима у рамовима неће бити
битне, па се увек може узети друго шема

У случају када ветар дува на калкан, тада оптерећење прихватају позуштити рамови

Али: Битно је то какву кровну раван имамо

1. КРУТА КРОВНА РАВНА — сматрамо да је кровна равна једна дијафрагма у равни крова која настаје када имамо корубе, ошупљене плоче, гурисол плоче преко којих се обично ради још 1 слој АБ

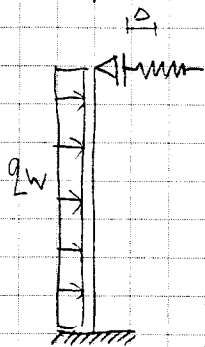
Ако погледамо основу



Δ - зависи од крутости појачаних рамова

$\Delta = f(k_1)$ што пристигло знаш, ако посматрамо дејство ветра као површинско оптерећење на фасадни рам припадајућа површина између 2 стуба је L_1

издвојимо фасадни стуб



$q_w \cdot k_1 \cdot L_1$ — L_1 - растојање између калканских стубова

Јутибоу крова се ослања на круту кровну равну, тај ослонац је еластичан и покретан у хоризонталном правцу

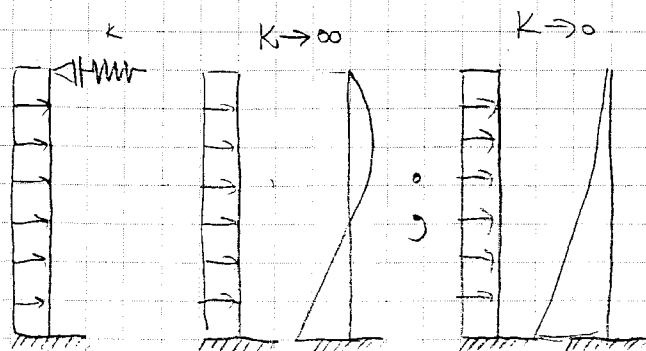
Што знаш да ће јутибоу сваког стуба да се прати једна хоризонтална р-ја јутибоу кровне равни, те силе ће даље да се пренесе на појачане рамове.

Друга р-је се предаје темељима

Шта р-је R_i ће се пренети на појачане рамове у јутибоу ригле



ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ СТУБА У КАЛКАТУ



Када $K \rightarrow 0$ мом у укљештењу је велики
нома више одговара 1. случај
 $K \rightarrow \infty$

Проблем је када калкан има малу N силу, а велики момент, може доћи до прегрупања темела

2. МЕКА КРОВНА РАВАН

Код у крову имамо ронђале са сендвич шпаном, тај покривао нема баш довољно велику крутост

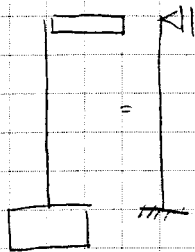
Кров практично може да игра

Ако имамо мањи распон хале направимо греду у нивоу крова која има

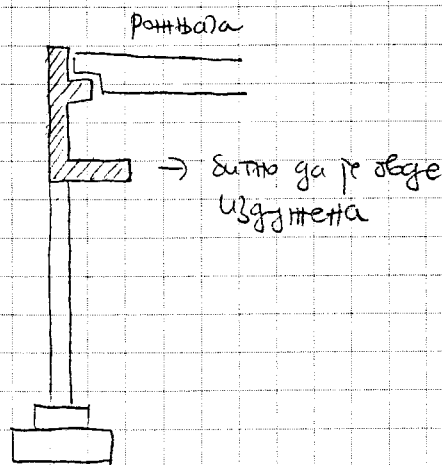
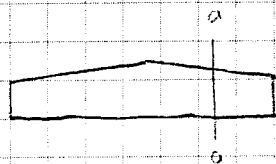
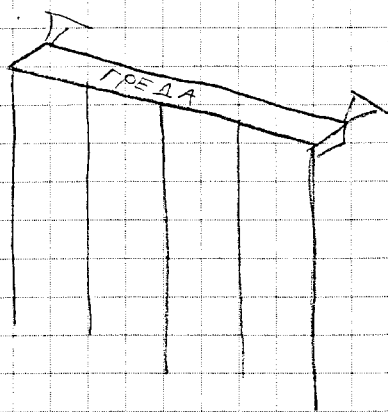
велики момент инерције у хоризонталном правцу

Та греда је онда крут основа за стуб. Р-је греде се

предaju једном и другом појутним раму па је тај рам оптерећен силама од греде

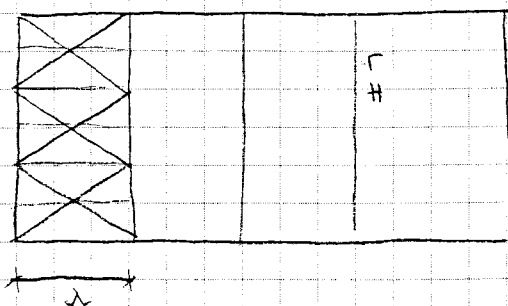


Ако имамо кос кров



ДРУГА ВАРИЈАНТА

Гледамо основу крова



Постаје се велики дијагонални штапови

Решетка лени у нивоу крова, штапови горњег и доњег појаса су П и греде у калкату

Вертикале су ронђале а дијагонале су челични штапови

Основи решетке су појутни рамови

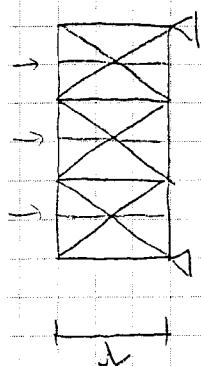
Висина решетке = h

Оно је оптерећено рјамом стубова из калката

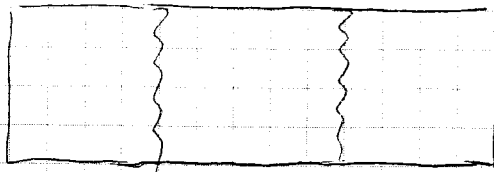
То може да се ради код пројектанта сматра да нема довољну крутост у крову

дијагонале примају само силе затезања јер су издужени и ми рачунамо да не могу да приме силе притиска

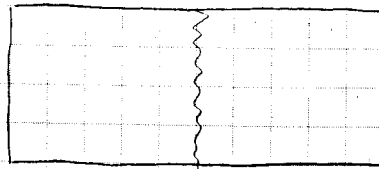
Спрег постоји код једног и другог калката



могу се ставити по средини



код дугачких хапа



код кратких

али најтеже на крајевима због монтаже

дијаметар : L продим или округла гвозда (шипке за арматура)

* ЗАКЉУЧАК *

Монтажне бетонске кпе представљају савремену производњу јер се она обавља у индустријским условима

Серијска производња - релативно велике серије

Производња је у посебним условима, монтажа на градилишту

ПРЕДНОСТИ:

1. Елиминисање неповољне временске услове (кишу, снег), бар 2-3 месеца годишње пуном паром
2. Смањена количина људског рада (грешке); кранови и друга средства за транспорт
3. Уводи се организација и специјализација рада
4. Аутоматизована технологија
5. Механизација
6. Ради се са прецизним калупима од метала
7. Производња у великим серијама нарочито код стамбених зграда (смањује трошкове; типизација, стандардизација)
8. Мањи потребни простори на градилишту
9. Уштеда на оплати и скелу
10. Равномернији квалитет елемената
11. Брже грађење на градилишту, мањи број операција

НЕДОСТАЦИ:

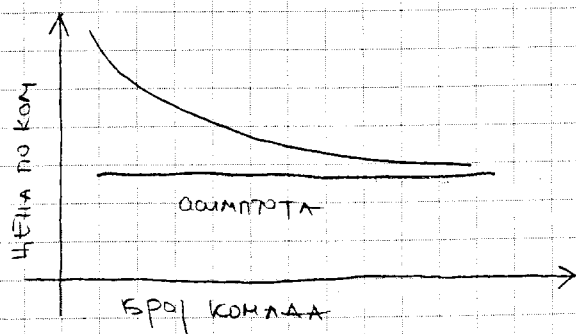
1. Велика потетна улагања (опрема, хала, транспортна средства)
2. Потребни су обучени радници и стружаци
3. Спајање елемената на градилишту
4. Оштетење елемената при руковању, бар у нашим условима.
Погодово фасадних елементи
5. Транспорт до градилишта → Велики елементи праве проблем
Некада је потребна и пратња Полиције напред наизод

МОНТАЖНИ СИСТЕМ — Скуп монтажних елемената који се преко међусобних веза превара у конструкцијску целину

ПРИМЕНА

- Високоградња
- Нискоградња
- ХИДРОТЕХНИКА — СПАЈАЊЕ ДЕВУ ИТА.

ЕКОНОМИЧНОСТ



30 000 ком	— 10%	пад цене по ком
75 000 ком	— 18%	— —
150 000 ком	— 25%	— —

(јасни)

САВРЕМЕНИ КОНЦЕПТ ПРОЈЕКТОВАЊА У СЕИЗМИЧКИМ ОБЛАСТИМА

Рачунаи интензитет земљотреса са повратним периодом од 100-500 год
Неки објекти се рачунају и за $T_p = 1000$ год

Повратни период = 1 пут у 50 год постоји шанса да имамо земљотрес тог интензитета

У току године 2% шанса

Проблем ако претпоставимо еластично понашање, тога добијемо много велике утисаје
Економски разлози $\rightarrow$ нелинеарне деформације. Због оштећења врши се
дисипација (трошење) сеизмичке енергије

Објекти $\rightarrow$ Бране, мостови, где се тражи да се к-ја и у току земљотреса понаша
потпуно еластично

Бесмислено је димензионисати на митарно понашање током земљотреса

допуштају се оштећења таква да је могуће извршити санацију к-је

код мањих земљотреса идемо на варијанту да објект остано у потпуности у
еластичној области.

код великих оштећења $\rightarrow$ пад носивости $\rightarrow$ колапс?

Тражи се да се потпуно рушење објекта никако не дозволи!!!

Унапред предвидимо због са концентрацијом нелинеарних деформација
(пластични зглобови), јер он троше велику количину енергије и посва се
пројектује

* конструкција мора да посвадује интегритет

* мора да посвадује капацитет преостале носивости, да потесе грађевинско
оптерећење и да прихвати нахнедне потресе

* оштећења се дозвољавају, али са могућом санацијом која је технички и
економски могућа

У овде се рабавају одређена гранична стања

A) ГРАНИЧНО СТАЊЕ УПОТРЕБЛИВОСТИ

Потребно да померања буду у одређеним границама

Наш правилник трани у оквиру $H/600$, H - укупна висина објекта

важни за стамбене и друге комерцијалне објекте

- да се ограниче релативна спратна померања, савремени прописи имају овај услов, наши не, велика релативна померања могу да руше преградне зидове што неће бити у складу

* За земљотресе ниског интензитета $T_r = 50$ год, захтева се да када применимо силе

1. - нема оштећења (остане у ел. области)
2. - ф-ја објекта очувана
3. - рад у еластичном подручју
4. - преслике мале ширине
5. - непотребне санације
6. - $\delta_a < \delta_v$

Објекти: Болнице, обј. телекомуникације, полиција, ватрогасци

- виши степен заштите

- Прорачун са $T_r \geq 100$ година, можда и више, 200 год што значи земљотрес вишег интензитета

B) ГРАНИЧНО СТАЊЕ НОСИВОСТИ

Носивост $\rightarrow$ доказује се

1. објекат има захтевану носивост и дуктилност
2. Прегрупање објекта $\rightarrow$ код нас нема у закону
3. клизања објекта $\rightarrow$ битно код објеката који држе бочи притисак земље
4. Доказујемо утицаје за темеље и подтемељно тло
5. Ефекти II реда $\rightarrow$ ефекти услед великих деформација
6. Стабилност неконструктивних елемената (баш они преградни зидови)

С) КОНТРОЛА СТЕПЕНА ОШТЕЋЕЊА (при земљотресима већег интензитета)

допушта се:

1. - $b_a > b_v \rightarrow$ прслине велике ширине, али са могућим санацијама
2. - отпадање заштитног слоја притиснутог бетона код АБ зидова који имају велике притиске $\Rightarrow$ дилатација у бетону око 1%.
3. контролишемо дилатацију у притиснутом бетону $\nearrow$
То све аш је сатирање техници (може да му се приђе) и економски изводибо

Д) ПРИНЦИП ПРЕИИВЉАВАЊА - политички декларисан принцип

1. - При најјатем могућем земљотресу на датој локацији не сме доћи до губитка људских живота
2. - оштећења поправљива
3. - нема колапса к-је
4. - оубан интегритет за гравитационо оптерећење док се не изврши евакуација људи

а) За гранична аања

одреди се крутост $\rightarrow$ појаба прслина
 $\rightarrow$ под крутости

Ефективна, секантна крутост $K = \frac{F_y \rightarrow \text{носибост}}{\Delta y}$

Земљотрес је циклично дејство, наизменично затезање и притисак

б) Носивост

- еластичан рад $\rightarrow$ носивост $F_e \leq F_y$ - граница пластичности под напних
под ветних - постеластиан рад $\rightarrow$ носивост $\alpha \cdot F_y$ ($\alpha < 1$) води се рачуна да под
носибости буде у еластичним границама нпр 80%.

