

УНИВЕРЗИТЕТ У БЕОГРАДУ
Грађевински факултет
Одсек за конструкције

ДИПЛОМСКИ – МАСТЕР РАД

**Примена спрегнутих конструкција код
вишеспратних јавних гаража**

Мирослав С. МАРЈАНОВИЋ (504/09)

Београд, 2010. год.

**ПРИМЕНА СПРЕГНУТИХ
КОНСТРУКЦИЈА КОД
ВИШЕСПРАТНИХ ЈАВНИХ ГАРАЖА**

**APPLICATION OF COMPOSITE
STRUCTURES IN
MULTI-STOREY CAR PARKS**

- Резиме -

- Abstract -

Постоји велики број примењених решења у пројектовању вишеспратних гаража: различита конструкцијска решења разликују се у начину на који се пројектују међуспратне конструкције. Примена спрегнутих конструкција у пројектовању међуспратних конструкција резултује: смањењем утrophка челика, смањењем грађевинске висине, краћим временом грађења.

У овом раду су анализиране основне методе пројектовања спрегнутих греда од челика и бетона, у складу са Еврокодом. Анализирана су три различита типа челичних греда спрегнутих са бетонском плочом на профилисаном лиму: греда у виду класичног вруће ваљаног I - профила, СТУБ системи спрегнуте греде и спрегнута греда у виду саћастиг челичног носача. Дата је компаративна анализа примене три система спрегнуте греде. Усвојено решење примењено је у конструкцији која је описана у другом делу овог рада.

У другом делу рада је детаљно изложен прорачун носеће челичне конструкције јавне гараже димензија 31×70 м у основи, спратности П+3, са детаљима челичне конструкције.

Кључне речи:

Челик,
Бетон,
Спрегнуте конструкције,
Спрегнута плоча на профилисаном лиму,
Спрегнута греда,
СТУБ носач,
Саћасти носач,
Вишеспратна гаража,
Еврокод.

There is a great variety of applied solutions in multi-storey car parks design: the various construction types differ from one another by the way the floors are built. Applying of composite structures in floor design results in: reduction in steel consumption, reduction of the structural height, shorter construction period.

This research deals with main design methods for composite beam from steel and concrete, according to Eurocode. There were analyzed three solutions for steel beam in combination with concrete slab on profiled steel sheet: standard hot rolled I - profile, composite Stub girder, and castellated composite beam. Comparative analysis of application of three solutions for composite beam was given. The admitted solution is applied in the construction of which is described in the second part of this paper.

The second part of this paper is exposed to the detailed calculation of main steel construction of public car park, with dimensions of 31×70 m in the basis, with B+3 floors, and with structural steel detailing.

Keywords:

Steel,
Concrete,
Composite structures,
Composite slab with profiled steel sheet,
Composite beam,
STUB girder,
Castellated beam,
Multi-storey car park,
Eurocode.

САДРЖАЈ

1. УПОРЕДНА АНАЛИЗА РАЗЛИЧИТИХ ВАРИЈАНТИ СПРЕГНУТИХ ГРЕДА

1.1 УВОД	1.2
1.1.1 ЦИЉ РАДА	1.2
1.1.2 ОПШТЕ О СПРЕЗАЊУ	1.3
1.1.3 ПРЕДНОСТИ ПРИМЕНЕ СПРЕГНУТИХ КОНСТРУКЦИЈА	1.3
1.1.4 МЕТОДЕ ИЗВОЂЕЊА СПРЕГНУТИХ КОНСТРУКЦИЈА	1.4
1.1.5 ДЕФИНИЦИЈА И ВРСТЕ СПРЕЗАЊА	1.5
1.2. ЕЛЕМЕНТИ СПРЕГНУТЕ МЕЂУСПРАТНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ	1.6
1.2.1 МЕЂУСПРАТНЕ ПЛОЧЕ.....	1.6
1.2.2 СПРЕГНУТЕ ГРЕДЕ	1.7
1.2.3 СРЕДСТВА ЗА СПРЕЗАЊЕ	1.7
1.3. ТЕОРИЈСКЕ ОСНОВЕ И ПРОРАЧУН АНАЛИЗИРАНИХ ТИПОВА СПРЕГНУТИХ ГРЕДА	1.8
1.3.1 СПРЕГНУТА ПЛОЧА НА ПРОФИЛИСАНОМ ЛИМУ	1.9
1.3.1.1 Основне претпоставке	1.9
1.3.1.2 Профилисани лим у фази монтаже	1.11
1.3.1.3 Прорачун спрегнуте плоче.....	1.12
1.3.2 СПРЕГНУТА ГРЕДА У ВИДУ I НОСАЧА СА ПЛОЧОМ НА ПРОФИЛИСАНОМ ЛИМУ	1.18
1.3.2.1 Увод	1.18
1.3.2.2 Носивост попречног пресека	1.19
1.3.2.3 Носивост на бочно торзионо извијање	1.25
1.3.2.4 Носивост на подужно смицање	1.25
1.3.3 СТУБ СИСТЕМИ СПРЕГНУТЕ ГРЕДЕ СА ПЛОЧОМ НА ПРОФИЛИСАНОМ ЛИМУ	1.32
1.3.3.1 Увод	1.32
1.3.3.2 Принципи пројектовања СТУБ носача	1.33
1.3.3.3 Пројектни захтеви за СТУБ носаче	1.46
1.3.3.4 Закључак	1.48
1.3.4 СПРЕГНУТА ГРЕДА У ВИДУ САЋАСТОГ НОСАЧА СА ПЛОЧОМ НА ПРОФИЛИСАНОМ ЛИМУ.....	1.48
1.3.4.1 Увод	1.48
1.3.4.2 Опште о геометрији саћастих носача	1.49
1.3.4.3 Основе понашања саћастих носача у фази грађења	1.51
1.3.4.4 Понашање спрегнутих саћастих носача	1.54
1.3.4.5 Прорачун спрегнутих саћастих носача	1.55

1.3.4.6 Конструктивни детаљи	1.58
1.4. УПОРЕДНА АНАЛИЗА	1.60
1.5. ЗАКЉУЧАК	1.93

2. ТЕХНИЧКИ ОПИС КОНСТРУКЦИЈЕ

3. СТАТИЧКИ ПРОРАЧУН

3.1 ОСНОВНИ ПОДАЦИ ЗА ОБЈЕКАТ	3.2
3.2 МЕТОД ПРОРАЧУНА МЕЂУСПРАТНИХ ПЛОЧА И ПОДНИХ НОСАЧА	3.2
3.3 МЕТОД ПРОРАЧУНА ПОДВЛАКА, СТУБОВА И СПРЕГОВА	3.3
3.4 ОСНОВНА ОПТЕРЕЋЕЊА	3.4
3.4.1 ГРАВИТАЦИОНО ОПТЕРЕЋЕЊЕ	3.4
3.4.2 СТЕПЕНИШТЕ POS ST	3.4
3.5 ДОПУНСКА ОПТЕРЕЋЕЊА	3.6
3.5.1 ОПТЕРЕЋЕЊЕ ВЕТРОМ	3.6
3.5.1.1 Осредњени аеродинамички притисак ветра ветра	3.6
3.5.1.2 Динамички коефицијент G_z	3.7
3.5.1.3 Трење услед ветра	3.9
3.5.1.3 Случајеви оптерећења за програм TOWER	3.10
3.5.2 ТЕМПЕРАТУРНИ УТИЦАЈИ	3.10
3.6 ИЗУЗЕТНА ОПТЕРЕЋЕЊА – СЕИЗМИЧКО ОПТЕРЕЋЕЊЕ	3.10
3.6.1 МОДАЛНА АНАЛИЗА	3.10
3.6.1.1 Анализа тонова осциловања	3.12
3.6.2 СЛУЧАЈЕВИ ОПТЕРЕЋЕЊА ЗА ПРОГРАМ TOWER	3.13
3.6.2.1 Прорачун еквивалентног статичког оптерећења	3.13
3.7 КОМБИНАЦИЈЕ ОПТЕРЕЋЕЊА	3.14
3.8 ПРОРАЧУН МЕЂУСПРАТНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ	3.16
3.8.1 ПРОРАЧУН СПРЕГНУТИХ ПЛОЧА POS PP1, POS PP2, POSPP3, POS PP4	3.16
3.8.2 ПРОРАЧУН ПОДНИХ НОСАЧА POS PN1	3.21
3.8.3 ПРОРАЧУН ПОДНИХ НОСАЧА POS PN2	3.29
3.8.4 ПРОРАЧУН ПОДНИХ НОСАЧА POS PN3	3.35
3.8.5 ПРОРАЧУН ПОДНИХ НОСАЧА POS PN4, POS PN5, POS PN6	3.40
3.9 СТАТИЧКИ ПРОРАЧУН	3.45
3.9.1 СЕТОВИ ГРЕДА	3.46
3.9.2 ДИСПОЗИЦИЈА РАМОВА И ПОМОЋНИ ПОГЛЕДИ	3.49
3.9.3 ДИСПОЗИЦИЈА ОПТЕРЕЋЕЊА	3.60

3.10 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ ЕЛЕМЕНАТА НОСЕЋЕ КОНСТРУКЦИЈЕ	3.101
3.10.1 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ ПОДВЛАКА POS PD1	3.101
3.10.2 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ ПОДВЛАКА POS PD2	3.107
3.10.3 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ ПОДВЛАКА POS PD3	3.111
3.10.4 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ СТУБОВА POS S1	3.114
3.10.5 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ СТУБОВА POS S2	3.118
3.10.6 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ СТУБОВА POS S3	3.123
3.10.7 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ СТУБОВА POS S4	3.126
3.10.8 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ СПРЕГОВА POS VS1	3.136
3.10.9 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ СПРЕГОВА POS VS2	3.137
3.10.10 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ СПРЕГОВА POS VS3	3.138

4. ОПШТИ И ТЕХНИЧКИ УСЛОВИ

4.1 УВОДНЕ НАПОМЕНЕ	4.2
4.2 ЗАКОНСКА И ТЕХНИЧКА РЕГУЛАТИВА ЗА ИЗРАДУ И МОНТАЖУ ЧЕЛИЧНИХ КОНСТРУКЦИЈА	4.2
4.2.1 ОПШТА ЗАКОНСКА РЕГУЛАТИВА	4.2
4.2.2 ТЕХНИЧКА РЕГУЛАТИВА	4.2
4.2.2.1 Оптерећења	4.2
4.2.2.2 Општа техничка регулатива за челичне конструкције	4.3
4.2.2.3 Пројектовање челичних конструкција	4.3
4.2.2.4 Основни челични материјал	4.4
4.2.2.5 Додатни материјал за заваривање	4.4
4.2.2.6 Додатни материјал – завртњеви	4.5
4.2.2.7 Контрола квалитета заваривачких радова	4.5
4.2.2.8 Заштита од корозије челичних конструкција	4.6
4.2.2.9 Израда челичних конструкција	4.6
4.2.2.10 Преглед и одржавање челичних конструкција	4.6
4.3 ОСНОВНИ ЧЕЛИЧНИ МАТЕРИЈАЛ ЗА КОНСТРУКЦИЈУ	4.6
4.3.1 ПОСЕБНИ УСЛОВИ	4.6
4.3.2 ПРЕУЗИМАЊЕ МАТЕРИЈАЛА	4.7
4.4 ЗАВАРИВАЊЕ	4.7
4.4.1 КОНТРОЛА КВАЛИТЕТА ЗАВАРЕНИХ СПОЈЕВА	4.8
4.5 ЗАВРТЊЕВИ	4.8
4.6 ИЗРАДА ЧЕЛИЧНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ У РАДИОНИЦИ	4.8
4.6.1 УСКЛАДИШТЕЊЕ МАТЕРИЈАЛА	4.8
4.6.2 РАДЊЕ КОЈЕ ПРЕТХОДЕ ИЗРАДИ КОНСТРУКЦИЈЕ	4.9
4.6.3 РАДИОНИЧКА ИЗРАДА	4.9

4.6.4	ЕЛЕМЕНТИ КОЈИ СЕ ПОСЕБНО НАГЛАШАВАЈУ	4.10
4.6.5	ПРИЈЕМ КОНСТРУКЦИЈЕ У РАДИОНИЦИ	4.10
4.6.6	ИСПОРУКА КОНСТРУКЦИЈЕ	4.10
4.7	МОНТАЖА ЧЕЛИЧНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ	4.11
4.8	ЗАШТИТА ОД КОРОЗИЈЕ	4.11
4.9	ОБРАЧУН И ПЛАЋАЊЕ ЗА ЧЕЛИЧНУ КОНСТРУКЦИЈУ	4.12
4.10	БЕТОНСКИ И АРМИРАНО-БЕТОНСКИ РАДОВИ	4.12
4.10.1	ТЕХНИЧКИ СТАНДАРДИ ЗА АРМИРАНИ БЕТОН	4.14
4.10.2	АРМИРАЧКИ РАДОВИ	4.14
4.11	ЗЕМЉАНИ РАДОВИ	4.15
4.12	РАЗНИ РАДОВИ	4.16

5. СПЕЦИФИКАЦИЈА МАТЕРИЈАЛА

6. ПРИЛОЗИ

6.1	ПРИЛОГ О ЗАШТИТИ НА РАДУ	6.2
6.1.1	РЕГУЛАТИВА	6.2
6.1.2	ОПШТЕ НАПОМЕНЕ И ОБАВЕЗЕ	6.2
6.1.2.1	Обавезе Инвеститора	6.2
6.1.2.1	Обавезе Извођача радова	6.2
6.1.3	ОПАСНОСТИ У ТОКУ ИЗВОЂЕЊА РАДОВА	6.3
6.1.4	МЕРЕ ЗА ОТКЛАЊАЊЕ ОПАСНОСТИ У ТОКУ ГРАЂЕЊА	6.3
6.1.5	ОРГАНИЗАЦИЈА ПРВЕ ПОМОЋИ НА ГРАДИЛИШТУ	6.3
6.1.6	УРЕЂЕЊЕ И ОДРЖАВАЊЕ САОБРАЋАЈНИЦА	6.4
6.2	ПРИЛОГ О ЗАШТИТИ ОД ПОЖАРА	6.4
6.2.1	МЕРЕ И СРЕДСТВА ПРОТИВПОЖАРНЕ ЗАШТИТЕ	6.4

7. ГРАФИЧКА ДОКУМЕНТАЦИЈА

8. ЛИТЕРАТУРА

1. УПОРЕДНА АНАЛИЗА РАЗЛИЧИТИХ ВАРИЈАНТИ СПРЕГНУТИХ ГРЕДА

Стране 1-94.

УПОРЕДНА АНАЛИЗА РАЗЛИЧИТИХ ВАРИЈАНТИ СПРЕГНУТИХ ГРЕДА

1.1 УВОД

Савремена конструкторска пракса подразумева све већу примену спрегнутих конструкција које се намећу као доминантан тип конструкције у објектима високоградње. Европски комитет за стандардизацију (CEN) издао је нове европске прописе за спрегнуте конструкције Еврокод 4 (Децембар 2004.) пре одговарајућих прописа за челик и бетон, што потврђује велику експанзију у примени и развоју спрегнутих конструкција. Спрегнуте међуспратне конструкције намећу се као практично незаменљив тип међуспратних конструкција у објектима високоградње са главном носећом конструкцијом од челика. Једноставност веза и конструктивних детаља, одсуство потребе за постављањем оплате при грађењу, брзина градње и префабрикација само су неке од најзначајнијих предности ове врсте конструкција.

Развој теорије спрегнутих конструкција условио је појаву све већег броја произвођача елемената за спрегнуте конструкције као што су профилисани лимови, моносиметрични I носачи и различити типови челичних греда које служе као носачи спрегнутих плоча. На тржишту се може пронаћи и велики број патентираних система спрегнутих конструкција. У нашој земљи пројектанти све више примењују решења међуспратних плоча у виду спрегнутих конструкција, што захтева упознавање и увођење нових система у свакодневну грађевинску праксу.

1.1.1 ЦИЉ РАДА

Циљ првог дела овог рада је да кроз упоредну анализу три варијанте спрегнуте греде у међуспратним конструкцијама укаже на могућности, ограничења, предности и мане примене ове врсте конструкција. Упоредна анализа извршена је на конкретном примеру, у анализи утрошка челичног материјала за израду међуспратне конструкције вишеспратне јавне гараже. У раду је сагледан економски аспект примене спрегнутих конструкција и извршено је упоређивање једног класичног и често примењиваног типа конструкције са два нешто савременија, у нашој земљи ређе коришћења решења.

Други део рада представља пројекат челичне конструкције јавне гараже спратности П+3, у којој је у пројектовању таваница употребљен систем спрегнуте плоче и спрегнутих подних носача који се у упоредној анализи показао као најеконичнији.