с) дуктилност = к-ја при јаким земљотресима код улази у нееластичан рад
подноси велике деформације јз релативно малим под носивости која не сме
да падне испод неке одређене границе

ЗАКЉУЧАК:

сеизмичка отпорност се остварује

а) Великом носивошћу (без било каквог оштећења)

к-ја ради у домену еластичности, што подразумева велики појетна улагања и то просто мора тако да се уради (нуклеарна електрана)

б) комбинација: мања носивост + одговарајућа дуктилност

(јачи земљотрес $\Rightarrow$ прихватљиво оштећење али са могућим санацијама, што је уједно и оптимално решење због мањих појетних улагања)

Дуктилно понашање подразумева отварање пластичних зглобова $\rightarrow$ прерасподела статичких утицаја, напун да к-је прениме јаке земљотресе пз напун под носивости

ШТТР да су добродошле к-је са већим степеном неодређености

- | | | |
|---|---|-----------------------------|
| 1. ел. понашање | } | ТРАДИЦИОНИМ НАЧИН ПРОРАЧУНА |
| 2. дозиви оштећења, али троши енергију $\rightarrow$ мање сеизм. силе | | |

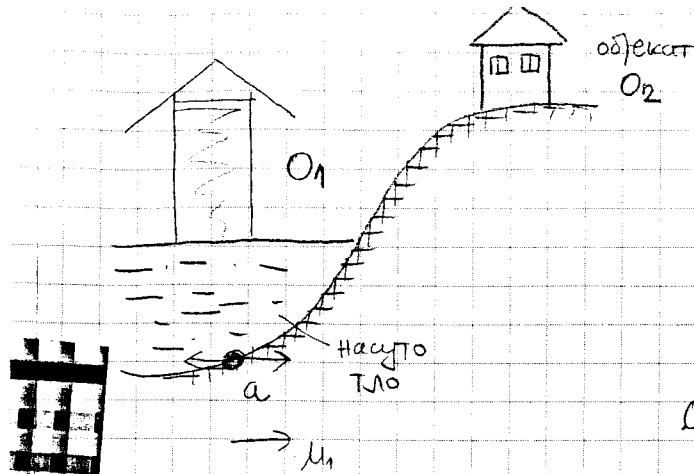
САВРЕМЕНИ КОНЦЕПТ

Замислимо да се изолује тло темеља тако да се померања обављају независно од померања зграде $\rightarrow$ у Америци

Успод темеља ЛЕЖИШТА са колим трењем, при померању тла оно се помера, а к-ја остаје

- друга варијанта $\rightarrow$ користе се галпери (амортизери) троше велику количину енергије

- насе се постављају на вишим етажама $\rightarrow$ објекти се изолују од великих померања



Померања у нивоу стене или тла
врло доброг квалитета

$V_{\text{ТАЛАС}} > 700 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ - кањемо да
је тло врло добро и представља
основну стену која осцилује

O_2 - на врло добром тлу, он ће да се помера
заједно са тлм тлом и имаће осцилације
у зависности од конструкције објекта

$O_1 \rightarrow$ фундирани на материјалу слабијег квалитета

Вестица на стени осцилује убрзањем a
већ померање:

$$M_1 = M_0 (R - \text{одстојање до епицентра}, M - \text{магнитуда земљотреса, јачина})$$

код стигнемо до тачице која се налази у нивоу темеља O_1

$$M_2 = A \cdot M_1; \quad A - \text{амплификација померања услед осциловања обог слабог материјала.} \quad A - \text{нек пута увећава } M_1$$

померање самог темеља:

$$M_3 = I \cdot M_2, \quad \text{долази до интеракције тло и објекта и то } I \text{ се најчешће занемарује али код значајних крв не сме}$$

померање кровв или највише тачке на објекту:

$$M_4 = K \cdot M_3 \quad K - \text{зависи од крутости саме крв објекта } O_1$$

још ће се повећати у одстоју на M_3

M_2 - јаво битна, последица амплификације осциловања стене услед лошег тла које се налази између

1985 - Земљотрес у Мексику - Епицентар 400 км од Мексика. На основној стени стигло само 0,033 g што је јако мало, али Мексико је фундирани на муљевитом нивоу фундираниа 0,166 g $\rightarrow$ 5 пута се увећало $\Leftrightarrow A=5$

Амплитуде са $T=2s$, правилни размаци, што је у доброту, а високе зграде су имале $\approx T=2s$ дошле у резонанцу са земљотресом и дошле катастрофална штета. Земљотрес је трајао 40 s што је изузетно дуго

ОСНОВЕ ИЗ ПРОЈЕКТОВАЊА СЕИЗМИЧКИХ ЗГРАДА

Све модерне зграде имају $T \approx 2s$

У Мексику нарочито су страдали објекти који су имали плоче директно ослоњене на стубове, јер су битки и немају зидове (укрућења)

1. Мера јачине земљотреса M - изражена преко магнитуде, мера енергије која се ослобађа током земљотреса - Рихтерова скала $5 < M < 9$

↓
Немају ослобађање енергије

Рихтерова скала није у степенима

$9 \rightarrow$ Лисабон 1755

$\rightarrow$ Кина, далеки исток

Заснива се на мерењу амплитуда померања тла, мерљив податак

2. ИНТЕНЗИТЕТ ЗЕМЉОТРЕСА: Угљак земљотреса на површини тла шта је урадио објектима, како су се људи и животиње понашали

Израћа се у степенима

MEDVEDEV - SPONHAUER - KARNIK MSK $\rightarrow$ XII степени, VII - $0,9 < 0,1 \cdot g$

VIII - $0,9 \leq 0,2g$ IX - $0,9 \leq 0,4g$

3. Повратни период земљотреса - T_p - у оквиру којег могу да се појаве земљотреси одређене амплитуде

$T_p = 50 \text{ год}$ 2% вероватноћа да се појави земљотрес

$T_p = 50 \text{ год}$ - оштећења мора не захтевају поправку

$T_p = 500 \text{ год}$ - оштећења се поправљају

$T_p = 1000 \text{ год}$ - непоправљива оштећења, али без угрозе

Класификација штете на зградама према EUROPEAN MACROSEISMIC 1998

5 степени описа штете

1. занемарљиве

⋮

5. разарање - тешка оштећења кје

Како нас се користе MSK

описује оно што се десило на површини терена

II степен - умерен земљотрес - „неки се пробуду, али нема панике“

V - доста јак земљотрес

VIII - штетан земљотрес, тешак намештај се помера, оштећења III степена, веће пукотине

IX - 1963 - Скопје → архитектно разоран земљотрес, општа паника

IX зона - Рудник, Горди Милановци
Нови Пазар
Косово - Гроцка

За земљотрес $T_r = 500 \text{ год}$ силе су 2 пута веће од $T_r = 50 \text{ год}$

Записи убрзања тла током земљотреса - Акцелелограми

- убрзање

- држини померања тла

- померање тла

ствари које се региструју
ако битно је да имамо $\pm$ добар запис

Исти земљотрес на 2 локације → различити записи

MEXICO CITY → $a_g = 0,17g$
 $d_g = 20cm$

Бања Лука $a_g = 0,5g$
 $d_g = 5cm$

трајао 40s

имао јаче велико убрзање, али је
трајао 3s, није стигао да побуди зграде

EL CENTRO $a_g = 0,2g$

2 периоде

$T = 0,5s$ - крпе зграде

$T = 1,5s$

која је разлика, апсолутно померање и померање к-је у односу на тло

1. осцилације објекта релативно
на тло

1. померања к-је у односу на померање
тла су већа

- рел. померања (групи зграда)
35mm

- рел. померање
66,2mm

- убрзање к-је $a_g = 0,58g$

- $a_g = 0,12g$

- амплификација = 3

- фак пригушење = 0,6

$T = 0,5s$ карактеристично за
камене зграде, зато се и руше

Петровац $a_g = 0,2g$, амплификација 5

На основу динамичке ј-не претња система са $\perp$ масом

$$d''(t) + 2\zeta d'(t) + \omega^2 d(t) = -\ddot{d}''(t)$$

решавамо нумеричким методама

Али имамо запис → добијемо померања → моменате и T силе, али треба уводити
да сваки досадашњи земљотрес је различит од осталих, ништа није сигурно

→ теорија случајних процеса, математика статистика, теорија хаоса

Применују се спектри одговора → максимални одговор система са једним
степеном слободе у ф-ч периода осциловања T и степена пригушења ζ

Еластични спектри одговора

Полази се од 1 записа земљотреса — запис где би могла да се примети јна динамичке рањивост. Нумеричким методама рачунамо померања k -ја са једном масом које имају $\neq$ период осциловања. Најмо максималне вредности померања при познатом пригушењу, примењује се пригушење од 5%.

Цртамо на ординати то померање, а на апсиси периоду

Из померања θ и a , нови запис земљотреса или поступак исте максималне вредности и тако на 20 разних записа

Еластични спектар одговора тако добијемо $\rightarrow$ дати по померањима
урзачу
брзини
по енергији

Служе као основни начин приказивања земљотреса

Спектралне линије, скуп изломљених линија

Амбелопи $\rightarrow$ Вероватна крива максималних урзача система

— када се вредности спектра поделе са $\max$ од катнемо да је спектар нормализован у Европској 8 ирисе амбелопи

Амбелопи полази од јединице T , када је $T=0 \rightarrow$ периода осциловања $= 0$
оо. крутост објекта $\rightarrow$ осцилује заједно са тлом

S -фактор оптимизације $T_{\text{ла}}$ изнад основне стете

$\eta=1$ када је пригушење 5%.

T_B — даје највећу вредност, хоризонтални линија $T_B - T_c$

крвте зграде до 0.7 s

Оне најбоље на себе највеће сеизмичке силе

Мање круте зграде и веома чврсте зграде преко 2s $\rightarrow$ торњеви мостови

Европско даје вредности за периоде

ПОГЛЕДАТИ НА
СЛАЈДОВИМА

Еластични спектар огрџора = $ad \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$

S - фактор амплификације

2,5 - стандардна вредност увећања, одређује се на бази статистичких процена

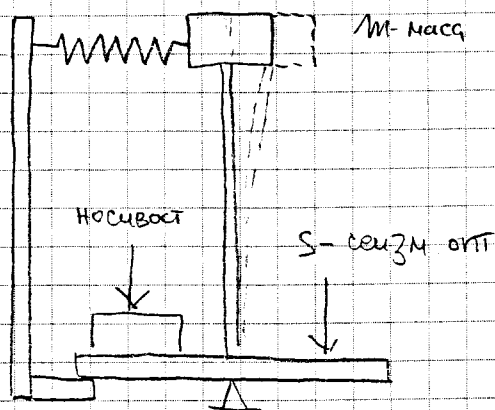
$$A \rightarrow S = 1,0$$

$$B \rightarrow S = 1,35$$

$$E \rightarrow S = 1,6$$

типичи тла

Нелинеарни системи $\rightarrow$ концепт нелинеарног огрџора к је



$S > F$ - укључује се гуктител

за неке одекте

$F > S$ - никад немамо укључивање гуктитета

али то кошта

Модел ланца

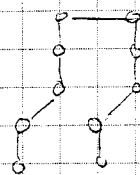
Карица од гуме се понаша еластопластично, па се цео ланац понаша еластопластично

У рамовској к-ји $\rightarrow$ мења на крајевима греда = места пластичних зглобова

- не допушта се да се само у 1 тачку појаве деформације

флексибилни спрат $\rightarrow$ велико повећање момената по

теорију II реда



зид $\rightarrow$ Појава пластичних зглобова допуштено само у уквештању у темељу

и код мешовитог система $\rightarrow$ комбинације

- код АК зидова са отворима користе се прејске крпе спајају 1 и други зид

и оне су повољно место за формирање пластичног зглоба

- Дијаграми $M-\delta_e$

- $n=0 \rightarrow$ што сабицање $\rightarrow$ такав елемент показује могућност великог померања (ротације) са великом кривином
- $n=0,1 \rightarrow$ је се смањила
- $n>0,5 \rightarrow$ кривине јако мале - код притиснутих елемената не можемо постићи велико обртање у пластичним зглобовима

Зато поредити прописи ограничавају нормалну силу на одређену вредност

$$n=0,3-0,4$$

код сабицањих лако постигнемо обртање

$$\delta_e = \frac{1}{r} = \frac{\epsilon_b + \epsilon_a}{h}$$

$\epsilon_a \rightarrow 20\%$ јако велико померање

$N \rightarrow$ велико ϵ_a -ограничено

Може да се повећа дилатација у бетону али смо навикли на ограничење од 3,5%.

Утегнути бетон са узетницима $\sigma-\epsilon$

Повећавамо носивост и криву $\sigma-\epsilon$, повећањем броја узетница достижемо так 40% дилатацију у бетону што значи да и у притиснутом бетону можемо да повећамо дуктилност

- Нови прописи $\rightarrow$ за одређену дуктилност рачунамо колики број узетница нам треба

Еласто-пластично понашање

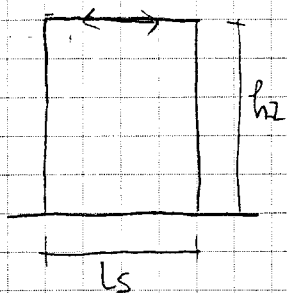
- Редуцирамо носивост, да радимо у фази ϵ_{yk} или ϵ_{yk} фази. Елемент једе одређену количину скупљене енергије

$$M_m = \frac{dM}{d\epsilon} \rightarrow \text{померање у пластичној фази}$$
$$\downarrow$$
$$\rightarrow \text{померање на граници еластичности}$$

дуктилност

Циклично оптерећење

- идеализован дијаграм еластичног оптерећења на сабијање
- За N - површина унутар дијаграма који представља утрошену енергију при раду, знатно мања него код M
- За T најгоре - врло велики пад крутости већ после другог циклуса



Такав зид који prima T није погодан за дисипацију енергије за разлику од витких зидова

Најпогоднији су елементи на сабијање и то због утица велика који могу да се деформише у нелинеарној фази.

$T \geq 0,7 s \rightarrow$ к-ја достигне и до померања у току земљотреса, било да се понаша еластично или пластично - затимљиво

Исплати се да пројектујемо зграду са редукцијом сеизмичке силе

$T < 0,7 s$ - крће зграде

Уопште да су померања таква да је $\text{Трошена енергија} = \text{у еластичној и пластичној фази}$

Набавате већа померања при типичним нивоима сеизмичког оптерећења

Идеја је та да интеракцију не рачунамо као линеарну, него се к-ја рачуна као линеарна, али спектар одговора се редуктује (нелинеаран спектар)

Крећемо од к-је на темељима која има убрзање од - знамо димензије и карактеристике материјала па знамо и крутост, одредимо масу, знамо први тон T_1 .

Праћењујемо редукцију еластичног спектра. Ако знамо T_1 из редуктованог пројектног спектра одредимо колико је вредност пројектног спектра $\rightarrow$ па из њега добијемо пројектно сеизмичко оптерећење.

$$F_a = F \cdot m_{az} \cdot A$$

утисаји $\rightarrow$ димензије пресека $\rightarrow$ контрола померања, армирањем обезбеђуемо
унапред убојан фактор редукције

Еврокод 8 $\rightarrow$ сеизмички утисаји

Са циљем да се избегне нелинеарна анализа, а узима се у обзир дисипација енергије

Спробови се еластична анализа иако се застива на пројектним спектру одговора
увођењем фактора понашања q (R и појнас)

Укупна сеизмичка сила у основи објекта:

$$F_b = \underbrace{S_d(T_1)}_{\substack{\text{ордината} \\ \text{прој. спектра} \\ \text{за } T_1}} \cdot m \cdot \underbrace{\lambda}_{\substack{\text{фактор } \lambda \\ \text{корекциони} \\ \text{фактор}}}$$

$\lambda = 0,95$ за $T_1 < 2T_c$ и $n > 2$ спрата; $\lambda = 1$

T_1 - основни период сопствених осцилација објекта

Пројектни спектар $S_d(T)$

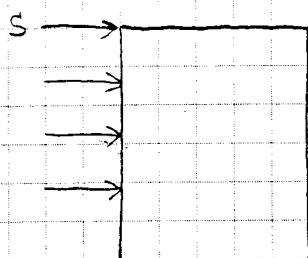
a_d - пројектно убрзање T_{la}

1. ДЕЦЕМБАР 2009

Снижење спектра поштоју фактора понашања q

Снижавалимо иако земљотреса

Прорачун к је на линеарном систему, сувише велика компликација када би се
вршило нелинеаран прорачун



$$F_B = S_d(T_1) \cdot m \cdot \Delta$$

ордината пројектног спектра у првом тону

Пројектни спектар како се добија $\rightarrow$ најбитније

- на ординатама вредности $\frac{S_d(T_1)}{\Delta}$; $\Delta = \frac{a_g}{g}$ - убрзање кретања тла
- земљото убрзање

На апсиси се налази период осциловања T_1

$q = 1 \rightarrow$ еластични спектар

Узимамо у вид оштећења

к-ја кривих

$$T_1 \leq T \leq T_B$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} - \text{редукује вр. ел. спектра}$$

$\rightarrow$ зависи од надскоја земље изнад стене

$$T_C \leq T \leq T_D : \text{неки израз}$$

$$T_D \leq T : \text{неки израз}$$

Пројектни спектар = редукциони спектра

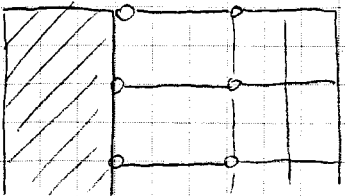
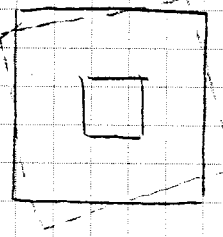
- фактор понашања

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5$$

$$0,5 \leq k_w \leq 1$$

$\downarrow$
узима у обзир
врсту пона

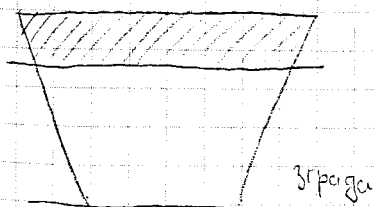
- q_0 - основна вредност фактора понашања, зависи од типа к је

Тип к-је	Зграде средње густоће (ДСМ)	Зграде високе густоће (ДСН)
оквирни системи	3-3,5	4,5-5,4
 Комбинација АБ зидова и рамова Велики број могућих пластичних зглобова	3	6
систем неведжаних зидова	2	5
тврдог флексибилни системи	1,5	3
		
систем обрнутог клатна		2

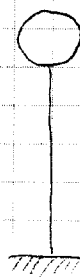
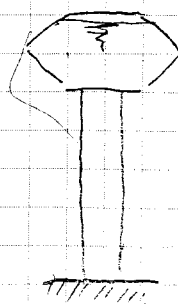
ПОГЛЕДАТИ НА СЛАДОВИМА КОЈИ
ТАЧНО ФАКТОР СУ ОВИ БРОЈЕВИ

ТИПОВИ КОНСТРУКЦИЈЕ

1. ОКВИРНИ СИСТЕМИ - Њихови рамови морају да понесу 65% укупне носивости на амизације.
2. ДВОЈНИ СИСТЕМ - у процесу хоризонталног оптерећења уместују делом оквири делом конструкцијским зидови
3. ДВОЈНИ СИСТЕМ СА ДОМИНАНТНИМ ЗИДОВИМА - 50% прихватају зидови
4. ДУКТИЛНИ СИСТЕМ ЗИДОВА
5. СИСТЕМ ВЕЛИКИХ ЛАКО АРМИРАНИХ ЗИДОВА
6. СИСТЕМ ОБРНУТОГ КЛАТНА - 50% укупне масе је локализовано у горњој трећини висине к-је



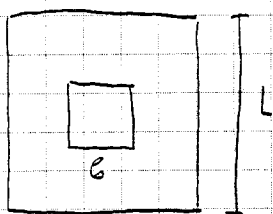
Водоторањ =>



динамички модел
обрнутог клатна
највеће сеизмичке силе
код обрнатих система
спектар одговора предматн
једнак одговору за
еластични систем

7. ТОРЗИОНО ФЛЕКСИБИЛАН СИСТЕМ

гвојни систем или систем зидова који немају довољну торзиону крутост



$b < \frac{1}{4} L \rightarrow$ релативно велике сеизмичке силе

YU прописи

$$S = K \cdot G$$

$\downarrow$
укупни сеизмички коефицијент

$$K = K_0 \cdot K_s \cdot K_p \cdot K_d$$

G – сопствена тежина, снег, 50% корисно оптерећење

K_0 – коефицијент категорије објекта $0,75 < K < 1,5$

столбени, индустријски $\Rightarrow K_0 = 1$

K_s – коефицијент сеизмичког интензитета зависи од зоне

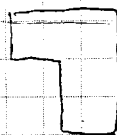
VII - 0,025	} дуплира се по зонама
VIII - 0,05	
IX - 0,1	

K_p – коефицијент дуктилитета, за скелетне и рамове $K_p = 1$

АБ са зидовима $K_p = 1,3$

зидани објекти $K_p = 1,6$

за зидане и нагле промене крутости $K_p = 2,0$



K_d – коефицијент динамичности, категорије тла и периода осциловања

за најлошију категорију (III) $\rightarrow$ највећи K_d

Ниње периоде веће сеизмичко оптерећење

МЕТОДЕ ПРОРАЧУНА

I ЛИНЕАРАН ЕЛ. МОДЕЛ k -е - најједноставнији прорачун, линеарност између сила и померања

II НЕЛИНЕАРНИ ПРОРАЧУН - за сложене објекте: нуклеарне централе, бране

II.1. Нелинеарна статика метода (push over крива), погодна за постројење k -е

II.2. Нелинеарна динамичка анализа, анализа историје земљотреса

код нас I

I-1 СПЕКТРАЛНА АНАЛИЗА

I-1.1. Упростиена метода, еквивалентна статика метода

- за регуларне зграде $T \leq 2.5$

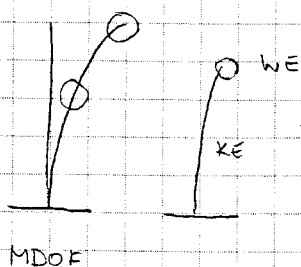
I-1.2. Мултимодална метода, за нерегуларне зграде, уз прарање динамички одговор k -е на основу независних одговора

Само осциловање најнижих тона је меродавно за прорачун k -е

- упростиена I-1.1 - укупна маса система осцилује само у првом тону

- користи се спектар одговора

- подразумева се да је понашање MDOF система описано преко одговарајућих SDOF



$$W_E = \sum W_i$$

$$K_E = K$$

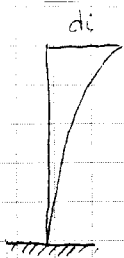
$$T_E = T_1$$

$$S = m \cdot A(\log) = \frac{W_E}{g} \cdot ag \cdot A(\log)$$

$A(\log)$ - псеудо убрзање целог система, везано за спектар одговора

ук. сейзмика сила

Расподел укупне сейзмике силе по висини налази се из померања



Упростиће
користи се интегрална
веза



$$S_i = S \cdot \frac{h_i \cdot W_i}{\sum_{j=1}^n W_j}$$

То важи када је $i < 5$ (број спратова)

За $i > 5$ $0,15 \cdot S$ се аплицира на врх система, а $0,85 S$ се расподељује по наведеном, тако се узимају у обзир осцилације при вишим тоновима

$T_{1x} \neq T_{1y}$ - за сваки правец одређујемо његов тон осциловања јер су кривости различите

а) Емпиријски

АБ рамови $T_1 = 0,061 H^{0,75}$ $H = \dots$ [м] - укупна висина објекта

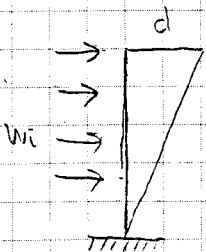
АБ зидови $T_1 = 0,09 \left(\frac{H}{L} \right)^{1/2}$

$T_1 = (0,06 / 0,09) n$; n - број спратова

L - дужина објекта у правцу земљотреса

б) УПРОШЋЕН РЕЈЛИЈЕВ МЕТОД

$$T_1 = 2 \sqrt{d} \quad [s] \quad d - [m]$$



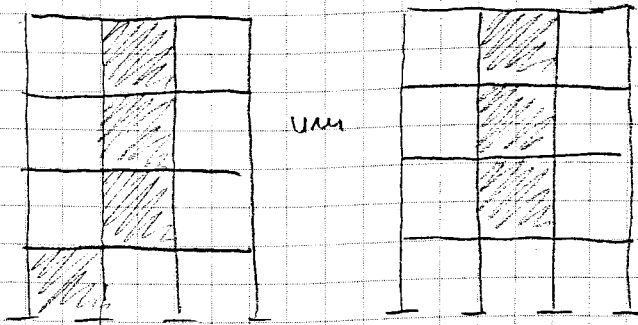
користе се када се ради идејни пројекти

ПРИНЦИПИ ПРОЈЕКТОВАЊА ЗГРАДА У СЕИЗМИЧКИМ ОБЛАСТИМА

1. Локација : Не утиче принцип. урбанистички планови, праве људи који мало знају о земљотресима, дефинише полињај, спратност и габарите, морају да се ураде претходно истражни радови
Сеизмичка микрорејонизација

2. Величине и распоред маса : Тешити снажењу маса, још преградни зидови избежити велике конзоле и непотребне тежине. Веће масе стављати на ниње етаже

3. Елиминисати дисконтинуитете крутости по висини објекта



T се преноси преко круте табанице
у подрумаој етажи се уједи зид
вети имамо 2 стуба

Велике сеизмичке силе стубови буду преоптерећени и пренос T проблематичан
мора да се расподела на стубове

4. Избежавати неправилне и несиметричне основе објекта

5. Велике дужине $\rightarrow$ несинхронно осциловање у хоризонталној равни је под знаком питања $\rightarrow$ сеизмичке осцилације

6. Несиметричне зграде $\rightarrow$ приближне методе немају смисла утицај торзионног осциловања може бити велики

7. Високе зграде са анексима још боље дилатирати због нагле промене крутости

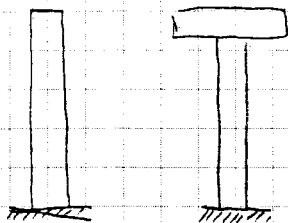
8. Неповољне су и круте везе 2 објекта, боље померљиве, остацимо могућност да до дође до проклазивања

9. Међуетаже $\rightarrow$ утицај етаже на стуб нејасан $\rightarrow$ МКВ може да буде на истом нивоу

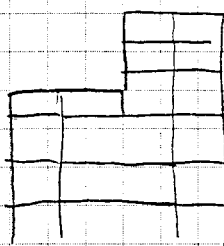
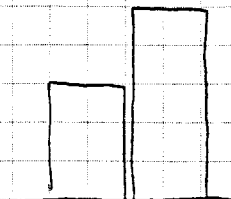
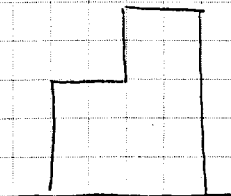
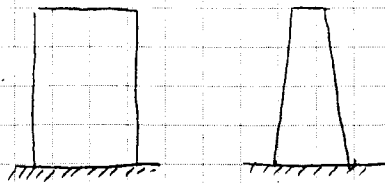
10. Неповољно рођујет се објекти $\rightarrow$ проблеме елиминисамо дилатацијама

Примери $\rightarrow$

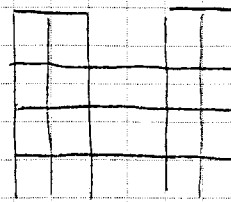
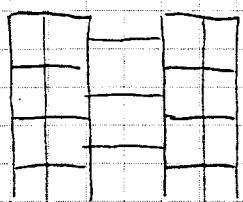
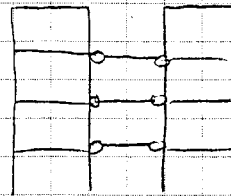
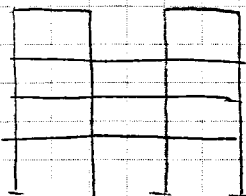
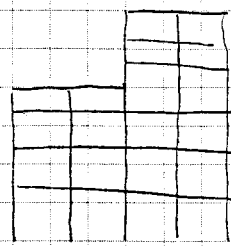
Неново боито



Ново боито



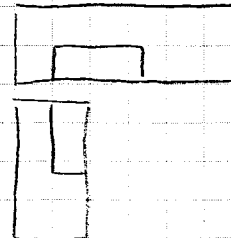
Стубе оснута
на гречу

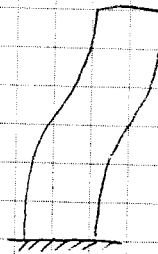
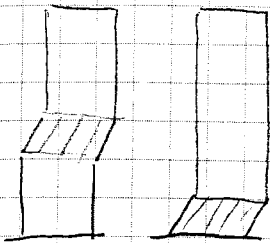
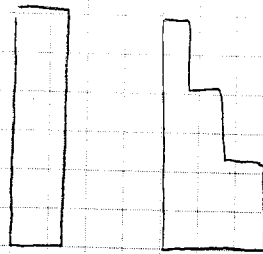
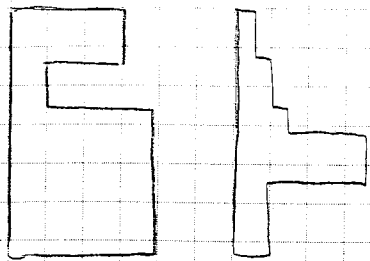