У овом поглављу укратко је дат преглед основних елемената спрегнуте конструкције и основних типова ових елемената. Дате су теоријске основе за прорачун три анализирана типа спрегнуте греде у међуспратним конструкцијама, као и поступак прорачуна спрегнуте плоче на профилисаном лиму, која је примењена у комбинацији са сва три наведена типа челичних греда. Приказ опште теорије спрегнутих конструкција није предмет овог рада и претпоставља се да је читалац упознат са основама теорије спрегнутих конструкција. Затим је извршена упоредна анализа три посматране варијанте спрегнутих греда и указано је на предности, мане, као и на економски аспект у примени ових решења.

Материја изложена у овом раду заснива се на решењима и препорукама британског Института за челичне конструкције (SCI), као и стандардима Британског завода за стандардизацију (BSI), а у складу је са савременим европским прописима: Еврокодом 2, Еврокодом 3 и Еврокодом 4. Описано решење међуспратне конструкције са СТУБ носачима је у потпуности дефинисано Британским стандардом BS 5950.

1.1.2 ОПШТЕ О СПРЕЗАЊУ

Композитни материјали, који се углавном називају композити, су инжењерски материјали направљени од два или више материјала значајно различитих физичких или хемијских својстава. Ова својства остају јасно одвојена и видљива на макроскопском нивоу у завршеној конструкцији. На пример, дрво је природни композит целулозних влакана у лигнину. Најпримитивнији композитни материјал који је човек створио било је блато помешано са сламом, од којег су се правиле цигле за зидање. Постоји велики број композита у нашем најближем окружењу: асфалт-бетон, фибер стакло или имитација гранита се широко употребљавају да оплемене наше животно окружење.

У ширем смислу, спрезање представља конструктивно обједињавање два различита материјала у јединствени - спрегнути пресек. При спрезању се тежи да се на најбољи начин искористе само одабране особине различитих материјала који се спрежу. У области грађевинских конструкција примену налазе спрезање челика и бетона, бетона различитих квалитета и старости, бетона и дрвета, челика и дрвета и др. Међутим, под појмом спрегнутих конструкција најчешће се подразумевају спрегнути елементи од челика и бетона, с обзиром да овај вид спрезања има најширу примену. Ова два елемента су суштински различити, али су у спрегнутом пресеку (нарочито код статичког система просте греде) оптимално искоришћене њихове особине, тако да се они у потпуности допуњују, тј. компатибилни су:

1. Бетон добро прихвата напоне притиска, а челик напоне затезања што доприноси већој носивости спрегнутог пресека
2. Бетон обезбеђује заштиту од корозије и пожара челичним елементима
3. Челични елементи су релативно танки и склони избочавању и бочно торзионом извијању, а бетон може да их укрути и спречи те појаве.

Посматрајући просту греду изложену савијању на најбољи начин се могу уочити ефекти спрезања. Ако је греда неспрегнута, након оптерећивања ће се елементи савијати једнако, тј. имаће исту кривину, а сваки део ће сагласно својој крутости прихватити део спољашњег оптерећења. Међутим, на контакту ових елемената ће се појавити релативно померање, тј. клизање. Ако се ова два елемента повежу спојним средствима – можданицима, релативно померање ће бити спречено и они ће прихватити оптерећење као јединствен – СПРЕГНУТ пресек.

1.1.3 ПРЕДНОСТИ ПРИМЕНЕ СПРЕГНУТИХ КОНСТРУКЦИЈА

Спрегнуте конструкције примењују се код објеката високоградње и код мостова. Широку примену спрегнуте конструкције налазе у области административних зграда. Оптимална конструкција за такве објекте је најчешће једноставна, са спрегнутим међуспратним плочама, носачима од ваљаних или заварених I профила и једноставним везама. Применом оваквих система могуће је у зградама остварити

распоне од 12-20 метара, што је због оствареног слободног простора веома значајно за пословне и комерцијалне зграде. Своју примену спрегнуте конструкције налазе и код других вишеетажних јавних зграда, јавних гаража, индустријских објеката, спортских, сајамских и других дворана средњих распона. Спрегнуте конструкције се примењују и у мостоградњи и то највише код друмских, градских и пешачких мостова. Коловозна плоча је најчешће армиранобетонска плоча која је спрегнута са челичним носачима.

Предности примене спрегнутих конструкција последица су многобројних повољних карактеристика њихових елемената. Спрегнуте конструкције имају низ предности, како у односу на армиранобетонске конструкције, тако и у односу на одговарајуће челичне конструкције:

1. Једноставно и поуздано решење пријема смичућих сила, које се остварује преко можданика за спрезање, заварених за горњу ножицу челичног носача
2. Мање конструктивне висине, повољнији однос носивости и тежине, већи распони и виткији стубови
3. Повећана носивост
4. Значајна пожарна отпорност, без других додатних мера. Пожарна отпорност спрегнутих међуспратних конструкција уобичајено износи 30 мин при пуном и 60 мин при мањем степену искоришћења

Економски аспект примене спрегнутих конструкција није занемарљив – спрезањем се постижу мање димензије елемената, а самим тим долази до редукције утрошеног материјала. Смањује се укупна висина и тежина конструкције, а самим тим и трошкови фундација се смањују. Остваривањем већих распона се смањује број стубова. Извођење спрегнутих конструкција је знатно брже и једноставније, што такође доводи до уштеде. Израда конструкције је брза, једноставна и ефикасна, а такође ниво префабрикације је висок.

Неоспорним повољностима примене спрегнутих конструкција од челика и бетона супротстављају се и извесне неповољности у односу на чисто челичне конструкције. Једна од њих је и чињеница да се спрегнути материјали (бетон и челик) разликују по својим физичко-механичким карактеристикама, што резултује различитим понашањем ова два материјала у току периода експлоатације. Са једне стране, челик представља еласто-пластичан материјал са временски независним карактеристикама материјала, док је бетон виско-еласто-пластичан материјал са својствима која знатно зависе од времена. Нарочит утицај на понашање, а самим тим и на прорачун и обликовање спрегнутих конструкција имају деформације бетона услед скупљања и течења, које су у функцији времена. У недостатак се може сврстати и потреба за средствима за спрезање.

Генерално, област примене спрегнутих конструкција од челика и бетона је практично неограничена. Стога је важно познавати и поступке прорачуна и конструисања оваквих система. Многи инжењери из целог света су покренули студије оправданости, тражећи мишљење архитеката, инжењера консултаната и произвођача међуспратних конструкција, у циљу развоја препорука за прорачун спрегнутих конструкција.

1.1.4 МЕТОДЕ ИЗВОЂЕЊА СПРЕГНУТИХ КОНСТРУКЦИЈА

При извођењу спрегнутих плоча/греда прво се поставља челични део носача на који се уграђују можданици, а затим се излива бетонска плоча. Она може бити изливена на

привременој или трајној оплати. Челични профилисани лим се користи као трајна оплата. Са тим у складу, челични део конструкције прихвата сопствену тежину оплате и свежег бетона, што представља стално оптерећење. Спрегнуто дејство се постиже када бетон достигне захтевану чврстоћу и тада спрегнута конструкција прихвата корисно оптерећење. Оваква конструкција се назива **неподупрта конструкција**. Да би се постигло да спрегнута конструкција прихвати и стално и корисно оптерећење, потребно је конструкцију пре бетонирања ослонити на привремене ослонце. Таква конструкција се назива **подупрта конструкција**. Привремени ослонци се уклањају након достузања захтеване чврстоће бетона. Подупирање се обично врши у половини или четвртинама распона.

1.1.5 ДЕФИНИЦИЈА И ВРСТЕ СПРЕЗАЊА

Под појмом спрезања подразумева се осигурање заједничког рада бетонских и челичних елемената изложених дејству момента савијања, аксијалне и трансверзалне силе. При томе се челик и бетон примењују у складу са одговарајућим карактеристикама материјала: код челика се искоришћава велика носивост на затезање, а код бетона висока чврстоћа на притисак. Да би се обезбедило спрегнуто дејство челика и бетона потребно је да постоји веза која прима смичуће силе између ова два елемента.

Средства за спрезање – можданици су у стању да потпуно или делимично спрече релативно померање између челичног и бетонског дела пресека. Контактни спој између ових елемената се назива **смичући спој**. Спрезање се може остварити и без можданика и тада се спрезање остварује природним пријањањем, трењем или посебним сидрењем.

Генерално, разликују се три врсте спрезања челика и бетона:

1. **КРУТО СПРЕЗАЊЕ**, код кога је спој између бетона и челика непопустљив тако да нема утицаја на распоред напона у спрегнутом пресеку
2. **ЕЛАСТИЧНО СПРЕЗАЊЕ**, код кога је омогућено еластично померање између спрегнутих елемената
3. **ДИСКОНТИНУАЛНО СПРЕЗАЊЕ**, код кога су на деловима носача са максималним моментима савијања изостављена средства за спрезање, а плоча је изведена без прекида.

Осим тога, по обиму спрезања, разликују се потпуно и делимично спрезање.

ПОТПУНО СПРЕЗАЊЕ осигурава спрезање при деловању свих врста оптерећења и утицаја, укључујући и сопствену тежину челичних елемената. Оно се може остварити само ако је челични носач читавом дужином подупрт у току радова на бетонирању и очвршћавању бетона.

ДЕЛИМИЧНО СПРЕЗАЊЕ се може остварити само за корисно оптерећење, или за корисно и део сталног оптерећења. У првом случају, челични носач се димензионише тако да преузима комплетну сопствену тежину, тежину оплате, радника и бетона, а спрегнути пресек прима само корисно оптерећење, па нема потребе за било каквим подупирањем челичног носача у току бетонирања. У другом случају, спрегнути пресек осим корисног оптерећења прима и тежину свих делова конструкције која није везана

за реализацију армиранобетонске плоче. Ни приликом оваквог спрезања није потребно подупирати челични носач приликом бетонирања.

При прорачуну спрегнутих носача по теорији граничних стања се у зависности од носивости смичућег споја разликују:

1. ПУН СМИЧУЋИ СПОЈ, где број можданика омогућава да се у критичном пресеку оствари момент пуне пластичности.
2. ПАРЦИЈАЛНИ СМИЧУЋИ СПОЈ, у коме број можданика није довољан да се у критичном пресеку оствари момент пуне пластичности.

1.2 ЕЛЕМЕНТИ СПРЕГНУТЕ МЕЂУСПРАТНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ

Спрегнути системи међуспратних конструкција састоје се из три основна елемента: међуспратне плоче, челичног носача и средстава за спрезање. Правилно конструисање и прорачун оваквих система подразумева добро познавање свих елемената у његовом саставу.

1.2.1 МЕЂУСПРАТНЕ ПЛОЧЕ

Спрегнуте међуспратне конструкције могу се поделити према типу међуспратних плоча, које могу бити:

1. Армиранобетонске плоче ливене на лицу места
2. Монтажне армиранобетонске плоче
3. Спрегнуте плоче са профилисаним лимовима

Први тип спрегнутих међуспратних конструкција примењује се за веће распоне плоча и већа оптерећења. Спрезањем челичног носача са армиранобетонском плочом добијају се мање димензије челичног носача, а самим тим и смањење грађевинске висине међуспратне конструкције. Ману оваквих система представљају високи трошкови оплате потребне за бетонирање армиранобетонске плоче. Из тог разлога, овај тип спрегнуте међуспратне конструкције налази ређу примену у високоградњи, а примењује се углавном код мањих објеката или површина неправилног облика.

Код другог типа спрегнутих међуспратних конструкција, префабриковане армиранобетонске плоче постављају се на монтиране челичне носаче, обично преко слоја малтера. На местима можданика за спрезање заварених за челичне носаче остављају се отвори у плочама. Ови отвори се након монтаже плоча, заједно са спојницама између плоча, заливају бетоном који би требало да буде што мање подложан скупљању. Арматура из плоче се једним делом води кроз отвор и обично обавија око можданика. Спрезање челичног носача са префабрикованим армиранобетонским плочама може се остварити и путем трења, односно, притезањем помоћу високовредних завртњева. Овакав систем омогућава спрезање у сувом поступку. Примену налази нарочито код привремених објеката или објеката са унапред предвиђеним променама, с обзиром на могућност демонтаже бетонских плоча без оштећења и њихове поновне употребе.

Прелаз између класичног система спрегнутих међуспратних конструкција са плочом ливеном на лицу места и префабрикованим армиранобетонским плочама представља

систем са префабрикованим бетонским елементима као оплатом и бетонирањем на лицу места. Префабриковани елементи, који садрже доњу арматуру целе плоче, постављају се на челични носач и служе као оплата делу бетонске плоче који се бетонира на лицу места.

Савремени систем спрегнуте међуспратне плоче са профилисаним лимовима, представља економично решење које своју најширу примену налази у високоградњи, код конструкција изложених претежно мирном оптерећењу. Примену овакавог система карактерише низ повољности:

1. Профилисани лим служи као оплата и радна платформа
2. Профилисани лим делом преузима функцију арматуре у бетонској плочи
3. У фази монтаже, профилисани лим се понаша као хоризонтална дијафрагма, што искључује потребу за хоризонталним спреговима
4. Извођење је брзо и не омета обављање других радова
5. Омогућава добро вођење инсталација и качење спуштеног плафона

Код оваквог типа међуспратне конструкције спрезање се може спровести у два система: између бетонске плоче и профилисаног лима и између бетонске плоче и челичног носача међуспратне конструкције.

1.2.2 СПРЕГНУТЕ ГРЕДЕ

Спрегнуту греду чини челични носач и бетонска плоча или спрегнута плоча који су међусобно спојени средствима за спрезање – можданицима у јединствен конструктивни елемент. Челични носачи међуспратних конструкција могу бити пуни или решеткасти. За пуне носаче користе се најчешће ваљани и заварени профили. Уштеда у спратној висини може се постићи применом пуних носача са отворима у ребрима за провођење инсталација. При томе треба водити рачуна да отвори не буду у средњем делу распона због смањења отпорног момента спрегнутог пресека. Мана оваквог типа носача представља нефлексибилност у смислу евентуалних будућих промена на инсталацијама и повећање трошкова услед потребе додатних укрућења у случају већих отвора.

Лимени носач променљиве висине представља решење које обезбеђује мањи утрошак челика и уштеду у спратној висини. Ово решење, такође, даје могућност смештања инсталационих водова у крајњим зонама. Спрегнути решеткасти носач представља решење које обезбеђује мањи утрошак челика и уштеду у спратној висини, с обзиром да обезбеђује велики простор за провођење инсталација. Међутим, за овакав тип носача везани су већи трошкови производње и противпожарне заштите. Као код решеткастих, велики простор за провођење инсталација у оквиру висине носача може се обезбедити и код саћастих носача.

Код решеткастих носача бетонска плоча се може ослањати само у чворовима или континуално дуж појаса носача. Код решеткастих носача малих распона (7-12 м) могуће је изостављање горњег (притиснутог) појаса и постављање челичних плоча у чворовима за смештај можданика за спрезање. Улогу притиснутог појаса у овом случају у потпуности преузима бетон.

1.2.3 СРЕДСТВА ЗА СПРЕЗАЊЕ

Средства за спрезање (можданици) преузимају смичуће силе које настају у контакту два различита конструкциона материјала, бетона и челика, и тиме обезбеђују њихов заједнички рад у јединственом спрегнутом пресеку. Значај правилног конструисања и прорачуна средстава за спрезање је велики, с обзиром да она обезбеђују остварење Бернулијеве хипотезе о равним пресецима на којима се заснива анализа напона и деформација.

Средства за спрезање – можданици, деле се на круте и еластичне. **Крути можданици** прихватају смичуће силе посредством чела и до достизања граничне носивости доживљавају само незнатне пластичне деформације. **Еластични можданици** преузимају смичуће силе савијањем, затезањем и смицањем, и у области напона блиској граничној носивости трпе велике пластичне деформације.

За спрезање армиранобетонске плоче и челичног носача користе се и крути и еластични можданици, као и њихова комбинација. Код спрегнутих плоча са профилисаним лимовима за спрезање се превасходно користи трење у контакту бетона и челичног лима, али и еластични можданици.

1.3 ТЕОРИЈСКЕ ОСНОВЕ И ПРОРАЧУН АНАЛИЗИРАНИХ ТИПОВА СПРЕГНУТИХ ГРЕДА

Како спрегнуте међуспратне конструкције имају све већу примену у високоградњи, многи произвођачи развили су и патентирали различите системе профилисаних лимова, челичних греда или комплетних система спрегнутих међуспратних конструкција, које се на тржишту могу купити као готов производ.