Усеу пролази



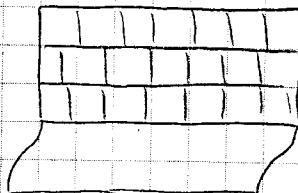
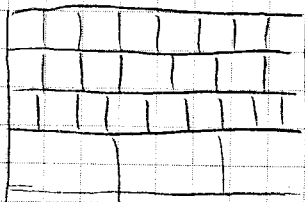
Доде 2
хотука



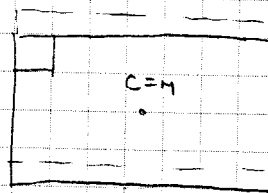
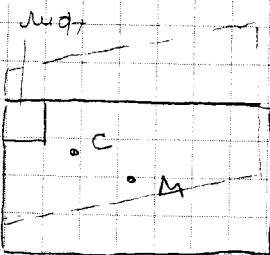


флексибилни спрат

Хотели у Бугди - 3 спрата

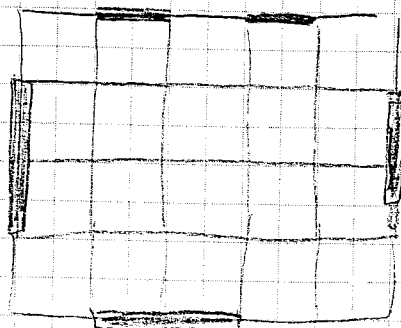
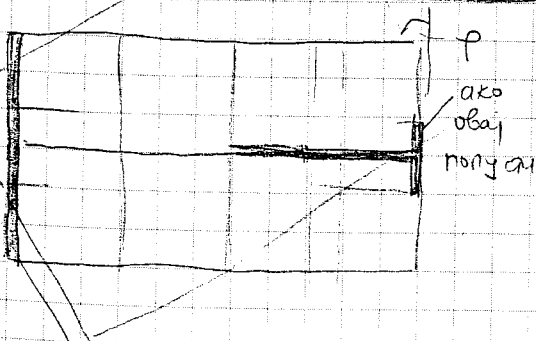


центар крутости и центар масе $\rightarrow$ дељује садржана сила

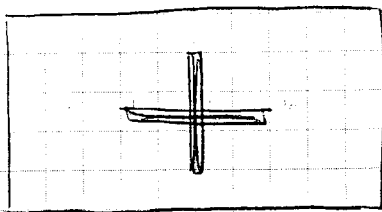


имамо само
транспацију

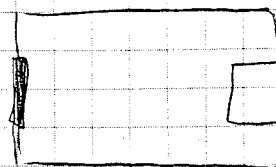
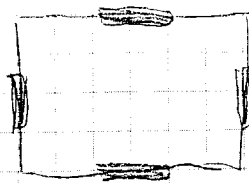
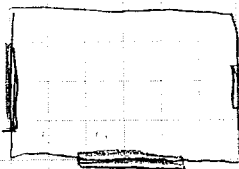
а бавка ротација нам
даје померања најудаље-
њих стубова



повољније и да
у другом правцу
имамо пар зидова
да други правцу
прихвати торзију



когда се зидови зрштају то су
нестабилни системи



боље по обиму

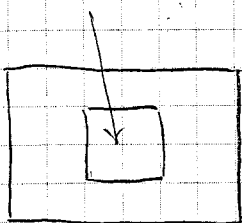
Рамбске до 25 етажа

Звојни системи: Рамбви + зидови → до 40 спратова

Системи са јаким преткама - до 30 спратова

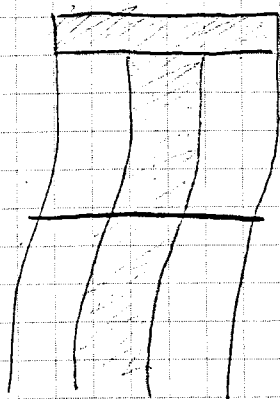
Звојни системи - до 110 спратова

УН. џев



спокшња џев → нчз стубова у фасади

УН. џев преко јаке претке ангажује
аксијалну крутост спокшње џеви



10. ДЕЦЕМБАР 2009.

А) Рамовске к-је $\rightarrow$ до 25 спратова $\rightarrow$ ограничења су велика померања у хоризонталном правцу од сеизмичног оптерећења $\frac{H}{600} \rightarrow$ висина објекта
По нашим прописима се не ограничава релативно спратно померање, а то је врло битно

Наш пропис ограничавају померања од ветра $w \rightarrow \frac{H}{1000}$

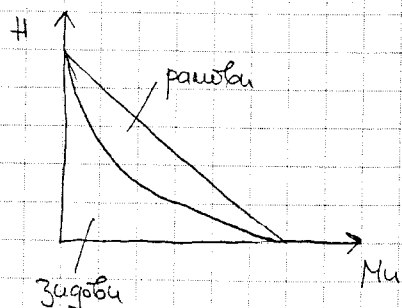
Ист рамовски систем се данас ретко користи осим код инд. хола

Б) К-је са АБ зидовима, постоје само од зидова и то су доста круте к-је
Данас најчешће двојни систем комбинације рамова и зидова. Код нас максимално до 20 спратова, али могу да иду до 40 спратова.

Удвостручени зидови који имају релативно велике крутости у односу на оквирне к-је
Систем са јаким пречкама (у Америци) омогућава до 80 спратова

Кад имамо 2 АБ зида и силу P у врху, померање би било $\frac{PH^3}{6EI}$, ако таквим зидовима који су самостални у објекту додато јаку пречку тај ефекат даје 4 пута мања померања, ако још и у средини додато јакну пречку добијемо 16 пута мања померања, то ћемо видети у Америци

Спрегнута к-ја утичу 1 на другу има релативно задовољавајуће хоризонтално померање
Добро да проценити колики део примају рамови, а колики зидови



Види се по висини кошта прима

Расподела хоризонталног и сеизмичног оптерећења

Ако имамо зид и нпр 1 рам, 2 елемента спрегнемо са простим штапом са крутости, он изиграва дијафрагму у својој равни, он има велику површину, тако уградимо на свакој страни и тиме

добедејемо = померање рама и зида

У зиду добијемо T силу у уквештењу одузмемо од унутрашњег оптерећења и видимо колико је оптерећења где отишло

То се испитује у ЕС8

У те преке се смештају технички делови објекта који се обично виде, они се крију

Језгра + прека пример. Спротивно померање врха

Врло често тај горњи део служи за раскладне уређаје, јер не може да се користи за обичну употребу.

Зак се појављују решеткасти системи који се јављају на фасадама (не крије се кр)а

Такав систем назива се ЦЕВНИ СИСТЕМ (где се ангажују периферни стубови)

Јака унутрашња језгра од АБ зида, служи за вертикалну комуникацију, и низ стубова по обиму повезана јаким прешком на врху са језгром. стубови ангажују своју аксијалну крутост, контролишу деформацију преке и самим тим деформацију језгра.

АВОЈНИ СИСТЕМИ → рамови и зидови, различите деформације самог зида и самог оквира. Зид се понаша као конзолни елемент има велика померања на својим крајевима. Рамови имају већа померања у нижим етапама, а на вишим мања. Како спречимо та 2 система, добијемо прихватљиво померања

РАМОВСКЕ КЈЕ - везе вертикалних елемената (који могу бити и носе) и хоризонталних елемената, греда (које могу бити и носе, поготово кров)

Погледа рамовске кје на

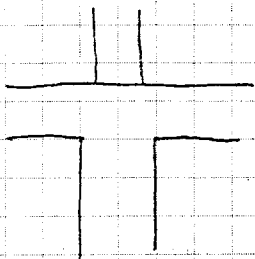
1. ПРОСТЕ 2. СЛОЖЕНЕ



Индустријски објекти → једнобродни, али пре свега приземни

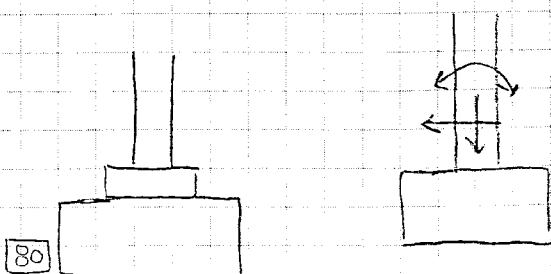
СЛОЖЕНЕ: Распони од 3,5 - 10 м обвртно, може и веће

стубови најчешће константног пресека, али могу да се мењају по етапама

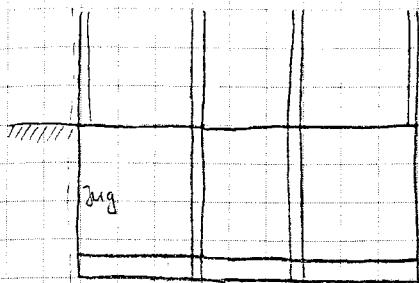


ФУНДИРАЊЕ → може на темељима самозима

може и најчешће алтернативно земље



Занас се врло често примењује фундавање на темељним плочама, тако што имамо обимне зидове, темељну плочу, фасадни стубови падају на АБ зид и најпешће се ради да спољашња површина буде равна, а стуб се увуче унутра због хп.



Унутрашњи стубови директно на плочу

Имамо круту к-у јер су плоче повезане преко зидова. Врло лако се ради хп поготово ако је ниво подземне воде веома висок

Проблем: Поцапање стуба кроз темељну плочу

РЕШЕЊЕ Број 1

Са стране подрума направимо капители



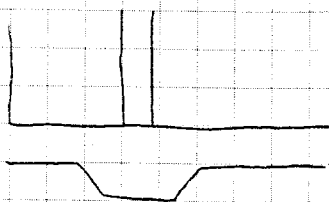
Проблем: Ти капители могу да сметају у самом подруму

То може да се реши тако што се наспе шљунчак и уради се засебна плоча

Проблем бр 2: Идемо са истом фундавањем која је врло дубока због овог слоја за иако који ћемо да попуњимо песком и шљунком

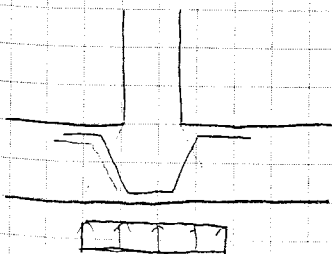
РЕШЕЊЕ Број 2:

Обрнути капители, иако локално дубље ископе



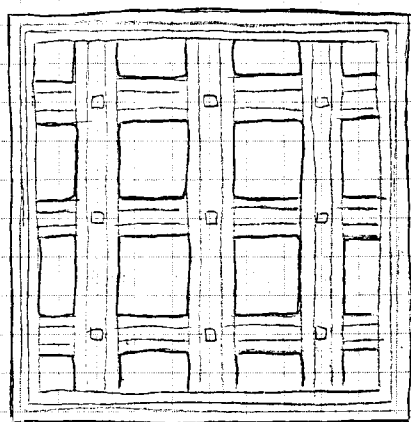
Проблем: Локално копање и компликованост оплата и хп

РЕШЕЊЕ Број 3: На помоћу конус шипки осигурамо пробој



Реактивно оптерећење које пада на конус пробоја иде директно у стуб и не улази у плочу тај део оптерећење можемо редуктовати

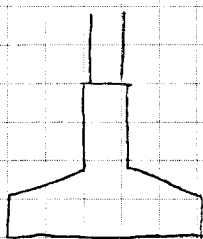
Фундирате на тракасти темељима



АБ зид има свој тракасти темељ а између стубова тракасти темељ у два правца роштиљна темељна крџа

Јаке греде обрнутог Т пресека испод самих стубова.

Сматра као плота, али смо уштедели на једном делу материјала

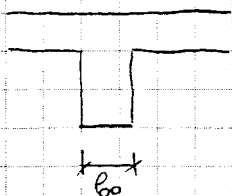


То радимо кад немамо велики притисак и подземне воде па немамо велику потребу X_{II}

кад су темељне плоче успешно моделиране прецизно се на њих

- димензије греда не мање од 25 cm

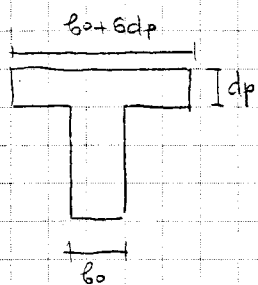
највише 30 cm, а висине d од $\frac{L}{16} \div \frac{L}{8}$



$\frac{L}{8}$ - $\Pi \Gamma$

$\frac{L}{16}$ - континуални носач, релативно мање оптерећен

Прорачун крутости, јесто се занемарује веза са плочом и одређава плоче



некада се овамо узимало



данас

као хомоген пресек ни арматура се не узима у обзир. Потетни модул се узима.

Али по теорији II реда због присуства преслика регулишу се крутост

0,4 за греде

0,8 за стубове јер су мање оптерећени

Пасе са тим карактеристикама рађају деформације

ОПТЕРЕЋЕЊА:

- СТАЛНО ОПТЕРЕЋЕЊЕ: Собствена тежина
Слојеви поцова на плочама
Тежина плафона
Тежина инсталација које су окатене на тифон
- ПОКРЕТНО: Према прописима
- ВЕТАР: кад су високи објекти, обично није меродаван, али то мора да се покаже
- t° - бар $\pm 15^\circ\text{C}$ сезонска температурна промена, и изг. монолитних к-ја
скупљање бар за -15°C

могу још нека додатна оптерећења

Велики број комбинација, најбоље меродавну за

- највећу арматуру
- и највећа напрезања у бетону

код стандарних r релативно мала

код великих повременних оптерећења, правимо распоред такав да добијемо екстремне вредности утицаја, на бази распореда оптерећења

Карактеристични пресеци:

Греда: поље и ослоњци

N су обично мале и могу да се занемаре

Према M и T , T јавно битне не смеју да се забораве

Стубови: Хоризонтално оптерећење: Тестерасте дијаграм момената и од гравитационог, алтернативни моменти, али не морају бити симетрични
Врх и дно стуба са $\max M$ и одг. N сила

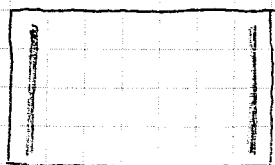


$\max M + \text{одг } N \rightarrow$ већа арматура

$\max N + \text{одг } M \rightarrow$ дефиниште напрезање у бетону

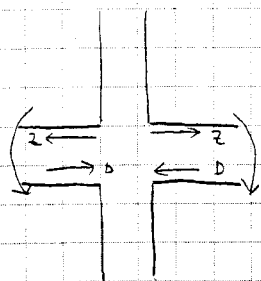
Стубови се симетрично армирају са конструктивном арматуром

По дужној страници



$\min A_s$ 0,8% УКУПНО!

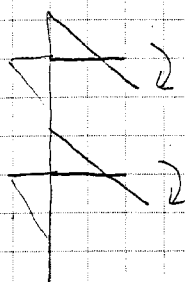
Чворови $\rightarrow$ унутрашњи и ни су толико проблематични



Он је мање-више уједностављен

Узетнице у стубовима није лоше да прођу кроз сав чвор

код линијских стубова или код завршне станице



Момент се преноси из греде у чвор. Чворови морају остати у еластичној области и пренети узетницама и укосницама

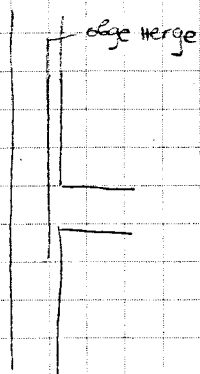
ЕС8

1 крајњи стубови: да се обезбеди висока дуктилност утешити попречном арматуром.

Попучина 1% већи проценат, али мах 4%

2 Забрањено настављати арматуру заваривањем у критичној области стуба, јер шипка постаје крта (томо где долази до отварања пл. зглобова)

3 Шипке се воде без прекида кроз критичну област а за остале преклапање 50%

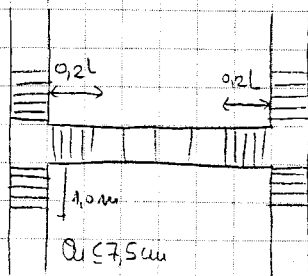


4 ограничење пречника арматуре греде која се води кроз чвор рама до $\phi 20$ јер ако је већи пречник постоји велика сила у арматури и долази до проклизавања кроз бетон

НАШИ ПРОПИСИ

1. Крутост греде на њој од крутости стубова да бисмо наметнули место отварања пластичних зглобова
2. Зборови морају бити еластични
3. Пластични зглобови морају да се отворе на крају греда, а не у самом збору
4. Греде изнад слатца, армира се арматуром 50% од затегнуте арматуре, повећава дуктилност греде тј. капацитет ротације
5. Узетнице морају бити преклопљене према краће стране да не би дошло до отварања у третићу деловања савишне силе и због попутне арматуре

$e_n \leq 20 \text{ cm}$, а на $0,2L$ од збора $e_n \leq 10 \text{ cm}$ јер је то исто зона где може доћи до пластичних зглобова



Напон у стубовима рамовима које од гравитационог оптерећења ограничен на $\sigma_0 \leq 0,35 \cdot 9,7 \text{ MPa}$

јер нормална сила смањује дуктилност стуба
+ на 1 м од збора $e_n \leq 7,5 \text{ cm}$

ЕС8 прописује и коликину узетница у зависности од дуктилности

6. Стављање за $\phi > 20 \text{ mm}$ заваривањем или преклапањем 50%. На њихом спрату не можемо 100% да прекрестимо на једном спрату

7. Узетнице се пробладе и кроз зборове

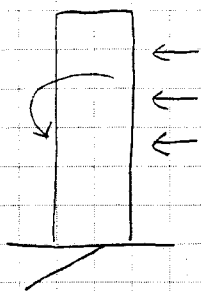
ЗИДОВИ

Греба да обезбедимо:

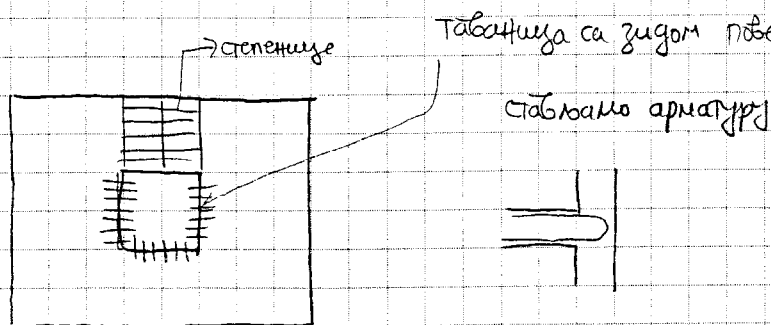
1. Потпуно еластично понашање и мале деформације за најјачи ветар и умерене земљотресе
2. Контролу хоризонталних померања не само целог објекта него и релативни спратни померање
3. Зидови су добри да бисмо постигли симетрију крутости објекта у основи и могу да обезбеде торзиону стабилност објекта



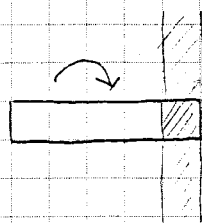
4 сигурност на препуштање целог објекта, да не дође до притиска и затезања на темељној спојници



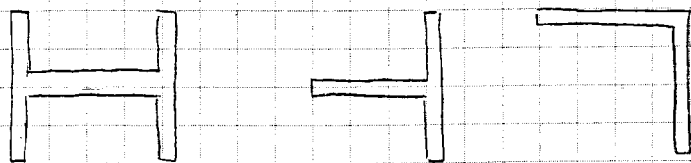
5 прихватање интерјуалних сила са МК - вантно је обезбедити везу табанице и зида



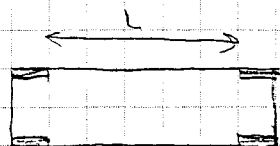
6. Треба тенити да се ангажују и зидови другог правца облика Т, L, I



ако је Т ратеретиће притиска јер се ангажују и зидови другог правца



7 да се што више зидова постави по периферији објекта



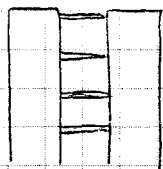
Велико дужина са великим t° даје велике утицаје, са тако распоређеним зидовима, смањимо растојање

8. Код двоних система што више гравитационог оптерећења преко зида Т. велику нормалну

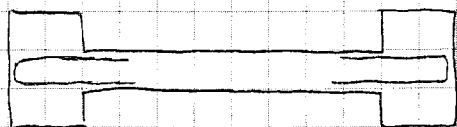
силу. Велика затезања за зид па мора и да добије одговарајућу нормалну силу погодиво ако је фундирање на тракастом темељу



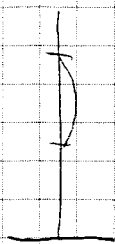
а да зглобови буду повезани прекама — идеални елементи за формирање пластичних зглобова јер саме преке навлаке велике T и M



и проширити ивице зидова што помаже груписање арматуре



Притиснута ивица има тако већу крутост

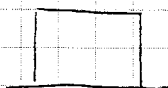


Може доћи до издотаца зидова, то спречавамо тим проширењима
битно да буде повезано са остацим зидова
укоснице + АБ мреже

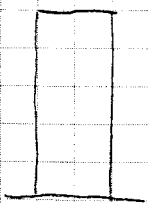
LS-преклоп укоснице са мрежом у том проширењу формира се
стуб са повећаном количином узетница у самом проширењу

Наши прописи

— површина попречног пресека зидова у основи $\geq 1,5\%$ бруто површине објекта
однос висине и дужине зидова > 2



Кратак зид ради претентно на смицање

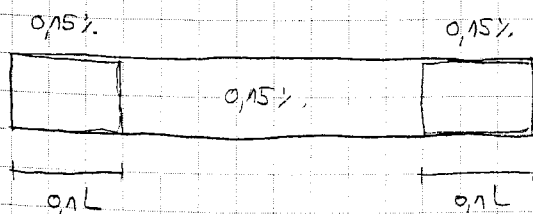


$H_2 > 2L_2$ да ради на савијање

$d_2 \geq 15 \text{ cm}$

— пластични зглобови формирају се у прекама 2 спојена зида

— укупна вертикална арматура $\mu \geq 0,45\%$ с тим што се груписше



Хоризонтална сила прима целу сензитивну
силу на појединачном нивоу

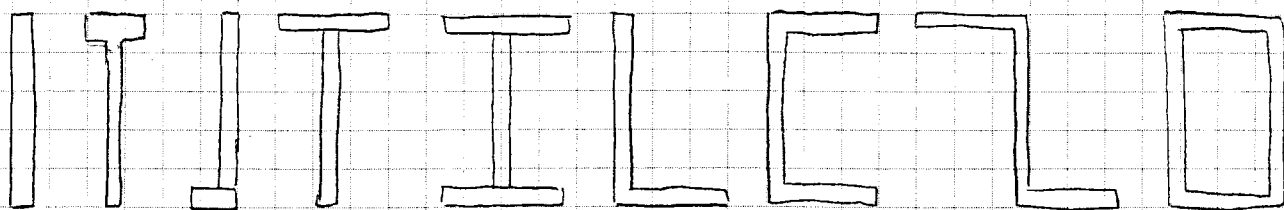
мин $0,2\%$

сигурни зид $\mu = 0,25\%$ равномерно по димензи зид

- Напон у зидовима од грабецаионног оптерећења

$$\sigma_0 \leq 0,2 \cdot 0,7 \text{ МВ}$$

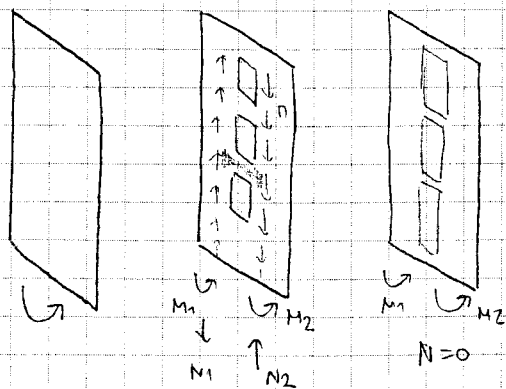
- Набављање вертикалне ариатуре 50% на свакој етапи одлици зидова



Утежање краја зида

Ако је димензија на крају зида $\geq 2\%$. Тада додатно утежање зида захтев из ЕС8 који се односи на напрезање зидова

код имамо пуне зидове они тада раде као конзоле



- Зидови са малим отворима, где се момент, они се јављају N силе у једном и другом делу зида. Пресеци имају T силе то споју пресеци и зида

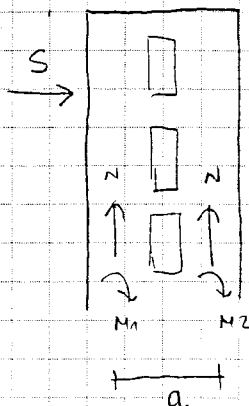
$$M_0 = M_1 + M_2 + N \cdot a$$

- Велики отвори - раде као 2 самостална зида, пресеци у мале издржати

По ЕС8

$$\frac{H_z}{L_z} > 2 - \text{Висок зид}$$

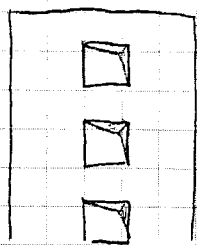
$$\frac{H_z}{L_z} \leq 2 - \text{Кратки зид}$$



$$N \cdot a \geq 0,25 M_0$$

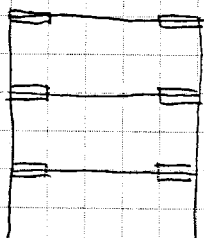
спојени зидови

1. Један зид са отворима на више нивоа МКЕ

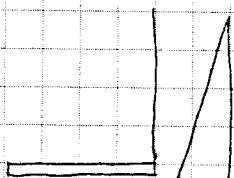


2. Јошар начин зид се подели у решетке притиснуте и затегнуте штапове затегнута арматура, притисак контролишемо преко напона притиска

3. Зид се претвара у рам (минимални елемент апроксимирамо зидове судовима пресе штаповима)



- објект неће бити без подрумске етапе тог је зид конзолни елемент



- Подземне етапе зид је фундиран на тавелној плочи, али круто везан етапом приземља



степен укљештења зависи од крутости плоче, битно да не се јави велика T сила у навоју подрума обезбеђује се арматуром

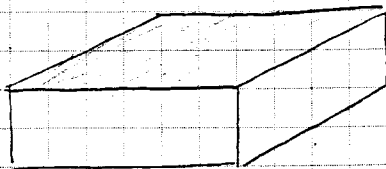
КРУПНОПАНЕЛНИ СИСТЕМ ЗГРАДА

17. ДЕЦЕМБАР 2009.

Подрумска етажа, потпуно укопана, велики број етажа

АБ зидови по целом објекту и плоча приземља ослоњена на обимне зидове

- кућица укопана у земљу

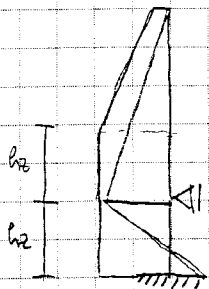


Плоча приземља је непомерљива у својој равни. По томе зидови и стубови имају непомерљиву основу у хоризонталном смислу јер су монолитно везани са АБ к-јом приземља.