У нашој земљи, прорачун спрегнутих конструкција од челика и бетона регулисан је стандардом JUS U.Z1.010/1990. У области савремене европске техничке регулативе, прорачун спрегнутих конструкција од челика и бетона је представљен у Еврокоду 4 (EC4). Овај европски стандард се у великој мери заснива на поступцима прорачуна и позива на одредбе дате у Еврокоду за прорачун челичних конструкција (EC3) и Еврокоду за прорачун армирано-бетонских конструкција (EC2). С обзиром да Еврокодови представљају најсавременије стандарде из области пројектовања конструкција и на чињеницу да је наш JUS U.Z1.010/1990 у великој мери недоречен и захтева иновирање, у овом поглављу ће бити дате теоријске основе за прорачун три типа спрегнутих међуспратних конструкција, у складу са Еврокодовима 2, 3 и 4 и Британским стандардом.

Пре анализе спрегнутих греда потребно је нагласити да се у све три варијанте користи спрегнута плоча на профилисаном лиму. Ово решење изабрано је због његових несумњивих предности у односу на класичну пуну армиранобетонску плочу. Предности због којих је ово решење изабрано су:

1. Брза и лака израда
2. Мала тежина лима и једноставно руковање елиминишу потребу за великом радном снагом и сложеном механизацијом за монтирање радне платформе
3. Лак транспорт профилисаног лима од фабрике до градилишта
4. У зони позитивних момената, осим у случају великих оптерећења, није потребна додатна затегнута арматура

5. Спрегнута плоча на профилисаном лиму је лакша од класичне пуне армиранобетонске плоче, у просеку за око 1 кН/м^2
6. Челични профилисани лим је добра парна брана, а његов облик је погодан за спровођење инсталација

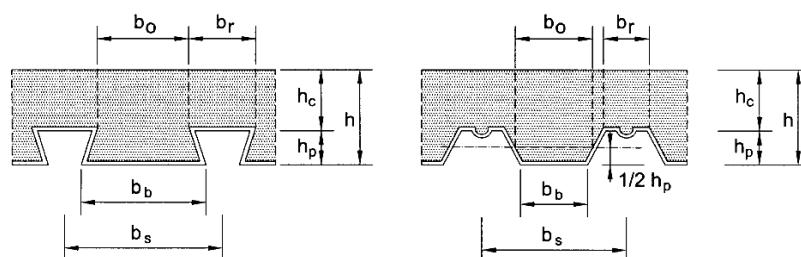
Диспозиционим решењем међуспратне плоче вишеспратне гараже, чија ће скица бити дата касније је предвиђено да се подни носачи постављају на растојању од 2.50 м, што одговара усвојеној ширини једног паркинг места у гаражи. Овако мали размак подних носача условљава и мали распон профилисаног лима па се читава конструкција изводи без подупирања, што знатно убрзава градњу. Дакле, услов за неподупртом конструкцијом постаје један од улазних параметара за упоредну анализу спрегнутих греда и примењен је у свим прорачунима који следе.

Статички систем спрегнуте плоче је проста греда распона 2.50 м. Пре упоредне анализе спрегнутих греда биће дате теоријске основе, а затим и прорачун спрегнуте плоче на профилисаном лиму. За потребе упоредне анализе усвојено је да се као основа за прорачун усвоји правоугаона плоча димензија $10.0 \times 15.50 \text{ м}$. Ове димензије представљају модуларну меру која се користи при конструисању вишеспратних гаража. Прорачуни су, као што ће се касније видети, извршени табеларно, коришћењем програма Microsoft Excel 2003, а све у складу са теоријским основама изложеним у овом Поглављу.

1.3.1 СПРЕГНУТА ПЛОЧА НА ПРОФИЛИСАНОМ ЛИМУ

1.3.1.1 Основне претпоставке

Прорачун носивости спрегнутих плоча се заснива на истим принципима као и прорачун спрегнутих греда, али с обзиром на малу висину спрегнуте плоче и танких зидова челичног лима не могу се поставити можданици, већ се спрезање остварује на другачији начин. Профилисани челични лим мора да буде такав да прихвати хоризонтално смицање на контакту између лима и бетона. Природно пријањање између бетона и глатког профилисаног лима генерално није довољно да се оствари спрегнуто дејство, па се посебним начином обликовања може искористити повећање трења између њих. Еврокодом 4 су дефинисани одређени захтеви у погледу својстава примењених материјала (лима, бетона и арматуре). Тако се, по правилу, примењује профилисани лим минималне границе развлачења $f_{up} = 240 \text{ МПа}$, дебљине 0.75 - 2.00 mm. Ширина увале (ребра) b_0 не сме бити мања од 50 mm. Укупна дебљина спрегнуте плоче h не сме бити мања од 80 mm, а дебљина бетона изнад ребара профилисаног лима h_c не сме бити мања од 40 mm. Уколико је плоча спрегнута са гредом, укупна дебљина спрегнуте плоче h не сме бити мања од 90 mm, а дебљина бетона изнад ребара профилисаног лима h_c не сме бити мања од 50 mm. Све наведене димензије су приказане на следећој слици:



Слика 1.1: Димензије лима и плоче

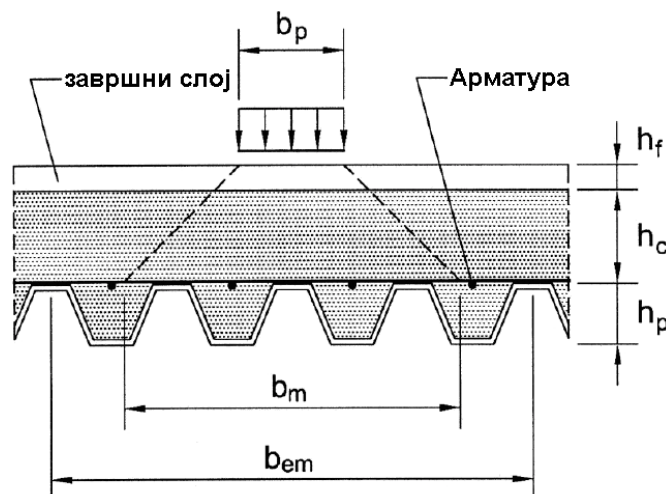
Примењени бетон и арматура морају одговарати прописима за бетон и армирани бетон, односно морају да буду у складу са Еврокодом 2. Попречна и подужна арматура се постављају у оквиру висине h_c бетона, а количина арматуре у оба смера не сме бити мања од $80 \text{ mm}^2/\text{m}$. Растојање између шипки арматуре не треба да је веће од $2h$ и 350 mm , при чему се узима мања вредност.

Дужина ослањања спрегуте плоче је најмање 50 mm на ослонцу, ако се ослања на челичну или бетонску конструкцију (70 mm на конструкцију од других материјала). Најмања дужина ослонца конструкције од челика или бетона је 75 mm (100 mm за конструкцију од других материјала).

Уколико је плоча оптерећена концентрисаним или линијским оптерећењем паралелним са распном плоче, прорачун спрегнуте плоче се спроводи са садејствујућом ширином b_m , дефинисаном као што је приказано на следећој слици на следећи начин:

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_f)$$

- b_m ширина на којој делује концентрисано оптерећење, управно на распон плоче
- h_c дебљина плоче изнад ребара профилисаног лима
- h_f дебљина слоја завршне обраде, ако постоји



Слика 1.2: Расподела концентрисаног и линијског оптерећења у плочи на профилисаном лиму

У случају линијских оптерећења управних на распон плоче, за b_p треба узети дужину на којој делује линијско оптерећење. За спрегнуте плоче код којих h_p/h није веће од 0.6 , ефективна ширина плоче која се користи у глобалној анализи и прорачуну носивости може да се усвоји на основу следећих израза:

- За савијање и подужно смицање: $b_{em} = b_m + 2L_p[1 - (L_p/L)] \leq$ од ширине плоче
- За вертикално смицање: $b_{ev} = b_m + L_p[1 - (L_p/L)] \leq$ од ширине плоче

- L_p растојање од тежишта оптерећења до најближег ослонца
- L распон

У прорачуну спрегнутих плоча према Еврокоду 4, разматрају се следеће две прорачунске ситуације:

1. ПРОФИЛИСАНИ ЧЕЛИЧНИ ЛИМ КАО ОПЛАТА: стање у току извођења где се профилисани лим користи као оплата за свеж бетон, и лим може бити ослоњен на привременим ослонцима (подупрт) или неподупрт
2. СПРЕГНУТА ПЛОЧА: стање експлоатације након очвршћавања бетона, успостављања спрегнутог дејства и уклањања евентуалних привремених ослонаца

1.3.1.2 Профилисани лим у фази монтаже

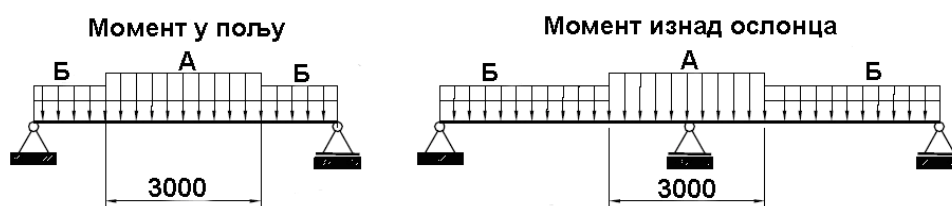
До очвршћавања бетонске плоче профилисани лимови служе као оплата и радна платформа, а могу преузети функцију елемената за стабилизацију конструкције.

Као оплата се профилисани лим може користити без подупирања до распона од 3.0 m. За веће распоне потребно је привремено ослонити профилисани лим у трећинама или у средини распона. Да би профилисани лим преузео улогу хоризонталног спрега, табле лима морају адекватно да се међусобно континуирају и повежу са сваким сталним ослонцем. При прорачуну профилисаног лима најчешће је меродаван деформацијски услов, тј. угиб.

При прорачуну профилисаног лима као оплате се узимају у обзир следећа оптерећења:

1. Сопствена тежина лима и тежина свеже бетонске масе
2. Оптерећења од радне снаге и опреме за бетонирање, укључујући локална нагомилавања бетона, као и ударне вибрацијске силе које се могу јавити за време грађења
3. Оптерећења од ускладиштеног материјала (уколико постоје)
4. Ефекат "улегнућа"

Диспозиција оптерећења за прорачун профилисаног лима као оплате је дата на следећој слици:



Слика 1.3: Диспозиција оптерећења која делују на профилисани лим

- (А) Сопствена тежина + једнакоподељено оптерећење за време грађења од 1.50 kN/m^2
- (Б) Сопствена тежина + једнакоподељено оптерећење за време грађења од 0.75 kN/m^2

За сам лим без бетона треба да се докаже да носи концентрисано оптерећење од 1 kN на квадратној површини стране 300 mm , постављено у најнеповољнији положај, на било ком месту осим на ребру уз слободну ивицу лима. Уколико је угиб на средини лима δ услед сопствене тежине лима и свежег бетона, у граничном стању употребљивости, мањи од $1/10$ дебљине плоче, онда се његов утицај у прорачуну челичног профилисаног лима може занемарити. Ако се то ограничење прекорачи потребно је узети у обзир повећање тежине бетона услед угиба лима – ефекат

”улегнућа”, тако што ће се номинална дебљина бетона повећати за 0.7δ по целом распону.

Прорачун профилисаног лима као оплате и радне платформе се врши применом еластичне анализе. Услед локалног избочавања витких притиснутих делова лима расподела напона у њима није равномерна, па се овај ефекат мора узети у обзир применом концепта ефективне ширине, дефинисаног према Еврокоду 3. Геометријске карактеристике бруто попречног пресека лима се могу преузети из каталога произвођача или се могу срачунати.

Прорачун за гранично стање носивости заснива се на захтеву да прорачунски моменти савијања M_{Ed} не пређу носивост при савијању профилисаног лима $M_{el,Rd}$ дефинисану као:

$$M_{el,Rd} = W_{el,eff} \times f_{yp,d}$$

$W_{el,eff}$ еластични отпорни момент ефективног пресека
 $f_{yp,d}$ прорачунска граница развлачења профилисаног лима

Угиб услед сопствене тежине и тежине свежег бетона (без додатног оптерећења при грађењу) се ограничава на $L/180$, где је L распон између ослонаца у фази монтаже.

1.3.1.3 Прорачун спрегнуте плоче

Гранична носивост спрегнутих плоча са профилисаним лимовима (након што је наступило спрезање и уклоњени евентуални помоћни ослонци у фази монтаже) одређује се за три критична пресека:

1. Лом услед савијања, односно прекорачења момента носивости M_{Rd} у средини распона. Овај пресек може бити меродаван у случају пуног смичућег споја на контакту између профилисаног лима и бетона.
2. Лом услед смицања између профилисаног лима и бетона, на дужини смицања L_s , може се јавити као последица парцијалног смичућег споја код кога у пресеку у средини распона не може бити достигнут момент носивости M_{Rd} . Гранично оптерећење је одређено носивошћу при подужном смицању $V_{l,Rd}$.
3. Лом услед прекорачења носивости при вертикалном смицању $V_{v,Rd}$ у пресеку над ослонцем може бити меродаван само у специјалним случајевима, на пример код дебелих плоча малих распона са релативно великим оптерећењем.
4. У случају деловања концентрисаних оптерећења потребно је разматрати и носивост при смицању од пробијања плоче, $V_{p,Rd}$.

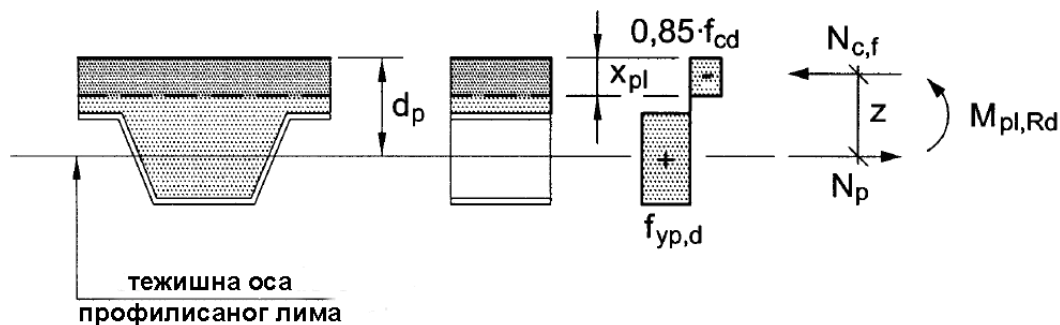
А) Носивост при савијању

Прорачун се спроводи према теорији пластичности. При прорачуну се усвајају исте претпоставке као и код прорачуна носивости при савијању пресека спрегнуте греде, при чему се претпоставља да је профилисани лим напрегнут до своје прорачунске границе развлачења $f_{yp,d}$. При прорачуну носивости, у зависности од положаја неутралне осе, разликују се два случаја:

1. Пластична неутрална оса лежи у бетонској плочи
2. Пластична неутрална оса лежи у области профилисаног лима

Када пластична неутрална оса **лежи у бетонској плочи**, у случају позитивног момента савијања, расподела напона у потпуно пластификованом пресеку, са вредностима одговарајућих унутрашњих сила, приказана је на следећој слици, при чему је:

$N_{c,f}$	аксијална сила у потпуно пластификованом бетону
N_p	аксијална сила у потпуно пластификованом профилисаном лиму
A_{pe}	ефективна површина попречног пресека профилисаног челичног лима оптерећеног на затезање (при одређивању треба занемарити ширину удубљења и испупчења лима)
d_p	растојање од горње ивице плоче до тежишта ефективне површине попречног пресека профилисаног челичног лима
b	ширина разматраног попречног пресека
x_{pl}	положај пластичне неутралне осе у односу на ивицу бетона



Слика 1.4: Расподела напона за позитиван момент савијања када неутрална оса лежи у бетонској плочи

$$N_{c,f} = b x_{pl} 0.85 f_{cd}$$

$$N_p = A_{pe} F_{yp,d}$$

$$x_{pl} = N_p / (b \times 0.85 f_{cd})$$

Из услова равнотеже момената у односу на тежиште притиснутог поресека одређује се момент носивости M_{Rd} :

$$M_{Rd} = N_p (d_p - x_{pl}/2)$$

Када пластична неутрална оса **лежи у области профилисаног лима**, расподела напона изгледа као на слици 1.5. Ради упрошћења се занемарује бетон у ребрима профилисаног лима. Дијаграм напона је разложен на два дијаграма од којих сваки представља један део прорачунског момента носивости M_{Rd} . Први дијаграм приказује равнотежу силе $N_{c,f}$ која одговара носивости бетонске плоче (дебљине h_c), и дела силе затезања профилисаног лима N_p . Момент који одговара овом дијаграму је $N_{c,f} \times z$.

Сила притиска у бетону је:

$$N_{c,f} = h_c b 0.85 f_{cd}$$

Други део дијаграма одговара пару равнотежних сила у профилисаном лиму. Одговарајући момент је M_{pr} и представља редуковани момент пуне пластичности профилисаног лима и додаје се моменту $N_{c,f} \times z$.

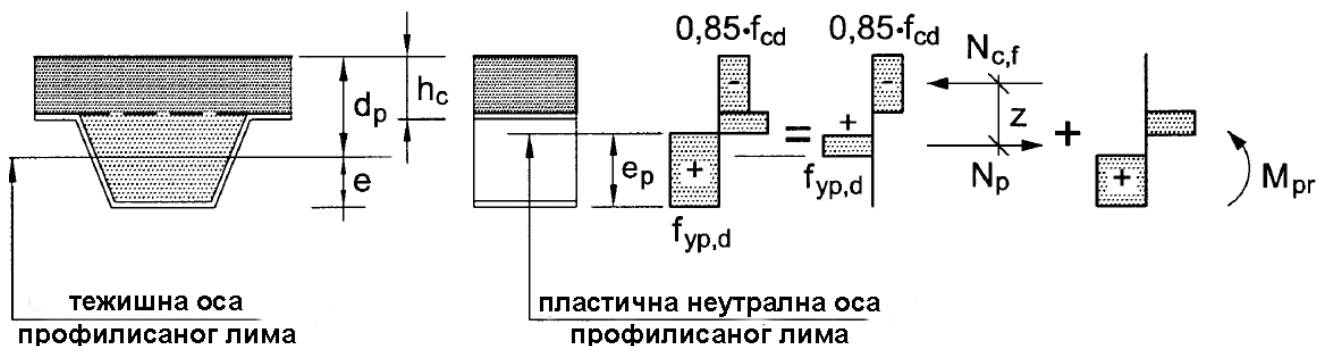
Прорачунски момент носивости тада износи: $M_{Rd} = N_{c,f} \times z + M_{pr}$

Крак сила z и редуковани момент пуне пластичности профилисаног лима M_{pr} зависе од компликоване геометрије профилисаног лима, па се њихове упрошћене вредности према Еврокоду 4 могу одредити из следећих апроксимативних израза:

$$z = h - 0.5h_c - e_p + (e_p - e) \times \frac{N_{c,f}}{A_{pe} \times f_{yp,d}}$$

$$M_{pr} = 1.25M_{pa} \left(1 - \frac{N_{c,f}}{A_{pe} \times f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa}$$

- M_{pa} прорачунски момент пуне пластичности за ефективни попречни пресек профилисаног челичног лима
- e растојање од тежишта ефективне површине профилисаног лима до доње ивице
- e_p растојање пластичне неутралне осе ефективне површине челичног профилисаног лима до доње ивице



Слика 1.5: Расподела напона за позитиван момент савијања када неутрална оса лежи у области профилисаног лима

Б) Носивост при подужном смицању

У прорачуну носивости при подужном смицању се разликују следећа два случаја:

1. Плоче које нису анкероване на крајевима, односно спрегнуте плоче са механичким спрезањем или спрезањем трењем
2. Плоче које су анкероване на крајевима

Спрегнуте плоче које нису анкероване на крајевима су плоче код којих се подужно смицање преноси или механичким спрезањем или помоћу удубљења и испупчења на профилисаном лиму или помоћу трења између бетона и профилисаног лима. Према Еврокоду 4, за прорачун носивости при подужном смицању овог типа плоча се користе "m-k" метода и метода парцијалног смичућег споја. Обе методе су засноване на подацима који су добијени експерименталним путем.

Према "m-k" методи треба да се докаже да прорачунска вредност вертикалног смицања V_{Ed} за ширину плоче b није већа од прорачунске носивости на смицање $V_{I,Rd}$ која се одређује на основу следећег израза:


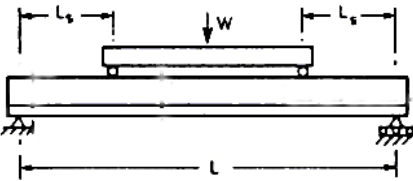
$$V_{I,Rd} = b \times d_p \times \left(\frac{m \times A_p}{b \times L_s} + k \right) \frac{1}{\gamma_{vs}}$$

- m, k емпиријски коефицијенти који се одређују испитивањем у сагласности са Еврокодом 4

L_s дужина смицања, дефинисана у зависности од диспозиције оптерећења (везана је за подручје највећег подужног смицања, а то је уз ослонце), према Табели 1.1 (у mm)

$\gamma_{vs} = 1.25$ парцијални коефицијент сигурности

A_p номинални попречни пресек профилисаног лима у mm²

Диспозиција оптерећења	L_s
	$L / 4$
	L_s
<p><i>Напомена:</i> За остале диспозиције оптерећења треба извршити процењивање на основу резултата испитивања, или апроксимативан прорачун (на пример изједначавањем површина дијаграма смичуће силе услед разматраног оптерећења и услед система две симетричне концентрисане силе, где оба оптерећења имају исте резултанте).</p>	

Табела 1.1: Дужина смицања L_s

Алтернативно, за прорачун носивости при подужном смицању плоча које нису анкероване на крајевима може да се примени и метода парцијалног смичућег споја. Она се примењује само за спрегнуте плоче са дуктилним понашањем у погледу подужног смицања. Овај услов је испуњен ако је оптерећење при лому најмање за 10% веће од оптерећења које изазива забележено проклизавање на крајевима плоче од 0.1 mm. Ако је до лома дошло при угибу у средини распона већем од $L/50$, за оптерећење при лому се узима оно које је одговарало угибу од $L/50$.

Ако се примењује метода парцијалног смичућег споја, треба да се докаже да у било ком попречном пресеку прорачунски момент савијања M_{Ed} није већи од прорачунског момента носивости M_{Rd} . Прорачунски момент носивости се одређује према слици 1.5, с тим што се $N_{c,f}$ замењује са:

$$N_c = \tau_{u,Rd} \times b \times L_x \leq N_{cf}$$

$$z = h - 0.5x_{pl} - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_{pe} f_{yp,d}}$$

$\tau_{u,Rd}$ прорачунска чврстоћа при смицању добијена испитивањем плоче

L_x растојање од попречног пресека који се разматра до најближег ослонца

b посматрана ширина бетонске плоче

Код **спрегнутих плоча које су анкероване на крајевима** спрезање се не може постићи само анкеровањем на крајевима, већ у комбинацији са механичким спрезањем

и трењем. Може се користити претходно приказана метода парцијалног смичућег споја с тим што се сила N_c увећава за вредност прорачунске носивости анкеровања на крајевима.

Уколико се за анкеровање на крају користи можданик са главом заварен за профилисани лим, за његову прорачунску носивост треба узети мању од следећих вредности:

P_{Rd} носивост при смицању, дефинисана као за пуне плоче за случај када су ребра профилисаног лима управна на ослоначке греде, уз одређена ограничења

$P_{b,Rd}$ носивост при притиску по омотачу рупе профилисаног лима:

$$P_{b,Rd} = k_{\varphi} \times d_{d0} \times t \times f_{yp,d}$$

$$k_{\varphi} = 1 + a / d_{d0} \leq 6.0$$

d_{d0} пречник прстенастог шава којим је можданик заварен кроз лим ($\sim 1.1d$)

a растојање од осе можданика до краја лима, не мање од $1.5 d_{d0}$

t дебљина профилисаног лима

Уколико се можданик којим се остварује анкеровање на крајевима користи и као можданик за спрезање плоче са челичним носачем (спрегнута греда) онда треба узети у обзир силе од ова два утицаја.

В) Носивост при вертикалном смицању и смицању од пробијања

Носивост спрегнуте плоче при вертикалном смицању $V_{v,Rd}$ одређује се за ширину једнаку осном размаку ребара. Допринос профилисаног лима носивости при вертикалном смицању се занемарује, па се ова носивост одређује као за бетонске конструкције према Еврокоду 2.

Прорачунска вредност носивости на смицање:

$$V_{v,Rd} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} k \times (100 \rho_i \times f_{ck})^{1/3} - 0.15 \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d_p$$

Добијена вредност не сме бити мања од:

$$V_{v,Rd} = [v_{\min} - 0.15 \sigma_{cp}] \times b_w \times d_p$$

f_{ck} карактеристична чврстоћа бетона на притисак у N/mm^2

f_{cd} прорачунска чврстоћа бетона на затезање у N/mm^2

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$\rho_i = \frac{A_{si}}{b_w d} \leq 0.02$$

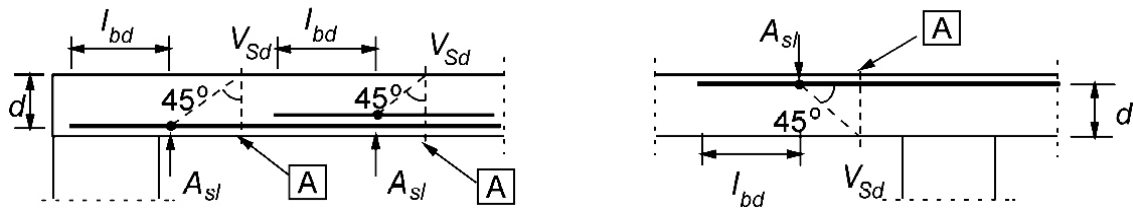
A_{si} површина затегнуте арматуре, која се продужава $\min(l_{bd} + d)$ даље од посматраног пресека

b_w најмања ширина попречног пресека у затегнутој зони у [mm]

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd} \text{ у [MPa]}$$

N_{Ed} аксијална сила у попречном пресеку од оптерећења или претходног напрезања у [N]
 A_c површина попречног пресека бетона

$$v_{min} = 0.035k^{3/2} \times \sqrt{f_{ck}}$$

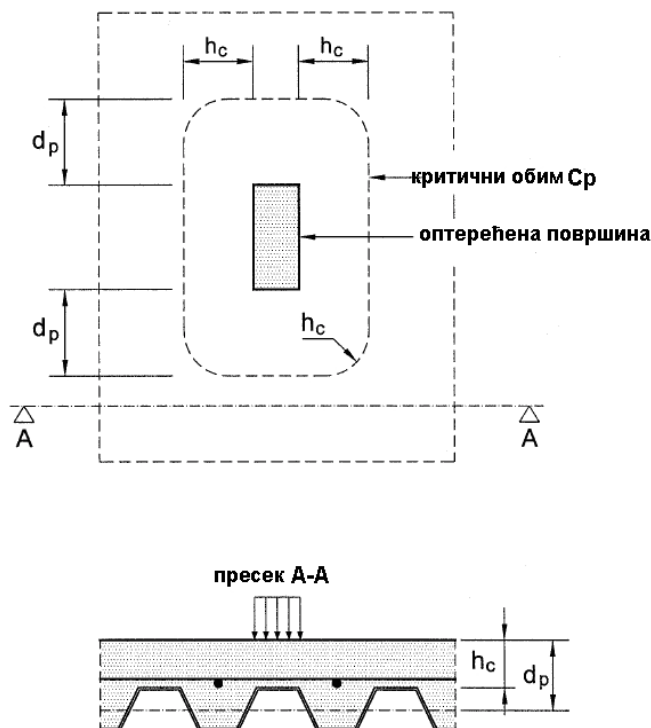


Слика 1.6: Дефиниција A_{si}

Носивост при смицању од пробијања $V_{p,Rd}$ спрегнуте плоче оптерећене концентрисаном силом знатног интензитета одређује се према Еврокоду 2. Поступак прорачуна напона смицања од пробијања заснива се на прорачуну контролних пресека дуж ивица основног критичног обима дужине C_p , као на следећој слици.

Када на спрегнуту плочу делују концентрисана сила или линијско оптерећење на површини $a_p b_p$ може се сматрати да се ова оптерећења преносе преко површине $a_m b_m$. Величине a_m и b_m се одређују преко раније наведених израза, па се критични обим C_p одређује на следећи начин:

$$C_p = 2\pi h_c + 2(b_p + 2h_f) + 2(a_p + 2h_f + 2d_p - 2h_c)$$



Слика 1.7: Критични обим за смицање пробијањем

$$C_p = 2\pi h_c + 2(b_p + 2h_f) + 2(a_p + 2h_f + 2d_p - 2h_c)$$

Прорачунска вредност граничног напона смицања од пробијања у [МПа] дата је следећим изразом:

$$v_{p,Rd} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} k \times (100\rho \times f_{ck})^{1/3} - 0.10\sigma_{cp} \right] \geq (v_{\min} + k\sigma_{cp})$$

$$\rho = \sqrt{\rho_y \rho_z} \leq 0.02$$

ρ_y, ρ_z однос површине затегнуте арматуре у односу на у и z правац, и површине бетона

Носивост при смицању од пробијања мора бити већа од прорачунске силе смицања V_{Ed} :

$$v_{p,Rd} = v_{p,Rd} \times C_p \times d \geq V_{Ed}$$

d средња вредност статичких висина плоче у контролном пресеку у правцу оса у и z

Г) Гранично стање употребљивости

У оквиру граничних стања употребљивости код спрегнутих плоча треба проверити угибе и прслине у бетону. Како се у овом раду третирају плоче системе просте греде, где је бетонска плоча увек притиснута, није потребно контролисати прслине.

Код одређивања величине угиба узима се у обзир редослед градње и оптерећивања, тј. угибу услед оптерећења које делује само на профилисани лим треба додати угиб услед оптерећења које после очвршћавања бетона делује на спрегнути елемент. Угиб се одређује применом теорије еластичности, а утицаји скупљања бетона се могу занемарити.

1.3.2 СПРЕГНУТА ГРЕДА У ВИДУ I НОСАЧА СА ПЛОЧОМ НА ПРОФИЛИСАНОМ ЛИМУ

1.3.2.1 Увод

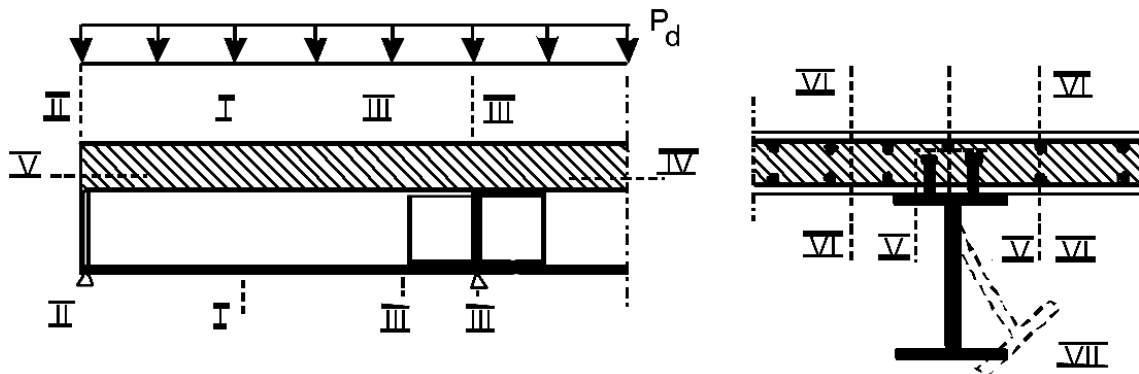
Спрегнуте греде представљају елементе конструкције који су углавном изложени савијању. У даљем тексту ће се приказати прорачун спрегнутих греда од стандардних I носача према Еврокоду 4. Пре наставка излагања потребно је нагласити да овај рад првенствено третира профиле чији је попречни пресек Класе 1 или 2 према Еврокоду 3 (пластични или компактан пресек према BS 5950). За ове пресеке могуће је при анализи попречног пресека у граничном стању носивости применити теорију пластичности, која је и разматрана у овом раду. Као и код свих осталих конструкција, код спрегнутих греда до лома може да дође услед губитка носивости или због губитка стабилности пресека. Према теорији граничних стања, у општем случају, спрегнуте греде треба проверити у погледу:

1. Носивости критичних попречних пресека
2. Носивости при бочно торзионом извијању услед негативног момента савијања, са бочним померањем доње ножице притиснутог челичног профила
3. Носивости при избочавању смицањем и носивости ребра при деловању попречних сила (у зонама са великим силама смицања, близу критичних пресека II-II и III-III)

4. Носивости при подужном смицању (линија IV-IV и пресеци V-V и VI-VI)

Као критични попречни пресеци се дефинишу следећи пресеци:

1. Пресек са максималним моментом савијања (I-I)
2. Пресеци код ослонаца (II-II и III-III)
3. Пресеци у којима делују концентрисане силе или реакције знатних интензитета
4. Места са наглом променом попречног пресека или механичких карактеристика, изузимајући промене услед прслина у бетону



Слика 1.8: Критични попречни пресеци за проверу граничних стања носивости

За проверу носивости при подужном смицању (линија IV-IV) одређује се критична дужина као дужина контактне површине конструкционог челика и бетона између два критична попречна пресека. Прорачун носивости попречног пресека зависи од класе пресека.