Зид је зид укљештен
- дијаграми у зависности од степена укљештења

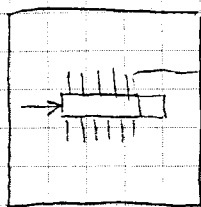
ЕС тражи да се димензионисање зида изврши према $\max M$ сајмаса



Пребацки се на горњу страну за исту висину и са поветианним моментом димензионисамо и остале етаже зида
добиву се (знатно) велики утицаји од само хоризонталног оптерећења

Што се тиче трансверзалних сила, имамо малу висину у приземљу, може се јавити велика трансверзална сила

Битно да се зид повећаше армираци са међуспратњом плочом



Плоча приземља чини зид непомерљив

да нема круту везу могло би да дође до усецања плоче зидом

→ критична зона зида

КРУПНОПАНЕЛНИ СИСТЕМ ЗГРАДА

Ушао 60-70-их у грађевинарство. Раде се са тунелском оплатом. Велики број на Новом Београду → крпе зграде са малим периодима осциловања, нису дуктилне, али имају огромну носивост. Данас се раде раде, али се могу срести у Совјетском Савезу, Француској

АБ зидови подељени у панеле. Висина = висини етaже

- дужина = дужини целе собе

Фасадни панели (Бетонски панели)

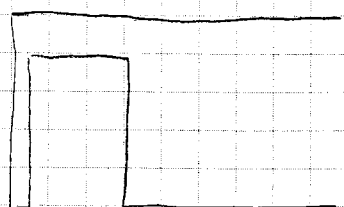
Могућност и да се МК уграде као монтажни, по се ти спојеви посебно обрађују. Код нас спојнице морају да пренесу сеизмичко оптерећење и оптерећење од ветра

Комбинација стубова и зидова

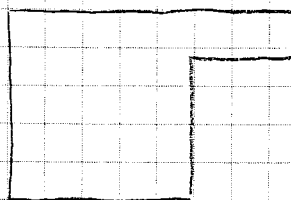
Отвори у оквиру панела, могу да се користе и онда монтажне плоче.

Поставља се арматура за континуитет плоче и додаје се слој бетона после наших монтажних

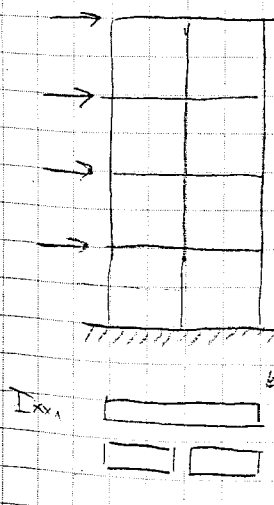
Посебни места за међусобну везу 2 суседна зида



неповољан
случ монтажне
ри се ради



оптерећење се прима на исти начин као и код монолитних панела



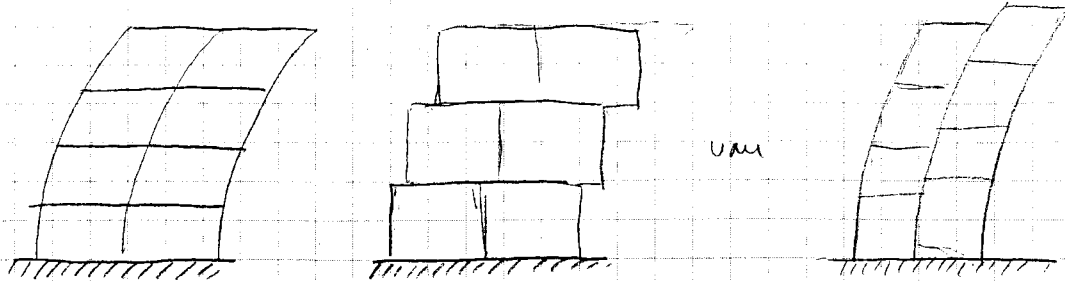
Он треба да се понаша као монолитни зид, спојеви морају да понесу оба слагања јуж хоризонталних и вертикалних веза

Зид се супроставља сакупном обим пресеком

Али дође до слабљених имамо овакав пресек

$$2I_{xx2} \ll I_{xx1}$$

Велико померање и напони, такође да се затезање јави у сваком од зидова али је попустила веза



Али дође до експлозије долази до премештања, стварања лука притиска, али морају постојати минималне везе $\rightarrow$ сепаратни по обиму зидова

Везе се рачунају са знатно умањеним коефицијентом сигурности

0,9 - 1 1 - 1,5

Само да чува интегритет објекта, ништа више

Детаљ - испуштају се петље на месту где се догађају додатна армира и замењује се ситнозрним бетоном

У хоризонталном панелу се оставља рупа за вертикалне панеле за анкер и врши се инјектирање и затварање.

Добра веза сматра се као под потпором кје

Антиерна армира се замењује

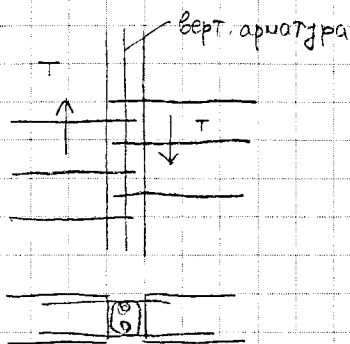
Основа $\rightarrow$ праве се нише за пролазак армијуре, панели се спајају цементним малтером 5-6 см ситнозрног бетона, армира се преносом и тај слој није да табаница буде деформативна и крута у својој работи и може да потесе оптерећење од земљотреса

- ставља се и армира која даје додатну дуктилност

Механизам преношења силе

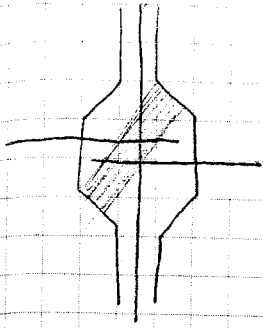
Најлакше кад бисмо 2 панела направили равних попречних пресека

Петље из оба панела које се међу собом укрштају



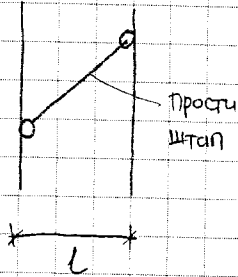
и замењује се ситнозрним бетоном





Али кад се појави смицање долази до разарања, па би ова веза била померљива

Формира се притиснућа дијагонала између ових спојева па се прелазије до силе. Та дијагонала има тенденцу да разбује везу у хоризонталном правцу па се тако укључује и хоризонтална арматура



Овако приказујемо везу

Тенди се да се повећа ширина између 2 плоче, а то спречава хоризонтална арматура, па се тиме и она ангажује што је добро

КРУПНОТЕЛИЈСКЕ МОНТАЖНЕ ЗГРАДЕ

- Врло велика механизација, захтева велика улагања

У фабрици направљена цела соба, купатила са плочицама, са степенишним просторима код нас. Нису стекле велико интересовање

РЕЗИМЕ

СКЕЛЕТНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ

1. Више статички неопређен, добро због отварања већег броја пластичних зглобова смањена крутост $\rightarrow$ повећава период (T) $\rightarrow$ мање сейзмичке силе
Зграде бегне из резонанце



Смањује координата пратећег спектра

2. Мање масе $\rightarrow$ мање сейзмичке силе
3. Веће периоде $\rightarrow$ флексибилније $\rightarrow$ велики померачи, рушење преградних зидова $\rightarrow$ мање силе

4. Лакше $\rightarrow$ фуктност
5. Осетливе на теорију II реда
6. Рачунамо на висок ниво оштећења

ДВОЈНИ СИСТЕМ

- Зидови $\rightarrow$ контрола померања $\rightarrow$ кратке периоде $\rightarrow$ индукцијске силе од осетљивих
- мања померљивост $\rightarrow$ мања осетљивост на теорију II реда
- повезати зидови $\rightarrow$ пресеке $\rightarrow$ пластични зидови
- зидови $\rightarrow$ контроли на сеизмичке силе, рамови 25% (контрола)
- зидови $\rightarrow$ мале N, велики M $\rightarrow$ проблем фундираних

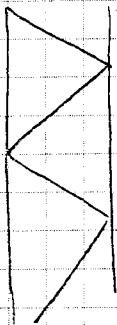
ПАНЕЛНЕ

- теже су и круте - јер имају велики број зидова, велика маса индукује велике сеизмичко оптерећење. Велика масовост и тиме се акумулира великом сеизмичком оптерећењу. Мала оштећења углавном јун спојева и тако се троши сеизмичка

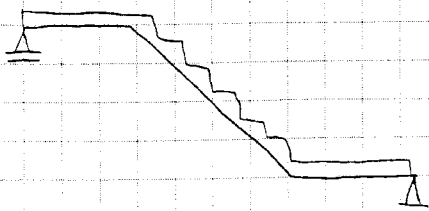
НЕБУСПРАТНЕ КОНСТРУКЦИЈА

- најбоље монтажне плоче
- монтажне имају ребра за укрупњење, серканти, "топинг"
- лоше $\rightarrow$ кје са шупљим блоковима (крте) $\rightarrow$ зонању спратност

РАМПЕ, СТЕПЕНИШТА



Решетка система $\rightarrow$ навлази велико оптерећење
 на степенишних кракова
 Боље монтажне везе степеништа са померљивим везама



Телови $\rightarrow$ плоче и теловити раштични

- самци $\rightarrow$ повезати у оба правца
 Гредима, према да приме силу

$$Z = H - N - \mu$$

24. ДЕЦЕМБАР 2009.

ДЕТАЛИ МЕЂУСОБНИХ ВЕЗА МОНТАЖНИХ ЕЛЕМЕНАТА

1. ТЕМЕЛО - СТУБ

2. СТУБ - СТУБ

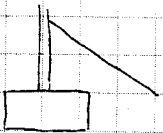
3. СТУБ - ГРЕДА

4. ГРЕДА - ГРЕДА

5. ПЛОЧА - ЗИД

Још само треба повезати која је која слика са сликовом

Вежа А стуб и темељ $\rightarrow$ најједноставнија, примењује се за стубове са малим N и T силама. Оставља се анкер из темеља, а у стубу се оставља отвор у који ће ући анкер и подиба се вежа између стуба и темеља да бисмо имали добро полегање.



стуб се помоћу ове придржава у 2 правца

Анкер се налази по средини темеља

Смичањем због земљотрасе примеће T сила.

Оваква вежа не може да претесе момент, арматура постоји само у средини стуба.

В - зглобна вежа, ради се отисак на темељу и други на стубу са истом кривином.

Може да прими малу T силу, али момент не

С - класичан зглоб са земљним елементима, ослањање стуба тачкасто или линијско.

Ако нема граничника не може ни T силу да прими, а ако има граничнике

(слика 8) може неку малу силу да претесе.

Могу да се раде и класични фрекционски зглобови, али они се мање користе.

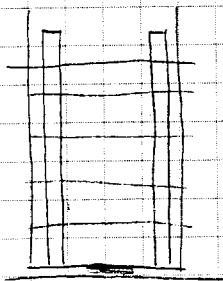
СТУБ УКЉЕШТЕН У ТЕМЕЛО

ДЕСТО $\rightarrow$ СМКА А

У стубу остављени отвори, 4 отвора. Из темела се остављају прави анкери дужине $\geq L_s$. Оставља се подужна позиција да би се извршило центрисање стубова. Инјектирање са доње стране под притиском, маса која путује горе кад поже да излази на рупу 2. То је попуњено. Та маса отврдне за 24 сата.

Други начин $\rightarrow$ С горње стране инјектирано $\rightarrow$ то је отвор бр 3, он је шири од отвора бр 2, а маса излази доле.

Сигурније инјектирати са доње стране јер маса излази само и ако је попуњен цео отвор, за разлику од ситуације 2.



Најбоље да се унутар стуба остави отвор који се уради од профилисане цеви за прегинање.

Онда се врши добро повезивање оградне цеви и ребросте арматуре. Прогутајте уједнице сигурно на дужини од 1m.

Проблем је тај што мора прецизно да се ради, антени морају бити на свом месту. Антени се групишу по различите напоне, могу нпр 3 има да у угловима. Број анкера одговара количини подужне арматуре.

Зазор између стубова и темела се попуни цементним малтером да би се лепо пренела N сила.

Слика В $\rightarrow$ штељовање стуба преко заобртања (префигурација)

СЛЕДЕЋИ ТИП ВЕЗЕ исто стуб темело

- доле имамо шаблон који тачно држи положај анкера, позиција а шипке се заварују. Одговара монолитном напону извођења, али мора да буде прецизна. Ако имамо момент у једном правцу тако и групишемо шипке.
- То је све групу спају слике 1, 2, 3, 4, 5, 6

Следетна веза је преузета из Немачке, њој нас се јавно често користи.

Темељ који се роди на лицу места са темељном вацијом, у њу се поставља стуб који има T, N и $M \Rightarrow$ Треба нам крута веза.

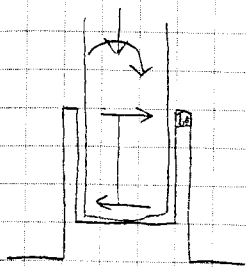
Нема смисла да темељ родимо као монтажни, због његове масивности и због напегача.

Прво се армира основа темеља на вацији. У средишту темеља оставља се бочни који служи за набелацију. Зазор између темеља и стуба око 10 см, да би се лако попунило ситнозрним бетоном. Оплата стуба треба да буде назуђљена, тако добијемо назуђљену вацију стуба + назуђљене ивице темељне вације.

Дубина темељне вације зависи од односа M и N и иде од

$$1,5d - 2d \quad d - \text{ветна димензија стуба}$$

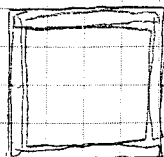
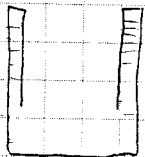
Ако су велики моменти онда је и дубља



Верт. Арм.

Када се појави момент ми њега разбајамо на спрег, сила притиска делује на врх темељне вације, друга у дну. Ова сила горе се преноси на арматуру која је грисана у врху темељне вације, ова доле ће да се улије у сам темељ.

Узет је хоризонтално по висини темељне вације, а у оном горњем делу грисана ветна количина узетница.



За мање моменте роди се једноставнија вација.

Ако је вација назуђљена ми у ствари имамо монолитни темељ.

Арматура самог темеља зависи од утицаја, димензионише се према њему пресеку.

Битно још да проверимо продој услед нормалне силе притиска.