У овој анализи биће разматрани спрегнути подни носачи система просте греде, па се неће разматрати случајеви када се бетонска плоча налази у затегнутом делу пресека. У општем случају и ово се дешава у пракси и захтева додатна разматрања.

1.3.2.2 Носивост попречног пресека

У оквиру прорачуна спрегнутих греда према граничним стањима носивости одређује се носивост попречног пресека при савијању (M_{Rd}) односно смицању (V_{Rd}). При томе одговарајући утицаји у пресеку M_{Ed} и V_{Ed} , срачунати у оквиру опште (глобалне) анализе конструкције услед најнеповољније могуће комбинације дејстава, морају да буду мањи од одговарајуће носивости попречног пресека:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &\leq V_{Rd} \\ M_{Ed} &\leq M_{Rd} \end{aligned}$$

Ако у истом пресеку делују моменат M_{Ed} и смичућа сила V_{Ed} знатног интензитета, у прорачун се узима утицај смичуће силе на смањење носивости пресека на савијање. Ово се, као што је касније објашњено, практично ради увођењем ефективне дебљине ребра попречног пресека.

А) Носивост попречног пресека при савијању

При прорачуну носивости попречног пресека на савијање занемарује се чврстоћа бетона на затезање, а претпоставља се да делови спрегнутог попречног пресека остају

равни и после деформације. Носивост попречног пресека при савијању се може одредити према теорији пластичности (пун или парцијалан смичући спој) и теорији еластичности.

Момент пуне пластичности пресека са пуним смичућим спојем, $M_{pl,Rd}$

Овај момент се назива још и гранични момент, и представља момент носивости потпуно пластификованог попречног пресека. У стању потпуне пластификације се сматра да је у свакој тачки попречног пресека достигнут одговарајући прорачунски гранични напон, и то: f_{yd} у челику, f_{sd} у арматури и $0.85f_{cd}$ у бетону.

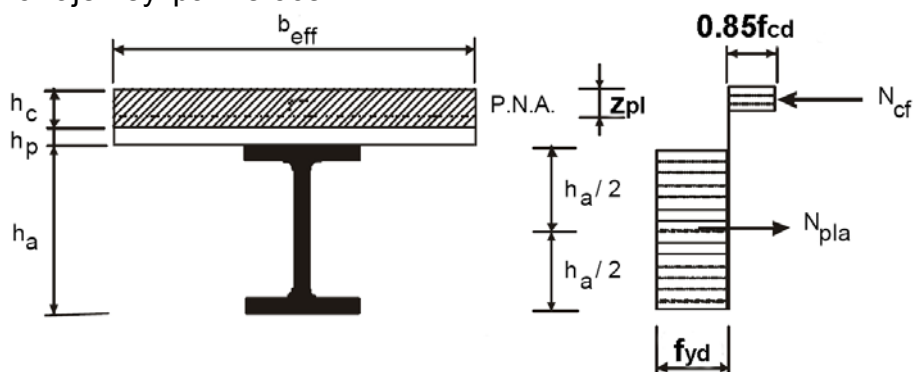
При прорачуну момента пуне пластичности спрегнутог попречног пресека уводе се следеће претпоставке:

1. Постоји потпуна интеракција између конструкционог челика, арматуре и бетона
2. Материјали од којих је сачињен спрегнути пресек су напрегнати до својих прорачунских вредности
3. Арматура у притиснутој плочи се може занемарити
4. Притиснути профилисани лим се може занемарити

Присуство профилисаног челичног лима чија је профилација орјентисана уравно на правац главног распона, редукује површину бетона који прихвата напоне притиска. У том случају је максимална висина бетона под притиском једнака $h-h_p$, где је h укупна дебљина спрегнуте плоче, а h_p укупна висина профилисаног лима.

Вредност $M_{pl,Rd}$ зависи од положаја неутралне пластичне осе z_{pl} , који се одређује из услова равнотеже нормалних сила у потпуно пластификованом попречном пресеку.

На следећим сликама приказана је расподела напона у потпуно пластификованом пресеку, са вредностима одговарајућих нормалних сила пластификованог челичног и бетонског дела пресека, као и одговарајући момент пуне пластичности $M_{pl,Rd}$, за различите положаје неутралне осе:



Слика 1.9: Пластична неутрална оса се налази у бетонској плочи

Ако се неутрална оса налази у бетонској плочи, силе се рачунају на следећи начин:

Нормална сила потпуно пластификованог челичног дела пресека: $N_{pl,a} = A_a f_{yd}$

Нормална сила у притиснутом бетону:

$$N_{c,f} = 0.85 f_{cd} b_{eff} z_{pl}$$

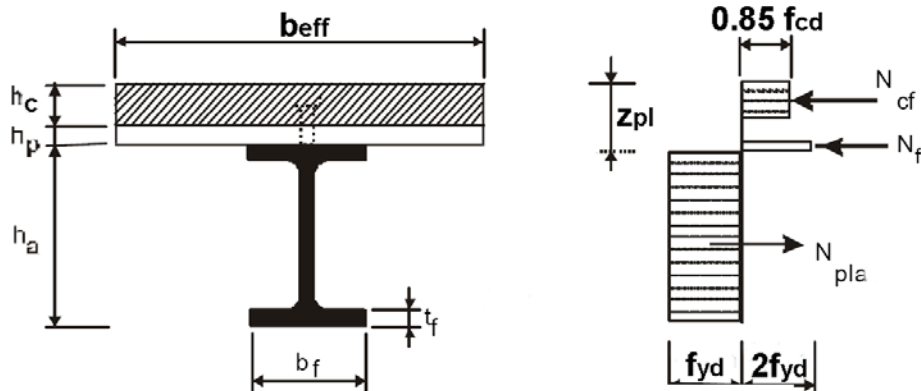
Положај пластичне неутралне осе:

$$z_{pl} = N_{pl,a} / (0.85 f_{cd} b_{eff})$$

Момент пуне пластичности:

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} (z_a - z_{pl}/2)$$

При одређивању момента пуне пластичности $M_{pl,Rd}$ за случај када се пластична неутрална оса налази у горњој ножици челичног профила, у притиснутом делу челичног профила се меродавни напони узимају са двоструком вредношћу. Другим речима, уводи се фиктивна сила N_f тако да се у затегнутом делу може увести челични пресек са пуном површином. Одатле се добијају следеће вредности сила:



Слика 1.10: Пластична неутрална оса се налази у горњој ножици челичног профила

Нормална сила у притиснутом бетону:

$$N_{c,f} = 0.85 f_{cd} b_{eff} (h - h_p)$$

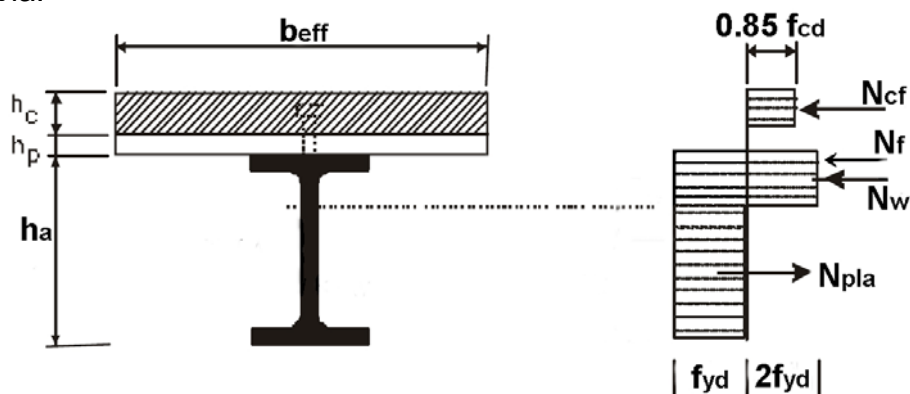
Нормална сила потпуно пластификованог челичног дела пресека: $N_{pl,a} = A_a f_{yd}$
 Фиктивна сила притиска у челичном делу пресека: $N_f = 2 f_{yd} b (z_{pl} - h)$

Из равнотеже нормалних сила се одређује положај пластичне неутралне осе:

$$z_{pl} = h + (N_{pl,a} - N_{cf}) / (2 f_{yd} b)$$

Момент пуне пластичности: $M_{pl,Rd} = N_{pl,a} (z_a - (h - h_p)/2) - N_f (z_{pl} + h_p)/2$

Ако се неутрална оса налази у ребру челичног профила, на сличан начин се као у претходном случају уведе фиктивне силе N_f и N_w . Одатле се добијају следеће вредности сила:



Слика 1.11: Пластична неутрална оса се налази у ребру челичног профила

Нормална сила у притиснутом бетону:

$$N_{c,f} = 0.85 f_{cd} b_{eff} (h - h_p)$$

Нормална сила потпуно пластификованог челичног дела пресека: $N_{pl,a} = A_a f_{yd}$

Фиктивна сила притиска у ножици челичног дела пресека: $N_f = 2 f_{yd} b t_f$

Фиктивна сила притиска у делу ребра челичног дела пресека: $N_w = 2 f_{yd} t_w (z_{pl} - h - t_f)$

Из равнотеже нормалних сила се одређује положај пластичне неутралне осе:

$$z_{pl} = h + t_f + (N_{pl,a} - N_{cf} - N_f) / (2 f_{yd} t_w)$$

Момент пуне пластичности: $M_{pl,Rd} = N_{pl,a}(z_a - (h - h_p)/2) - N_f(t_f + h + h_p)/2 - N_w(z_{pl} + t_f + h_p)/2$

Који положај ће заузети пластична неутрална оса може да се одреди и на следећи начин:

1. Одреди се нормална сила потпуно пластификованог челичног дела пресека:
 $N_{pl,a} = A_a f_{yd}$.
2. Одреди се нормална сила потпуно пластификоване бетонске плоче:
 $N_{c,f} = 0.85 f_{cd} b_{eff} (h - h_p)$.
3. Уколико је $N_{c,f} > N_{pl,a}$ неутрална оса се налази у бетонској плочи.
4. Ако је $N_{pl,a} > N_{c,f}$ тада се неутрална оса налази у челичном профилу. Да би се одредило да ли она пролази кроз горњу ножицу челичног профила или кроз ребро одређује се нормална сила потпуно пластификоване горње ножице челичног профила. $N_f' = f_{yd} b t_f$.
5. Уколико је $N_{c,f} + N_f' > N_{pl,a} - N_f'$, тј. ако је $N_{pl,a} < N_{c,f} + 2N_f' = N_{c,f} + N_f$ неутрална оса се налази у горњој ножици челичног профила. У супротном се налази у ребру челичног профила.

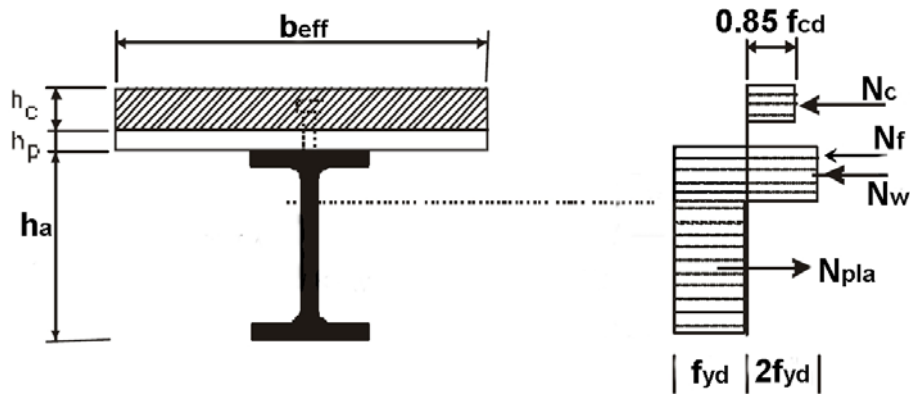
Пластични момент носивости пресека са парцијалним смичућим спојем

Под парцијалним смичућим спојем се сматра такав спој код кога број можданика није довољан за остварење момента пуне пластичности у критичном пресеку.

Парцијални смичући спој се остварује:

1. Када није могуће остварити пуну носивост пресека као што је случај са пресецима састављеним од челичног профила и спрегнуте плоче са профилисаним лимом, где у оквиру расположивог простора унутар ребра профилисаног лима не може да се постави довољан број можданика.
2. Када се из различитих разлога не користи пуна носивост попречног пресека, као када се попречни пресек одређује из услова задовољења деформација, а не из услова носивости.

Пластични момент носивости M_{Rd} се одређује на начин приказан у претходном делу овог рада (за пун смичући спој), с тим што треба користити смањену вредност силе притиска у бетону N_c . Положај пластичне неутралне осе у пресеку се одређује помоћу нове силе N_c , а унутар челичног профила постоји друга пластична неутрална оса коју треба користити за класификацију ребра.



Слика 1.12: Пластични момент носивости пресека са парцијалним смичућим спојем

Нормална сила у бетону се одређује на основу укупне носивости можданика на одговарајућем делу распона:

$$N_c = \Sigma P_{Rd} = n P_{Rd}$$

n укупан број можданика
 P_{Rd} одговарајућа носивост можданика

Из равнотеже нормалних сила се одређује положај пластичне неутралне осе у бетонској плочи:

$$z_{pl,1} = N_c / (b_{eff} 0.85 f_{cd})$$

Положај пластичне неутралне осе у челичном делу пресека:

$$z_{pl,2} = h + t_f + (N_{pl,a} - N_c - N_f) / (2 f_{yd} t_w)$$

Пластични момент носивости:

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} (z_a - z_{pl,1}/2) - N_f (h + (t_f - z_{pl,1})/2) - N_w (z_{pl,2} + t_f + h - z_{pl,1}/2)$$

Б) Носивост попречног пресека при вертикалном смицању

Носивост пластификованог пресека при смицању

Без обзира што део вертикалног смицања може да прихвати бетонска плоча, претпоставља се да силе смицања у потпуности преузима челични део пресека. Носивост потпуно пластификованог попречног пресека при вертикалном смицању се узима као носивост челичног дела пресека, одређује се према теорији пластичности и у складу са Еврокодом 3 дата је следећим изразом:

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}} \frac{1}{\gamma_a}$$

A_v површина смицања
 f_y номинална вредност границе развлачења челика
 γ_a парцијални коефицијент сигурности (=1.0)

Површина смицања за ваљане I или H профиле: $A_v = A_a - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f$ или
 $A_v = 1.04 \times t_w$

Површина смицања за заварене I или H пресеке: $A_v = h_w t_w$

Смичућа сила коју могу да пренесу делови попречног пресека од конструкционог челика (површине A_v) задовољава следећи услов:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

Носивост при избочавању челичног ребра смицањем

Код спрегнутих пресека вертикалну силу смицања по претпоставци преузима ребро челичног профила. Ово ребро, уколико није обложено бетоном, обично има довољну виткост да може да дође до његовог избочавања при релативно малој вредности вертикалне силе. Услед дејства вертикалне силе може да дође до пре до губитка стабилности услед избочавања ребра него до исцрпљања његове носивости пластификацијом при вертикалном смицању, па је неопходно проверити отпорност ребра при избочавању смицањем, $V_{b,Rd}$. Она зависи од димензија ребра, тј. виткости, квалитета челика и начина укрућења и одређује се према Еврокоду 3.

Ребро које није обложено бетоном мора да се провери на избочавање смицањем ако су испуњени следећи услови:

1. $d/t_w > 72 \varepsilon$ за неукрућена ребра,
2. $d/t_w > 72 \varepsilon \sqrt{k_T}$ за укрућена ребра

d висина ребра
 t_w дебљина ребра

e коефицијент који зависи од класе челика и дат је изразом

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

f_y номинална граница развлачења челика у N/mm²

k_T коефицијент избочавања смицањем који се узима према Еврокоду 3

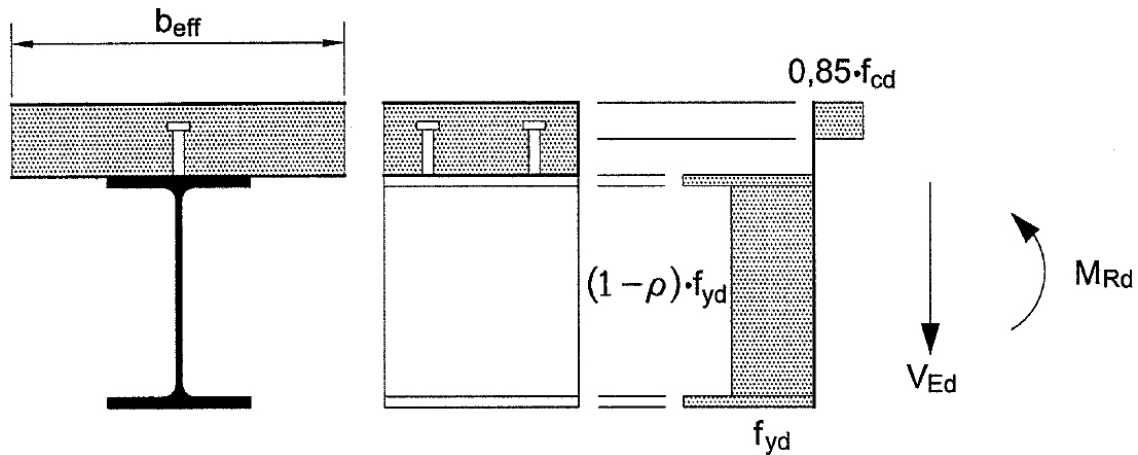
В) Интеракција савијања и вертикалног смицања

Интеракција савијања и смицања је присутна у великом броју пресека греде. Момент носивости попречног пресека M_{Rd} се умањује услед присуства смицања. За мале вредности смичуће силе ово умањење је тако мало да се компензује ојачањем материјала, па се може занемарити. Међутим, када смичућа сила превазилази половину вредности носивости при смицању V_{Rd} ($V_{Ed} > 0.5 V_{Rd}$) мора да се узме њен утицај на момент носивости. За попречне пресеке класе 1 и 2 утицај вертикалног смицања на носивост при савијању може да се узме у обзир преко умањене прорачунске вредности границе развлачења челика $(1 - \rho) f_{yd}$ на површини смицања, где је:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2$$

Следећи критеријум интеракције треба да буде задовољен:

$$M_{Ed} \leq M_{f,Rd} + (M_{Rd} - M_{f,Rd})(1 - (2V_{Ed}/V_{Rd} - 1)^2)$$



Слика 1.13: Распореда напона по теорији пластичности модификована утицајем вертикалног смицања

M_{Ed}	прорачунска вредност момента услед најнеповољније комбинације дејстава
V_{Ed}	прорачунска вредност смичуће силе услед најнеповољније комбинације дејстава
V_{Rd}	прорачунска носивост на смицање, која је једнака мањој од следеће две вредности: <ul style="list-style-type: none"> - $V_{pl,Rd}$ пластична носивост при смицању - $V_{b,Rd}$ прорачунска носивост при избочавању смицањем
M_{Rd}	прорачунска носивост на савијање
$M_{f,Rd}$	прорачунски пластични момент носивости попречног пресека који се састоји само из појасева (ножица)

1.3.2.3 Носивост на бочно торзионо извијање

У овом раду разматрају се само спрегнути подни носачи система просте греде. Како је у том случају притиснута горња ножица чекличног пресека, која је континуално бочно придржана бетонском плочом, ову контролу није неопходно спроводити.

1.3.2.4 Носивост на подужно смицање

Прорачун носивости на подужно смицање према Еврокоду 4 се врши према граничним стањима и подразумева одређивање подужне силе смицања V_i , одређивање носивости можданика P_{Rd} и усвајање довољног броја можданика N који ће пренети срачунату подужну силу смицања, тако да је:

$$N \geq \frac{V_i}{P_{Rd}}$$

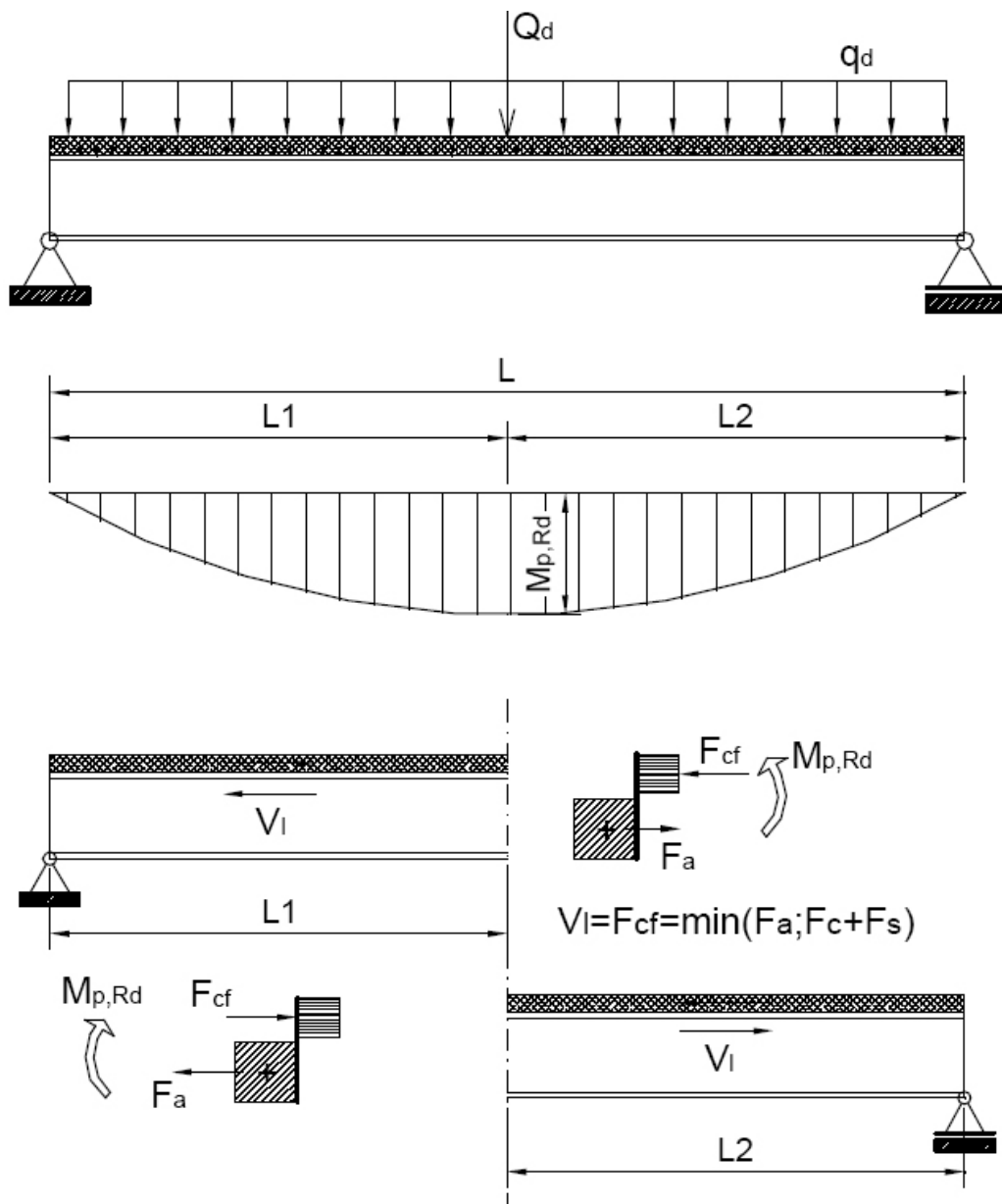
Број можданика се одређује тако да пренесе подужну силу смицања између карактеристичних пресека, одређену у зависности од карактеристика греде, начина прорачуна и врсте можданика. Распоред можданика би требало да одговара распореда подужне силе смицања, али ако се употребе дуктилни можданици могуће је

постављати можданике на једнаким растојањима. Дуктилни можданици су они чији капацитет деформације прелази 6 mm. Међу њима се налази већина ваљкастих можданика са главом који се најчешће користе у спрегнутим конструкцијама.

А) Прорачун подужне силе смицања

Прорачун подужне силе смицања на контакту између челичног и бетонског дела спрегнуте греде може да се одреди коришћењем теорије пластичности и теорије еластичности, у зависности од класе попречног пресека. У овом раду дат је поступак одређивања подужне силе смицања по теорији пластичности јер су третирани пресеци Класе 1 или 2.

Подужна сила смицања према теорији пластичности



Слика 1.14: Подужна сила смицања V_I код просте греде

Подужна сила смицања према теорији пластичности се одређује из услова равнотеже подужних сила челичног и бетонског дела између карактеристичних пресека. Прорачун зависи од тога да ли је остварен пун или парцијалан смичући спој.

Пун смичући спој - За случај када се разматра део греде између пресека са нултим и максималним моментом савијања, као што је случај код просте греде, као што је приказано на слици 1.14, смичућа сила V_t коју треба да пренесу можданици између ова два пресека мора да буде једнака нормалној сили f_{cf} у бетонском или челичном делу пресека у коме је остварен момент пуне пластичности. Практично се срачунава укупна нормална сила коју може да пренесе челични део при пуној пластификацији и укупна нормална сила коју може да пренесе бетонски део, а за даљи прорачун је меродавна мања вредност.

Нормална сила коју може да пренесе челични део при пуној пластификацији:

$$V_t = F_{cf} = \frac{A_a f_y}{\gamma_a}$$

Нормална сила коју може да пренесе бетонски део при пуној пластификацији:

$$V_t = F_{cf} = \frac{0.85 A_c f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} f_{sk}}{\gamma_s}$$

A_a	површина челичног дела пресека
A_c	површина бетонског дела пресека
A_{se}	површина подужне притиснуте арматуре

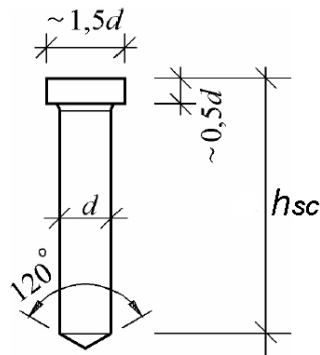
Парцијални смичући спој са дуктилним можданицима - Ако је потребно да се прихвати прорачунски момент од спољашњих сила M_{Ed} који је мањи од момента пуне пластичности, може се одредити нормална сила у бетонском делу f_{cf} потребна за остварење оваквог момента, а на основу ње и подужна сила смицања, односно број можданика између критичних пресека. Гранични случајеви су пуна смичућа веза, када се прихвата момент пуне пластичности $M_{pl,Rd}$, и неспрегнути пресек, када целокупни момент прихвата челични профил $M_{pl,a,Rd}$. Одређивање потребног броја можданика се одређује применом теорије пластичности.

Приближна вредност ове нормалне силе може да се одреди на основу следеће формуле која одговара линеарној апроксимацији везе између степена спрезања (броја можданика) и реализованог момента носивости:

$$F_c = \frac{M_{Ed} - M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}} \times F_{cf}$$

Б) Прорачун средстава за спрезање

Код спрегнутих конструкција су најчешће у употреби ваљкасти можданици са главом. Они спадају у групу дуктилних можданика, тј. поседују довољан капацитет ротације потребан да буде задовољена претпоставка о идеално пластичном понашању смичућег споја. Еврокод 4 даје услове које треба да испуњавају ваљкасти можданици са главом да би се сматрали дуктилним.



Слика 1.15: Ваљкасти можданик са главом

Носивост можданика пречника d ($16\text{mm} \leq d \leq 22\text{mm}$) одређује се на основу следећа два израза, а меродавна је минимална вредност:

$$P_{Rd} = 0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v}$$

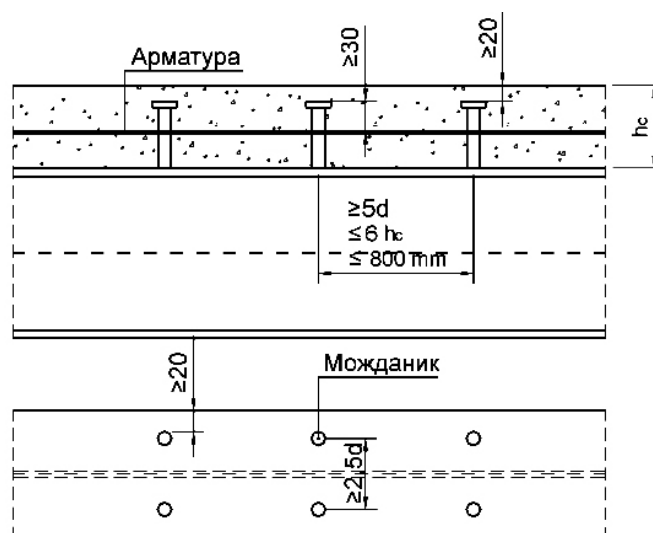
$$P_{Rd} = 0.29 \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v}$$

α коефицијент који зависи од укупне номиналне висине можданика h_{sc} и пречника можданика d

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{за } 3 \leq h_{sc}/d \leq 25 \text{ mm}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{за } h_{sc}/d > 4$$

f_y граница развлачења материјала можданика (маx 500 N/mm^2)
 f_{ck} карактеристична чврстоћа бетона при притиску на цилиндар одређене старости
 E_{cm} средња вредност модула еластичности бетона
 γ_v парцијални коефицијент сигурности за средства за спрезање, $\gamma_v = 1.25$



Слика 1.16: Распоред можданика у пуној бетонској плочи

При прорачуну по теорији пластичности могуће је на дужини између карактеристичних пресека у којима се срачунава сила смицања поставити можданике на ЈЕДНАКИМ растојањима. Примена оваквог распореда омогућава једноставније и сигурније извођење конструкције. С друге стране, употреба дуктилних можданика доводи до релативног померања на контакту челичног и бетонског дела, што утиче на промену крутости греде и расподелу напона у пресеку у пластичној области.

Уколико се за међуспратну плочу користи спрегнута плоча са профилисаним лимом, носивост можданика на смицање је потребно помножити одговарајућим коефицијентом редуције, дефинисаним у Табели 1.2. У случају можданика предвиђених да остваре и спрезање плоче са гредом и спрезање бетонске плоче са профилисаним лимом (биаксијално оптерећени можданици), а што је случај у анализи која је предмет овог рада, комбинација сила које делују на можданик треба да задовољи следећи услов:

$$\left(\frac{F_l}{P_{l,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_t}{P_{t,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

F_l, F_t подужна, односно попречна сила услед спрезања плоче са гредом

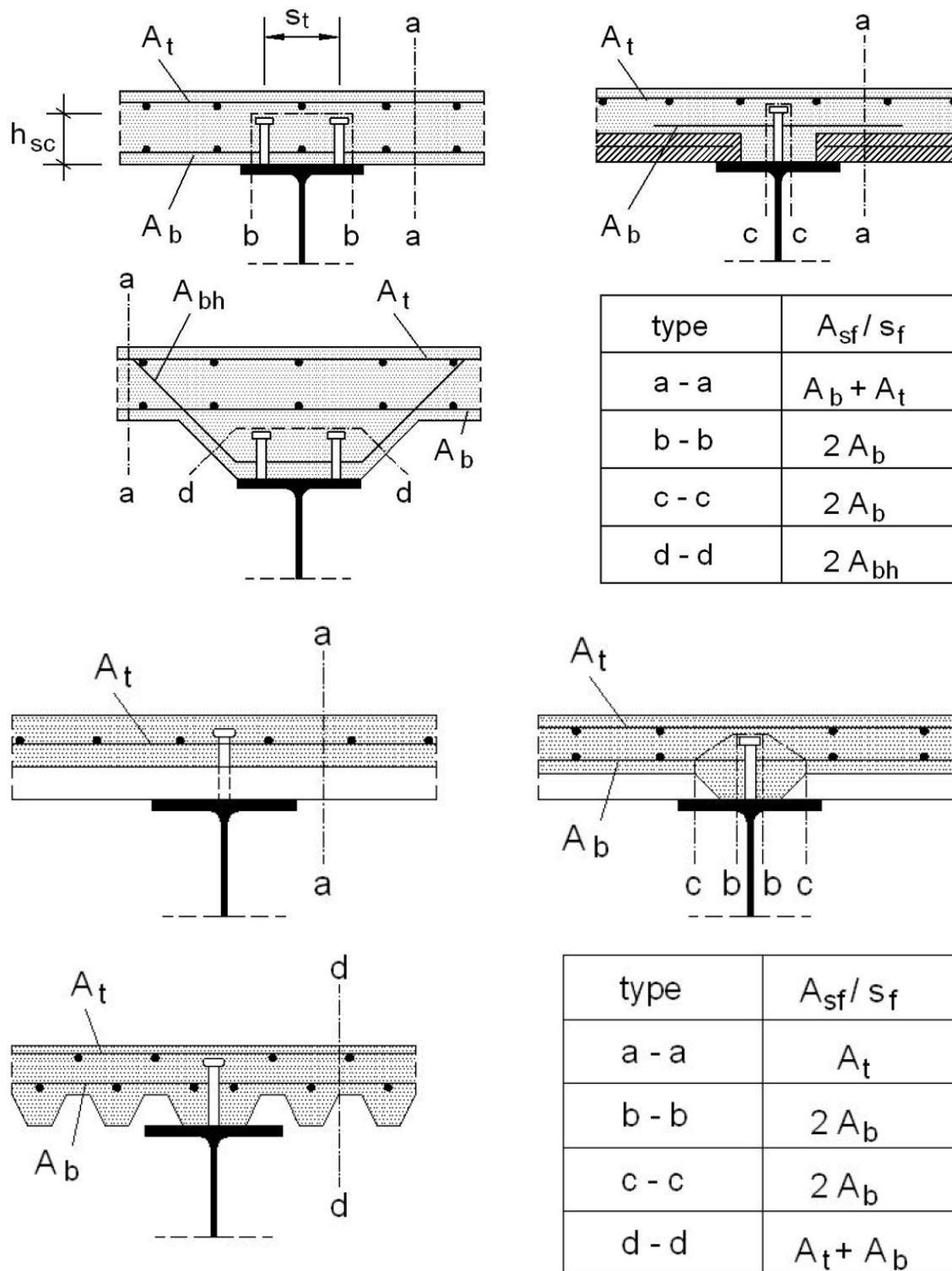
Правац пружања ребара профилисаних лимова	Коефицијен редуције
Ребра профилисаних лимова паралелна са носачем	$k_l = 0.6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq 1.0$
b_0 ширина вуте која је за континуалан профилисани лим једнака ширини ребра b_r , а за прекинути профилисани лим је једнака средњој ширини ребра h_{sc} укупна висина можданика али не већа од $h_p + 75 \text{ mm}$	
Ребра профилисаних лимова управна на носач	$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right)$
- n_r је број можданика у једном ребру на месту његовог пресека са гредом, који не треба да пређе 2 у прорачунима	
- у прорачуну P_{Rd} не треба узети да је f_y веће од 450 N/mm^2	
- ограничења примене коефицијента редуције k_t (у осталим случајевима треба применити испитивање) су: $d \leq 20 \text{ mm}$, $h_p \leq (85 \text{ mm}, b_0)$, $b_0 \leq h_p$	
- максималне вредности k_t, max дефинисане су у Табели 6.2 Еврокода 4, у зависности од броја можданика по ребру, дебљине лима и тога да ли су можданици заварени кроз лим или постављани кроз рупе у лиму	