ДЕТАЛИ НАСТАВЉАЊА СТУБОВА

Настављачи бетонирања

Нешто слично као код темеља

Из доњег стуба остављају се прави анкери са шаблонима, у горњем делу стуба оставља се отвор у који улазе анкери из доњег дела и врши се инјектирање као мополпре од горе или од доле цементном емулзијом

слике лево А и В

Овај део где је мешава за нивелацију испуњен је квалитетним цементним малтером (марка 100) који отврдне после 24 часа

или заваривање арматуре → мало компликованије

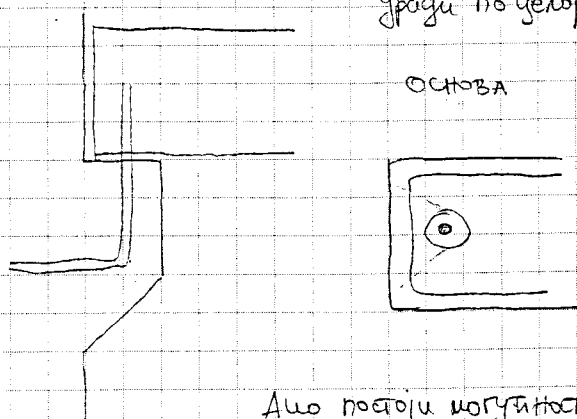
као код земљних зидова је се повезица, темљна капа по обиму, горњи намете на доњи, помоћу дрвених земљних плоча врши се претосама, арматура стуба заварена за темљне капе

ГРЕДЕ НА СТУБОВЕ

Ослањимо на више носача, на стубу кратак елемент

- цементно или неопренимо лениште, греда намете на лениште. Такво лениште ради на треће не претоси силу притиска на затезања на такве везе греда избегавају

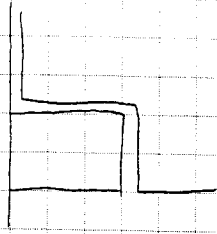
- II на месту кратког елемента уреди се болван, он сад може да прими силу. Или се уреди по целој висини греде. Остави се отвор где ће се ући анкер



У греди сила затезања дође до избаљивања овог слоја бетона по моромо да убацимо у греду арматуру облика пирамидног П по штабовој висини греде

Ако постоји могућност одизања греде на анкеру се прави набој и остави се натица која ће да прими зупање

Кратак елемент неће бити сакривен, а прега овако обликована тако да се дање објект
поклапају. То се ради из естетских разлога



Постоји и могућност да кратак елемент урадишмо наклоното
са забортњевима, који ће да послуше као осовинау греде
у том случају стубови се морају бушити на местима забортњева

↑ Оваква веза је зглобна, јавља се обртање греде $\Rightarrow$ не преноси моменат

сау често варијације $\rightarrow$ темпна плота у греди повезана са анкерима и горња и
доња плота се забаре, опет упуштен или не

КОНТИНУИТЕТ ИЗМЕЂУ ГРЕДЕ И СТУБА

Таква веза треба да имитира монолитну т.к. крсту везу

I случај Упомо стуб са кратким елементом и поставља се греда

Моменат делимо на спрег сила

$\rightarrow Z$

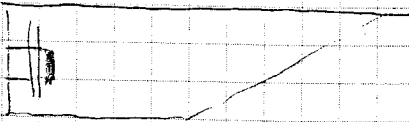
Сила притиска преноси се са греде на стуб тако што зазор залијемо
цементним малтером

$\leftarrow D$

Затезање проблем. Убацимо 1 шраф или вијак. У стубу остављен отвор, има
натизу и плочицу. У греди исто отвор са нишом

обично 2 у пару

отвор крсто



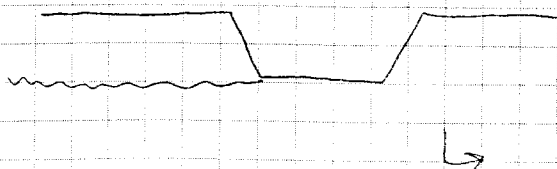
Прав угао за подупишту плочицу, дотегнемо набрткы
када се појави М разлаци се на две 2 силе
мало Z- крак унутрашњих сила

Ако постоји сила затезања забортање је напрегнуту силон
затезања преко плочице

он исту ту силу предаје бетону сила Z врши смицање

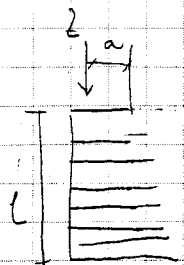
у овом споју

увезање



Моримо да проверимо то симулирање

$t = \frac{z}{v \cdot l}$ ако је веће од дозвољеног напрона морамо да прихватимо арматуру

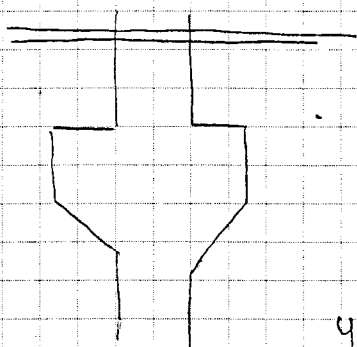


исто као за кратак елемент

$A_a = \frac{z_1}{b \cdot v}$ ако тај елемент посматрамо као кратак

т. $a \ll l$

Слично кад имамо континуитет греде



Вијак иде кроз стуб. С једне стране греда мора да има нишу, с друге стране матрица са позицион

Цела ствар је спремна да прими момент

Ниша са једне стране мора бити већа

У случају да треба да прими само силу затезања заборавићемо да буде само у средњој висине греде

II варијанта → Греду радимо у 2 фазе. Постабља се греда нешто мање висине, оставља се да вири арматура узетица из такве греде

Греда се уводи до одређеног нивоа у I фази



Када убацујемо појачање арматуру обавимо узетицу на месту места

Из стуба арматура вири за L_s греда се подвлачи под ту арматуру, обарају се узетице

За средњини стуб исто

Мало више посла на месту места, мли на монолитну базу

Заваривање арматуре → оставља се 1 полигити из греде, завари се са арматуром у другој фази

III начин

Арматура из стуба вири, пролази кроз греду и вири за II спрат

Пролаз се инјектира тог горњег дела стуба и кроз греду и ни тај начин

осваљује се континуитет у греде, али ради се пресека стуба, али опет греда на том месту имитира део стуба. Спојеве што морамо да инјектирамо због нормалне силе

Нисе дошл примерено за велике N силе

Из стуба се испусти арматура и из греде, доде се арматура збара и он се бетонира на месту места. Може и под убитог и под средњег стуба

Збор се испуни литозрним бетоном $\Leftrightarrow$ монолитна веза

Кратки елементи се могу избети, али мора да се оствари прѣремено подупирање греде док веза не отврсно

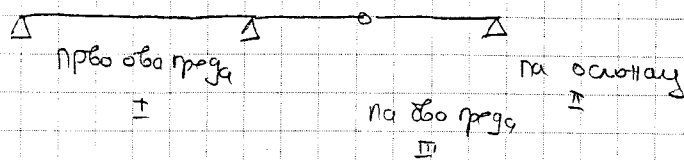
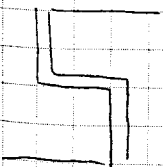
ГРЕДА НА ГРЕДУ $\rightarrow$ нела стуба

Јака греда представља основну слабљор, ради се у 2 фазе, али морамо имати подупирање јер греда у I фази има мале димензије арматура бери из ње. Друга греда се ослања на оно 2-3 см заштитног слоја и бери арматура. Бетонирање на месту места $\rightarrow$ фаза II

Петља - или праве шипке које се међусобно збаре



Греда на греду $\rightarrow$ Герберов зглоб $\rightarrow$ под континуалних греда



Герберов зглоб једноставан не прима N силу, а ако има болузи онда претрси N силу. Пошто постоји обртање то је класична зглобна веза

Болузи или збртањ са матрицом за чување

Цена армирања нешто слично ронџази

ПЛОЧА НА ЗИД

Хоризонтални пател на цоли или средњи зид

Нише у зиду, уноса арматура из патела, пре него што се то уради постављају се подупирачи за хоризонтални пател

Средњи зид → Остави се зуб из патела да полегне на зид, тада не требају

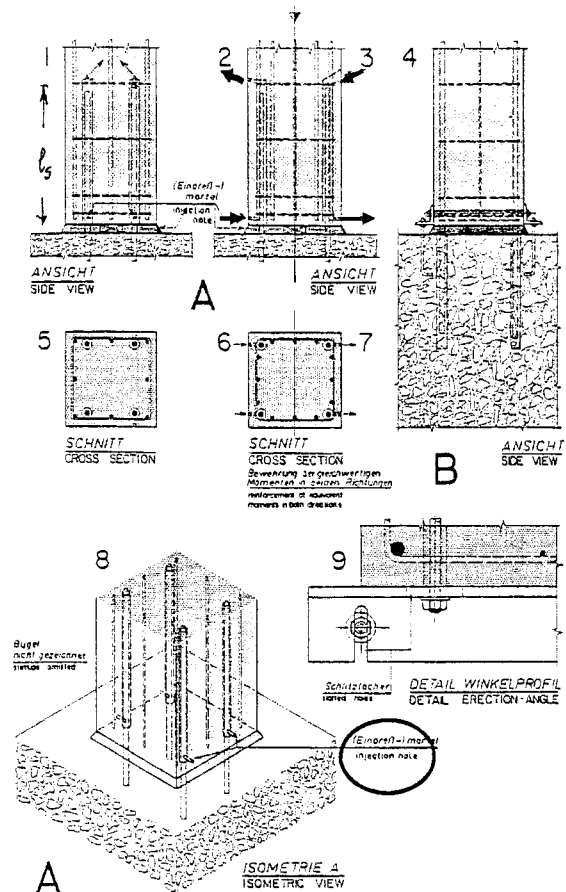
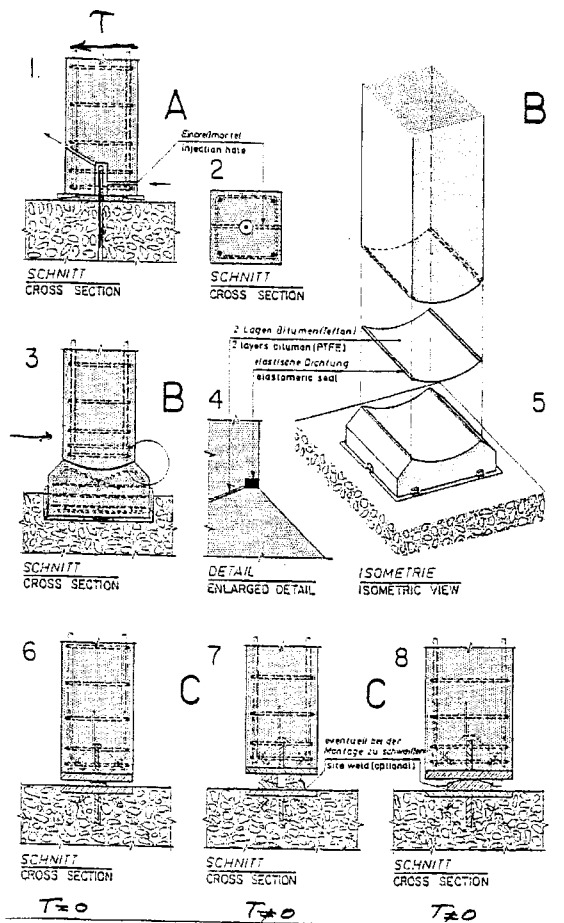
}} подупирачи а у нишу петље из једног и другог патела

Липушка веза може да се оствари и заборивањем што је негодније, јер има још мало простора за радника

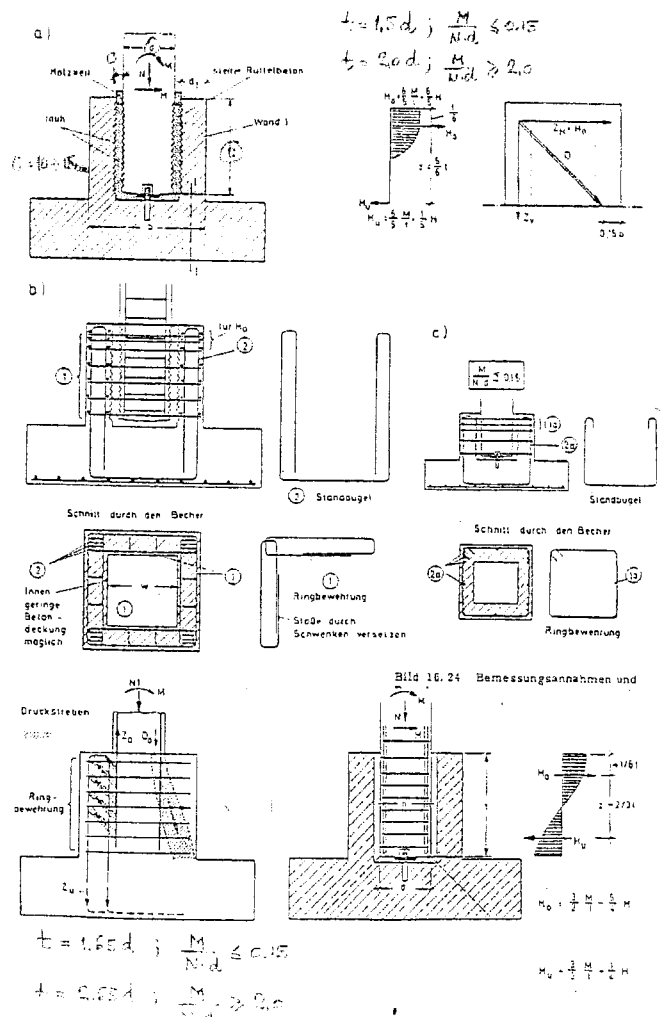
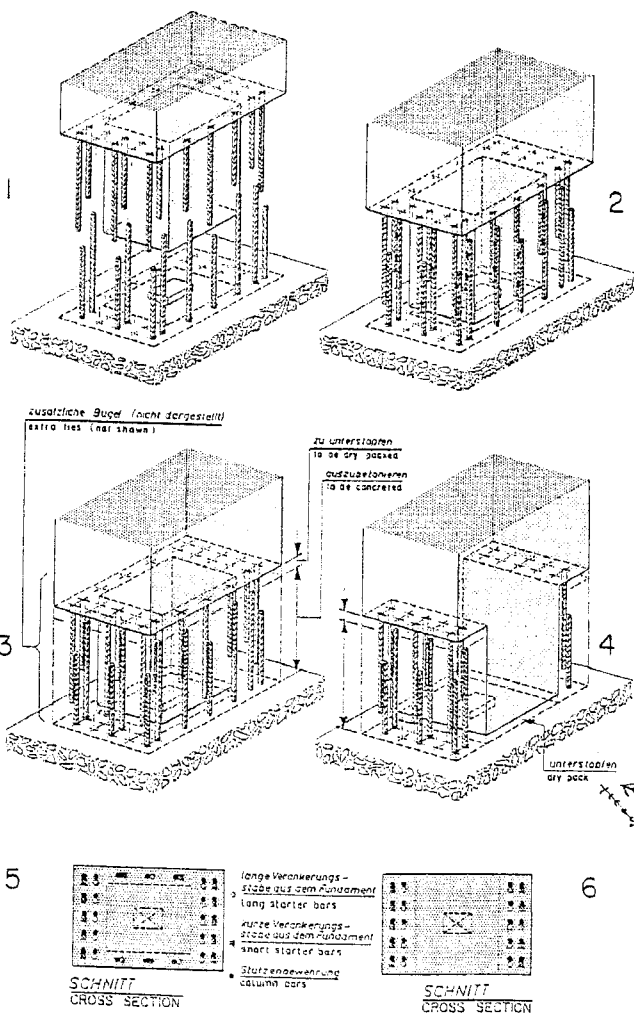
Јасно: Пател може да се делимично ослаба на зид