Табела 1.2: Коефицијент редуције носивости можданика са главом код спрезања са спрегнутом плочом са профилисаним лимовима

В) Подужно смицање код бетонских плоча

Након одређивања подужне силе смицања и усвајања броја и распореда можданика потребно је извршити и проверу носивости бетонске плоче на подужно смицање, као и одређивање попречне арматуре за пријем сила смицања. Подужне силе смицања могу изазвати превремени лом у бетонској плочи или подужно цепање бетона. Еврокод дефинише типичне пресеке, тј. потенцијалне површине лома у пуној и спрегнутој бетонској плочи. У бетонској плочи потребно је обезбедити адекватну површину попречне арматуре A_{sf} која ће пренети смицање из можданика и обезбедити да не дође

до превременог лома у бетону. Попречна арматура повећава носивост бетонске плоче на смицање. A_{sf} представља укупну површину попречне арматуре која пресеца потенцијалну површину лома бетонске плоче, као на слици 1.17. Величина A_{sf} зависи од распореда можданика и арматуре, од присуства или одсуства вуте и од посматране површине лома.



Слика 1.17: Типичне потенцијалне површине лома при подужном смицању

Прорачунско подужно смицање v_{Ed} , по јединици дужине било које потенцијалне површине лома услед подужног смицања не сме бити веће од прорачунске носивости

на подужно смицање v_{Rd} . Прорачунско подужно смицање v_{Ed} се одређује из прорачунске силе смицања по јединици дужине греде и мора да одговара прорачуну можданика за гранично стање носивости. Користећи модел решетке за армирани бетон, у складу са Еврокодом 2, који се односи на арматуру која пресеца смичућу раван, носивост на смицање може да се претпостави да је једнако:

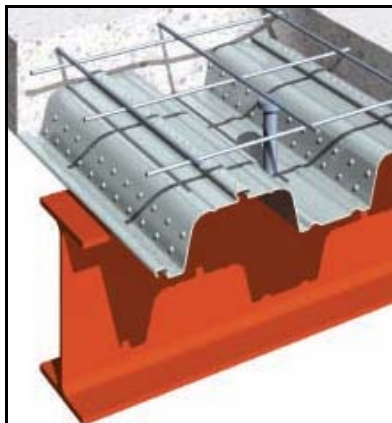
$$v_{Rd} = \min(v_{Rd}^{(1)}, v_{Rd}^{(2)})$$

$$v_{Rd}^{(1)} = 2.5 A_{c,v} \tau_{Rd} + A_{sf} f_{sk} / \gamma_s + A_p f_{yp} / \gamma_{yp}$$

$$v_{Rd}^{(2)} = 0.2 A_{c,v} f_{ck} / \gamma_c + (A_p f_{yp} / \gamma_{yp}) / \sqrt{3}$$

- t_{Rd} основна прорачунска чврстоћа на смицање
- f_{ck} карактеристична чврстоћа бетона при притиску на цилиндар у N/mm^2
- $A_{c,n}$ средња површина посматране потенцијалне површине лома бетонске плоче по јединици дужине греде
- A_p површина попречног пресека профилисаног лима по јединици дужине греде. Када су ребра профилисаног лима постављена попречно на греду, континуално преко горње ножице и када је код челичног профилисаног лима остварено спрезање механичким спојним средствима или трењем може се узети допринос лима попречној арматури при прихватању подужног смицања
- A_{sf} збир површина пресека попречне арматуре по јединици дужине греде која пресеца разматрану површину смицања, укључујући и сваку арматуру обезбеђену за савијање плоче

Уобичајена минимална површина попречне арматуре која покрива секундарне напоне смицања је 0.2% површине бетона.



Слика 1.18 Тродимензионални приказ спрегнуте греде у виду I носача са плочом на профилисаном лиму



Слика 1.19 Изглед I носача са уграђеним можданицима за спрезање

1.3.3 СТУБ СИСТЕМИ СПРЕГНУТЕ ГРЕДЕ СА ПЛОЧОМ НА ПРОФИЛИСАНОМ ЛИМУ

1.3.3.1 Увод

Основно структурално понашање СТУБ носача заснива се на развијању момента носивости пресека помоћу затезања у челничном доњем појасу и притиска у бетонској или спрегнутој плочи. Између ових елемената силе се преносе помоћу тзв. "стубова", односно кратких делова греде која је за доњи појас спојена помоћу завртњева или заваривањем, а за бетонску плочу помоћу можданика. У ортогоналном правцу се постављају секундарне греде које обезбеђују континуитет. Оне се обично везују можданицима у четвртинама распона.

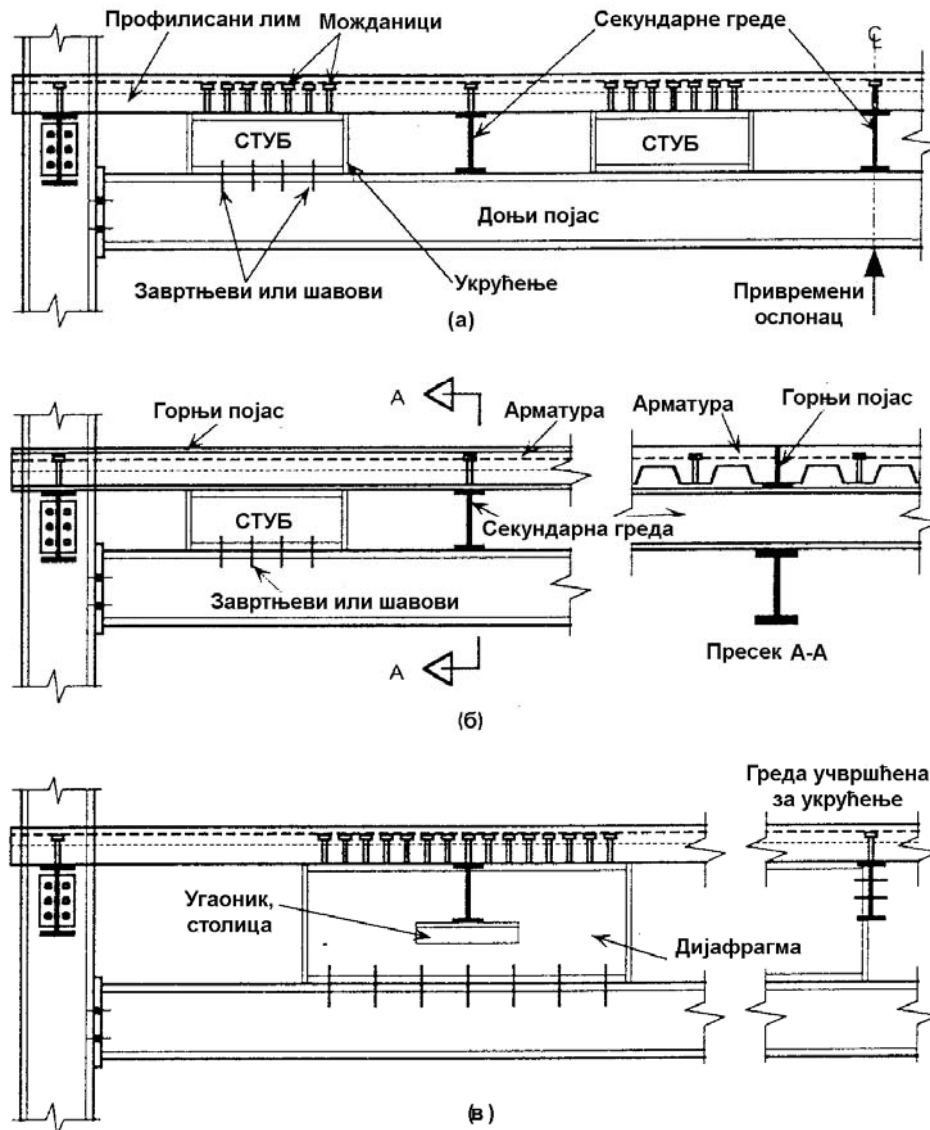
У основном систему СТУБ носача, висина секундарне греде је иста као висина отвора (видети слику 1.20 (а)). У овом случају стубови су истог попречног пресека као и секундарне греде. У овом систему се стубови димензионишу тако да се можданици потребни да пренесу одговарајућу силу у бетон распоређују на минималном растојању према препорукама из BS 5950: Део 3. Овако се одређује дужина стубова, одакле се добија максимална ширина отвора на свакој страни стуба. Дужина стубова се смањује како опада пренесена сила. Ово значи да се већи отвори могу обезбедити у средини распона, док су мањи отвори ближе ослонцима.

Доњи појас се пројектује тако да издржи комбиновано дејство затезања, смицања и момент савијања услед спрегнутог дејства. Доњи појас најчешће није довољно отпоран на оптерећења која се јављају током грађења и обично је потребно поставити привремене ослонце – подупираче у половини или у трећинама распона. Основни концепт СТУБ носача се може модификовати (видети слику 1.20 (б)) тако да се дозволи грађење неподупрте конструкције увођењем Т-пресека за горњи појас, који се пројектује тако да издржи притисак када је СТУБ носач оптерећен сопственом тежином подне плоче (свежег бетона) и других оптерећења у току грађења. У ребру Т-пресека горњег појаса могу се избушити рупе тако да арматурне шипке прођу кроз носач и да се поставе на одговарајуће место, тако да се искључује потреба за можданицима на месту стубова.

Друга могућа модификација основног система приказана је на слици 1.20 (в). У овом случају се високе дијафрагме – стубови израђују у виду заварене плоче, па се секундарне греде могу причврстити помоћу угаоника или "столица". Положај дијафрагми може се разликовати од положаја класичних раније описаних стубова. Међутим, у овом случају се губи могућност за израду континуалне секундарне греде, осим у случају да се у дијафрагмама остављају рупе кроз које пролази секундарна греда. Ово ствара проблеме у извођењу, и због тога је много практичније да се секундарне греде пројектују у виду спрегнутих простих греда. Такође, секундарне греде се могу причврстити на укрућења заварена на крајевима стубова (види слику 1.20 (в)).

Генерално, покушајима да се обезбеди крут угао између СТУБ носача и носећих стубова у конструкцији се добијају мале уштеде. Главни критеријум у пројектовању СТУБ носача је подужно преношење смицања између елемената кроз стубове. Упркос томе, у доњим појасима може се лако пројектовати једноставна веза за носеће стубове (на пример помоћу чеоних плоча), са арматуром која треба да издржи одговарајуће затезање. Ово се може осигурати тако што се Т-пресек горњег појаса причврсти за ножицу носећег стуба. Ребро стуба би требало локално ојачати (укрутити) тако да може да издржи силе проузроковане везама. Потреба за локалним преносом смицања помоћу стубова у принципу захтева вертикална укрућења на крајевима крајњих стубова

(где су највеће смичуће силе). Ова укрућења се обично могу изоставити на стубовима који су ближи средини распона носача.



Слика 1.20: Различите варијанте СТУБ носача: (а) – Тип А: Висина отвора је једнака висини секундарне греде, без горњег појаса. (б) – Тип Б: Исто као Тип А, али постоји и горњи појас да би се избегло привремено подупирање. (в) – Тип В: Висина отвора је већа од висине секундарне греде, без горњег појаса.

1.3.3.2 Принципи пројектовања СТУБ носача

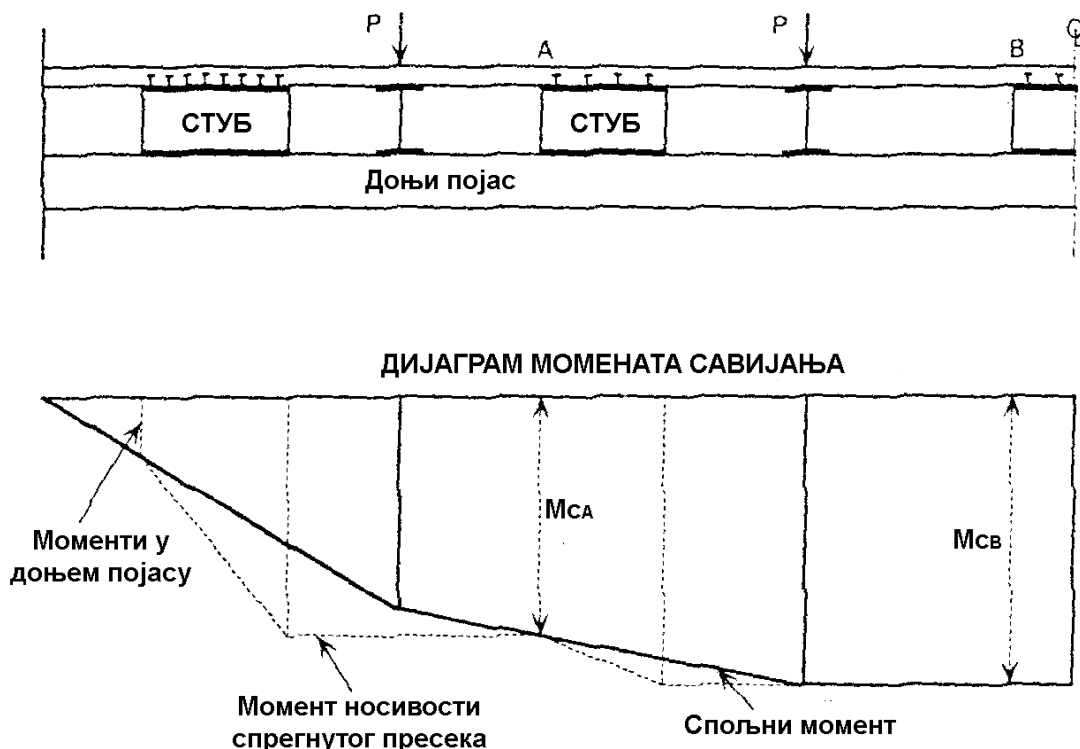
Моменти и силе у СТУБ носачима могу се одредити (и одређују се) различитим методама еластичне нумеричке анализе. Међутим, метод који ће овде бити приказан је упрошћена, ручна анализа, према граничним стањима носивости и употребљивости. Овакав приступ занемарује носивост на савијање бетонске плоче, и због тога је овакав приступ приближан и даје нешто веће силе у појасевима него што су у реалности. Претпоставља се да аплицирано оптерећење (укључујући и сопствену тежину) делује на секундарним гредама. Промена аплицираног момента и момента носивости дуж носача је приказана на слици 1.21.

Највећи део момента носивости СТУБ носача потиче од спрегнутог дејства затезања у доњем челичном појасу и притиску у бетонској плочи. Поред глобалног дејства,

преношење вертикалних смичућих сила преко отвора у ребру између стубова узрокује локално (Вирендел) савијање у појасевима. Момент носивости услед локалног и спрегнутог дејства треба да буде већи од спољног момента савијања у свим тачкама дуж распона.