и нека веза би могла да би могао бетон да се уради

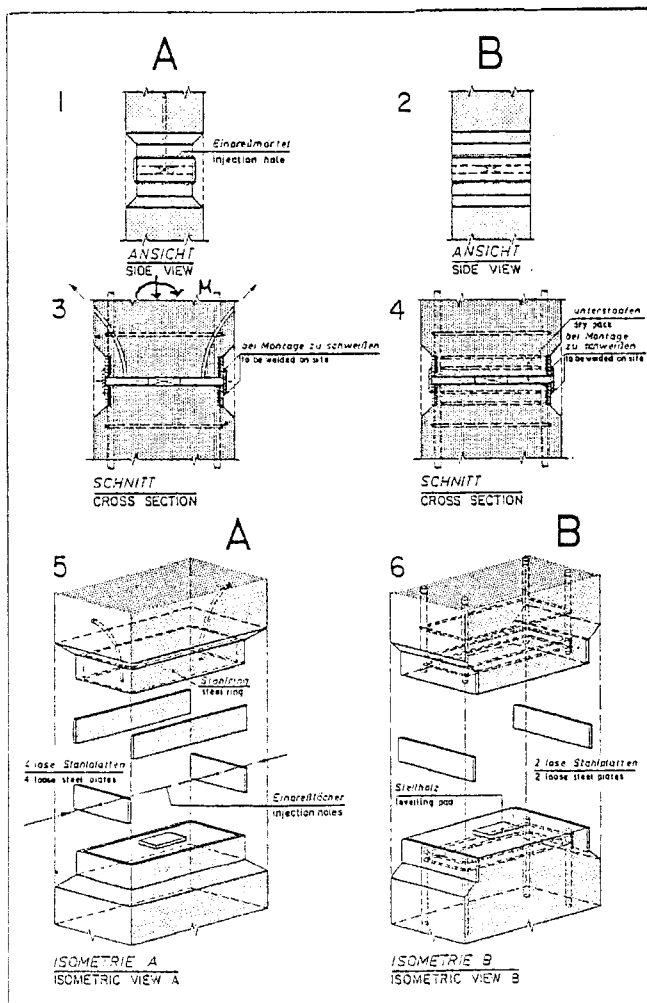
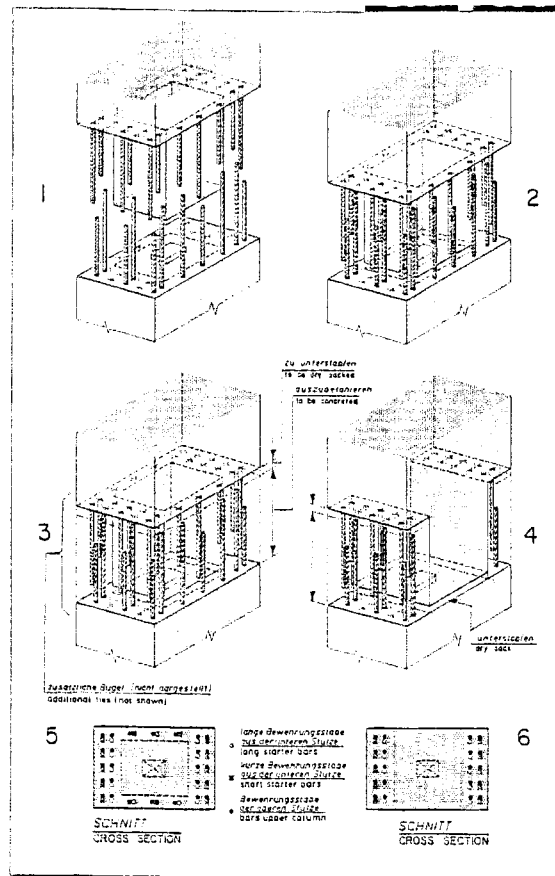
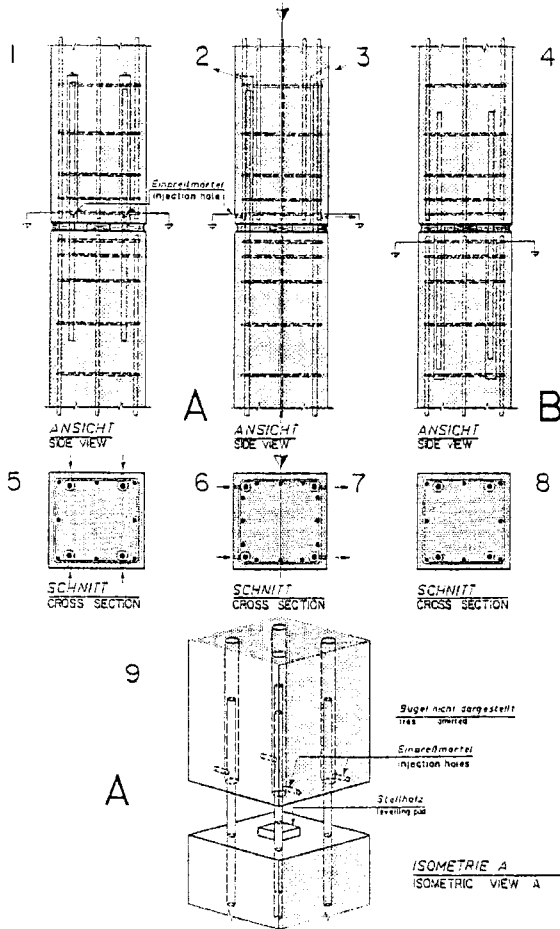
Detalji veze stuba i temelja



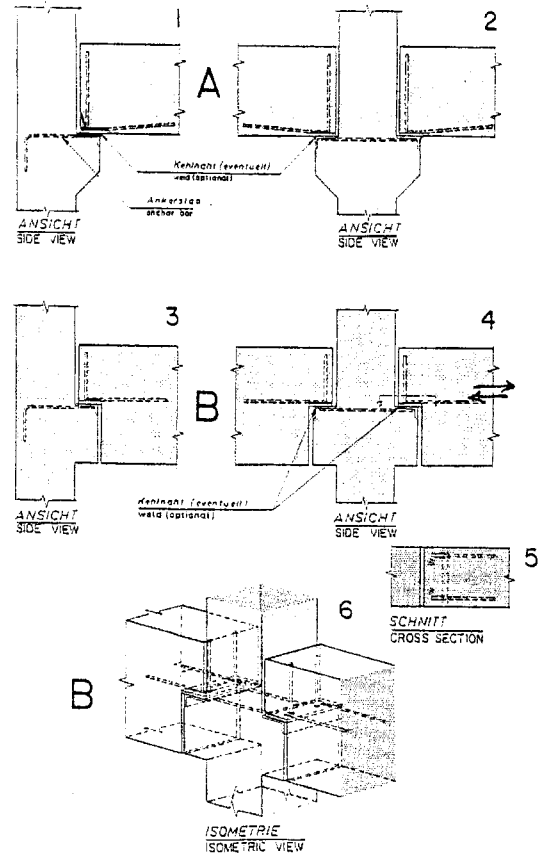
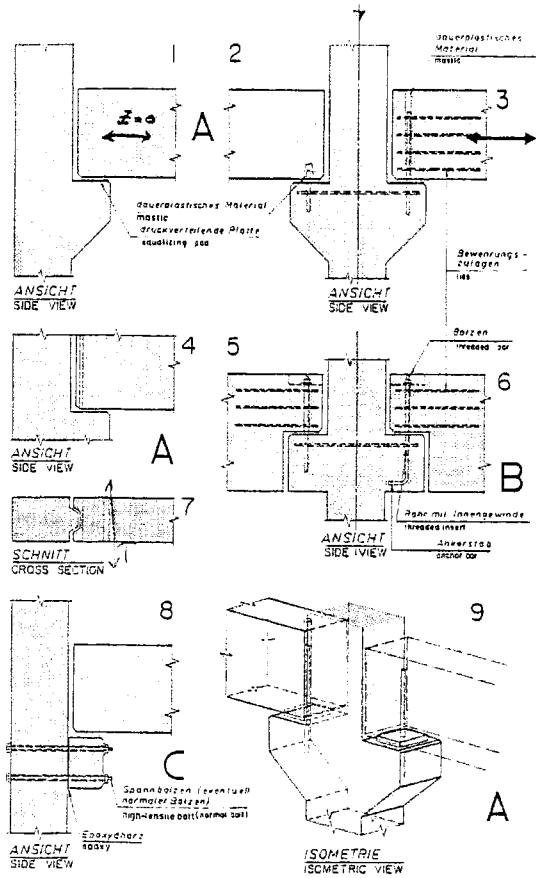
2



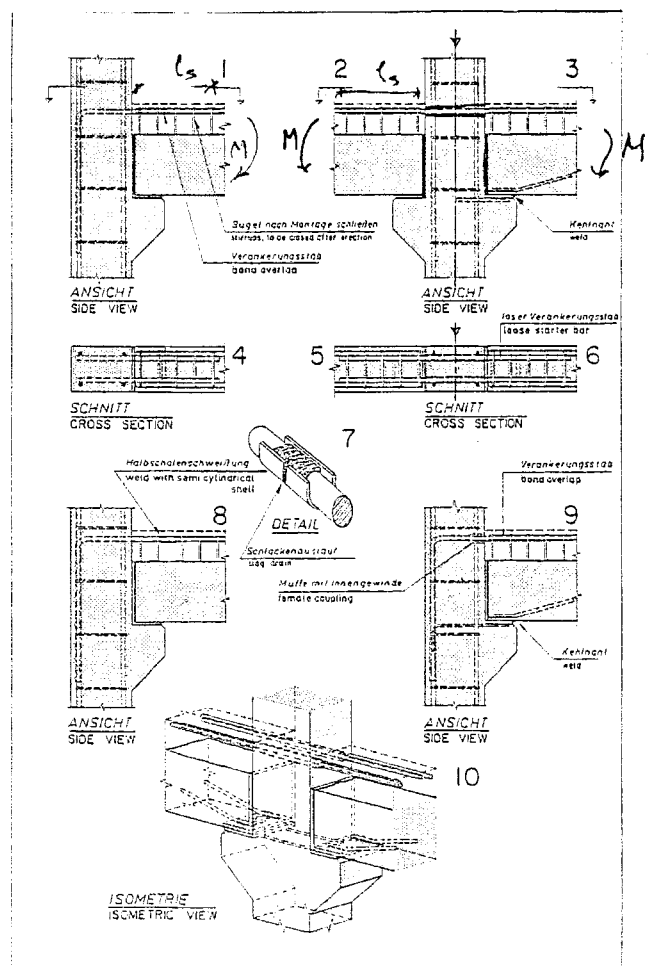
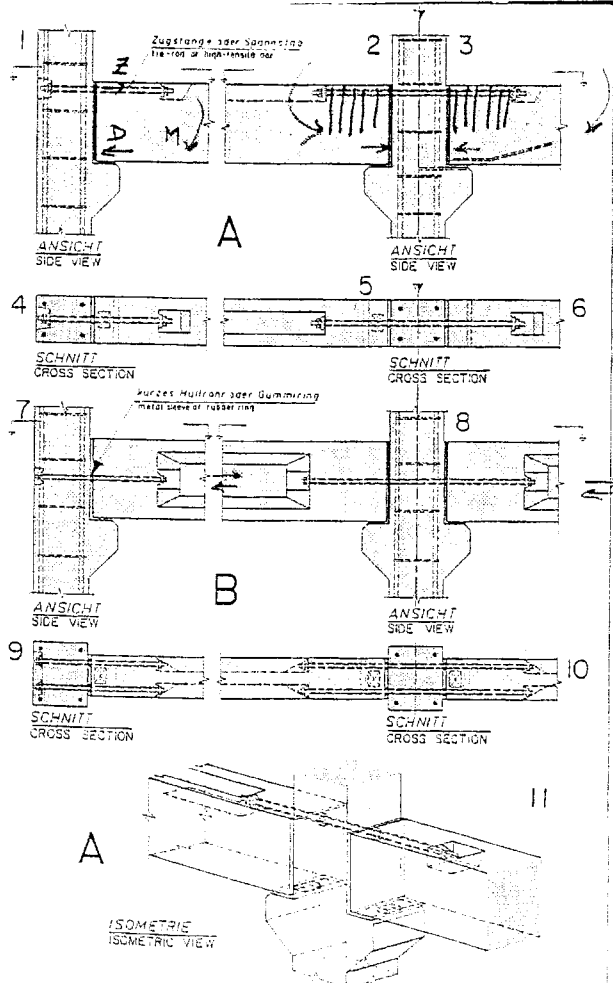
Detalji nastavljanja stubova



Detalji oslanjanja grede na stubove



Načini kontinuiranja greda iznad stubova



Načini oslanjanja ploče na zid