У упрошћеној анализи која је овде разматрана, претпоставља се да сва Вирендел савијања прихвата доњи појас. Овакав приступ је прихваћен јер се срачунате силе у елементима генерално добро слажу са резултатима испитивања. Наравно, више можданика и стубови веће дужине су неопходни у зонама већег смицања, на крајевима распона.

Момент носивости СТУБ носача који је срачунат коришћењем упрошћене теорије која је овде презентована треба да буде већи од аплицираног момента савијања, услед сталног и корисног оптерећења (уз коришћење коефицијената сигурности за дејства датих у BS 5950: Део 1). Као алтернатива се може користити анализа помоћу рачунара да би се одредили моменти и силе у горњем и доњем појасу. Најчешће се користи модел оквира у равни, где се елементи моделирају са реалним крутостима. Ово ће резултовати тачнију расподелу сила него што је раније претпостављено, али то значи да плочу треба димензионисати на основу сила које она навлачи на себе.



Слика 1.21: Пораст момента носивости дуж СТУБ носача

А) Момент носивости услед аксијалне силе у доњем појасу

Чврстоћа на затезање челичног елемента је: $R_s = p_y \times A$

A површина попречног пресека доњег челичног појаса
 p_y пројектована чврстоћа челика (према BS 5950: Део 1)

Чврстоћа на притисак бетонске плоче је: $R_c = 0.45 f_{cu} B_e D_{av}$

$0.45 f_{cy}$	чврстоћа на притисак кратког стуба (или зида) са чврстоћом бетона f_{cy}
B_e	ефективна ширина плоче за коју се сматра да делује заједно са гредом
D_{av}	просечна ширина греде у случају да се ребра пружају паралелно са СТУБ носачем, или минимална ширина у другом случају

Чврстоћа на притисак горњег челичног појаса такође се може уврстити у R_c .

За ефективну ширину плоче узима се четвртина распона СТУБ носача (или једна осмина, за крајње греде), али не више од $4/5$ размака између СТУБ носача. Ограничење од 0.8 се уводи у прорачун главних греда због утицаја комбинованог савијања греде и плоче у истом правцу, у неким случајевима. Препоручује се да се иста ефективна ширина узме и за прорачун граничног стања употребљивости.

Ако је $R_s < R_c$ пластична неутрална оса спрегнутог пресека се налази у бетонској плочи. Статичка висина је растојање од средње равни бетонске плоче до тежишта доњег челичног појаса и означава се са D_{eff} . Одатле је момент носивости спрегнутог пресека:

$$M_c = R_s D_{eff}$$

Ако је $R_s > R_c$ пластична неутрална оса спрегнутог пресека се налази у челичном пресеку, обично у горњој ножици, па момент носивости спрегнутог пресека у овом случају износи:

$$M_c = R_c D_c + R_s \frac{D}{2}$$

D_c	растојање од врха доњег челичног појаса до средње равни бетонске плоче, и износи $D_c = D_{eff} - D/2$
D	висина доњег појаса

У горе наведеним формулама се претпоставља да је обезбеђен пун смичући спој, па се може достићи пун момент пластичности спрегнутог пресека. У великом броју случајева ће M_c имати значајно већу вредност од момента у средини распона носача. Ово је неопходно јер челични пресек мора такође да прихвати и локалне (Вирендел) моменте изнад отвора. Момент носивости попречног пресека расте скоковито дуж СТУБ носача због подужне силе која се преноси путем можданика на местима стубова. Такође је неопходно проверити момент носивости на средиштима између стубова (као што је приказано на претходној слици). Ове провере биће приказане у следећем одељку.

Б) Подужни пренос смичуће силе

Подужни пренос смицања се нормално постиже постављањем можданика између носача и стубова, смицањем у ребру стуба, и коначно, шавовима или завртњевима између стубова и челичног пресека. Број можданика и завртњева, као и дужина шавова се димензионишу тако да пренесу подужну смичућу силу. Ниво повећања силе у бетону или у челику зависи од дијаграма смичућих сила дуж носача. Због тога је у зонама великог смицања на крајевима распона потребно више можданика и дужи стубови. Ако пројектовану носивост сваког можданика означимо са P_d , одатле је потребан број можданика на половини распона:

$$N = \frac{R_s}{P_d} \leq \frac{R_c}{P_d}$$

Карактеристична носивост можданика може се преузети из Табеле 5 стандарда BS 5950: Део 3: Поглавље 3.1. Пројектоване носивости се редукују фактором 0.8 у деловима са позитивним моментима. Наведени приступ подразумева пун смичући спој у спрегнутом пресеку на месту максималног момента. Међутим, укупан број можданика може се смањити када момент носивости превазилази спољни момент савијања. BS 5950: Део 3 дозвољава употребу парцијалног смичућег споја за греде распона до 16 m.

Ако укупну силу која се путем можданика преноси од места ослањања до посматраног места на распону означимо са R_q (тако да је $R_q < R_s$ и R_c), тада је:

$$M_c = R_q D_c + R_s \frac{D}{2}$$

Ова формула се примењује када се пластична неутрална оса попречног пресека налази у горњој ножици доњег појаса, тако да је $R_q > R_w$, где је R_w чврстоћа ребра на затезање.

Ниво смичућег споја, K , дефинише се као R_q/R_s (где је $R_s < R_c$) или R_q/R_c (где је $R_c < R_s$). Минимални ниво смичућег споја на месту максималног момента износи:

$$K \geq \frac{L-6}{10} \quad \text{и} \quad 1.0 \geq K \geq 0.4, \quad \text{где је } L \text{ распон носача у метрима.}$$

Дакле, минимална потребна вредност R_q у средини распона је јасно дефинисана, без обзира на величину оптерећења. Исти приступ се може применити за раст момента носивости дуж греде, који се изражава преко R_q , за било коју посматрану тачку.

Претходна једначина се користи у случају када читаво ребро затегнуто. Међутим, у случају када је $R_q < R_w$, тако да је ребро доњег челичног појаса делимично затегнуто користи се:

$$M_c = R_q D_{eff} + M_s - \frac{R_q^2}{R_w} \frac{D}{4}$$

где је M_s момент носивости челичног дела пресека.

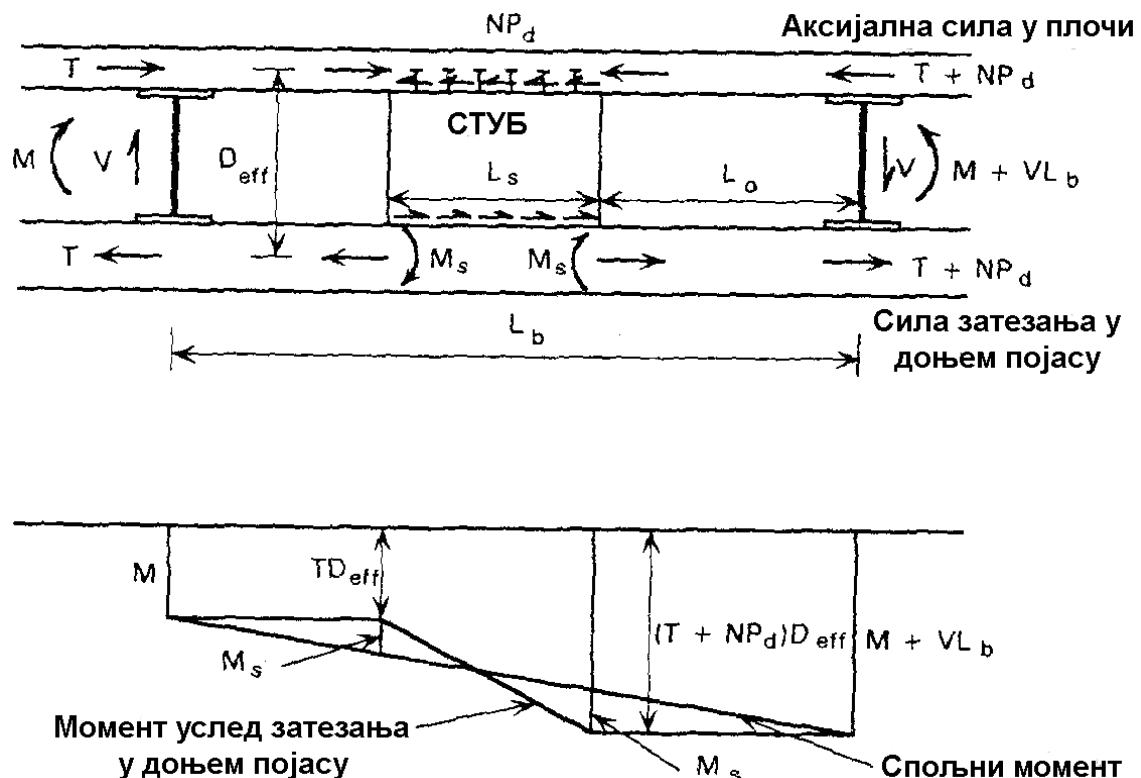
Ово је тачна једначина заснована на "stress block" анализи и представља максимални могућ момент носивости попречног пресека. Први члан представља момент услед затезања у доњем појасу, а други члан представља момент услед савијања појаса. Последњи члан представља штетан утицај затезања на момент носивости челичног дела пресека.

Претходна једначина се употребљава у случају да R_q има релативно малу вредност, нпр. близу ослонаца. На крајевима, M_c тежи M_s , а R_q је једнако нули. Овај ефекат великог вертикалног смицања такође се може узети у обзир редукацијом члана R_w .

Распоред можданика мора бити такав да обезбеди да вредност M_c (која је дата у претходним једначинама) превазилази спољни момент савијања у свим тачкама. Критични попречни пресеци су на странама отвора са већим моментом савијања, означени са А и В на слици 1.21. Момент носивости је константан између стубова због одсуства било какве врсте преноса смичуће силе.

Као поуздано упрошћење, укупан број можданика потребних на било ком стубу може се распоредити у складу са дијаграмом смичућих сила дуж греде. Број можданика изнад сваког стуба је пропорционалан укупном броју можданика на половини распона. Минималан број можданика (по један можданик на сваких 450 mm) је потребан у зонама где је смичућа сила једнака нули. Можданици се могу распоређивати појединачно или у паровима дуж стубова, узимајући у обзир минималне размаке који износе $4\varnothing$ у попречном и $5\varnothing$ у подужном правцу (где је \varnothing пречник можданика). Ови захтеви условљавају минималну потребну дужину стубова.

В) Пројектовање доњег појаса



Слика 1.22: Модел преноса оптерећења у стубу (Тип А или Тип Б)

Унутрашње силе у СТУБ носачу су приказане на слици 1.22. Подужне силе се преносе дискретно на местима стубова и равномерно дуж греде. Равнотежа је задовољена појавом момената у доњем појасу. Због тога је доњи појас изложен затезању, које потиче од примарног савијања и секундарних локалних момената савијања, и смицању које потиче од смичућих сила које су нанете на носач. Резултанта ових утицаја зависи од нивоа савијања и смицања у свакој тачки на носачу. Челични појас треба да буде "пластичан" или "компактан" пресек у складу са BS 5950: Део 1 (пресек Класе 1 или 2 према Еврокоду). Овим се осигурава да се у пресеку може развити пластични момент носивости. Значајан капацитет ротације се не захтева.

Вирендел моменти

Смичући ефекти у околини отвора захтевају највећа разматрања. Ово понашање је слично као случај када се у ребру носача налази велики отвор, тј. када су горња ножица и део ребра одсечени од носача. Преносу вертикалних смичућих сила се тада супротставља локално савијање доњег појаса и плоче. Ова појава се назива "Вирендел савијање".

Велика крутост доњег појаса у односу на горњи појас (бетонску плочу) условљава да се већи део Вирендел савијања прихвата доњим појасом, док се утицај бетонске плоче може занемарити. У стању равнотеже, разлика момената између ивица суседних стубова зависи од пренесене смичуће силе. Одатле се добијају моменти савијања у доњем појасу у околини стубова:

$$M_v = VL_0$$

L_0 растојање од ивице стуба до "ослонца" у доњем појасу (секундарна греда)
 V смичућа сила изнад отвора

Као почетна апроксимација, за L_0 се може узети средње растојање између ивица суседних стубова. Као што је приказано на слици 1.20 (а) и (б), L_0 је дужина отвора од стуба до секундарне греде. На слици 1.20 (в), L_0 је половина растојања између суседних стубова. На спољним отворима, L_0 је растојање стуба до главног носећег стуба у конструкцији.

Локална вертикална сила на доњем појасу услед дејства секундарне греде такође проузрокује локално савијање у доњем појасу. Међутим, ови допунски ефекти се узимају у обзир ако се V дефинише као максимална смичућа сила изнад сваког отвора, и сваки отвор се појединачно проверава.

Доњи појас мора да буде у стању да одржи равнотежу тако што обезбеђује да момент носивости челичног дела пресека, M_s , буде већи од M_v у околини сваког стуба. Овај момент носивости M_s такође треба да узме у обзир и утицај смицања и затезања, као што је наведено у наставку рада.

Утицај смицања

Сматра се да се смичућа сила V у потпуности прихвата ребром доњег појаса, јер танка плоча између суседних стубова није способна да прихвати значајне смичуће силе. Помоћу рачунара се такође могу одредити моменти и нормалне силе у горњем и доњем појасу коришћењем модела раванског оквира. Ово ће резултовати тачнијом расподелом сила од претпостављене, али се у том случају плоча мора коректно димензионисати према добијеним силама. Смичуће оптерећење које се наноси на ребро доњег појаса смањује отпорност доњег појаса на савијање и затезање. Ово се узима у прорачун променом ефективне дебљине ребра, t_e , према формули:

$$t_e = t_w \sqrt{1 - \left(\frac{V}{V_u}\right)^2}$$

V_u укупно смичуће оптерећење ребра које је еквивалентно смичућем напрезању од $0.6 p_u$, које се равномерно наноси по читавој висини пресека (према BS 5950: Део 1, члан 4.2.6)

t_w стварна дебљина ребра

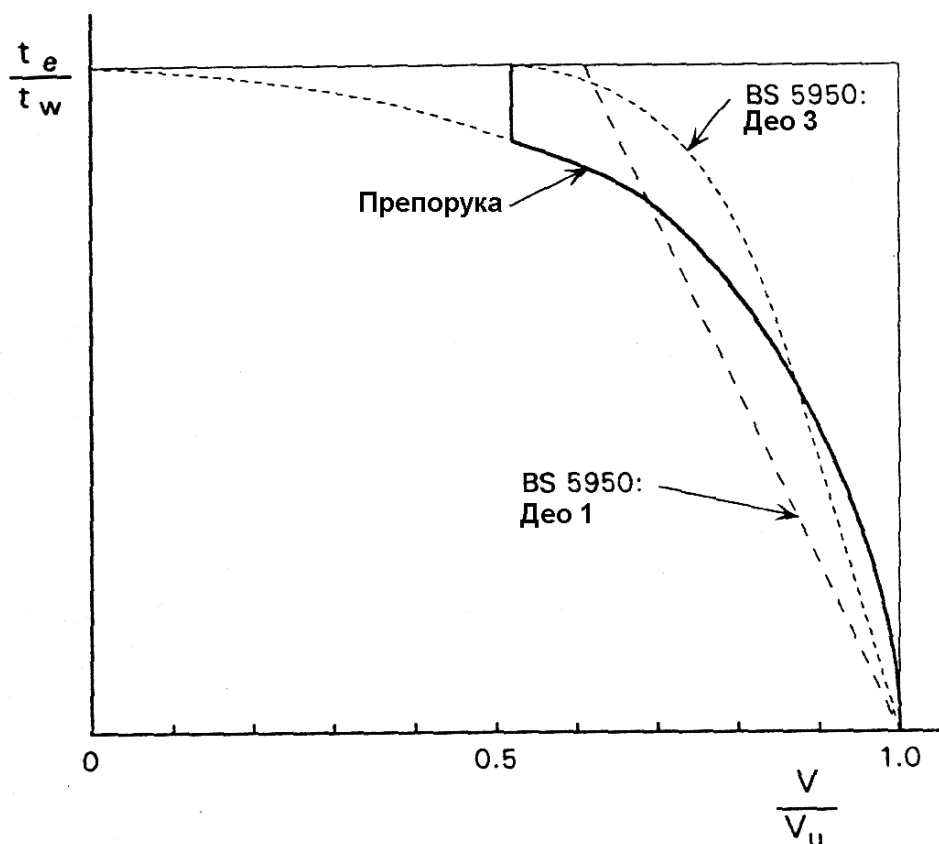
У принципу, ова формула је нешто тачнија за пресеке оптерећене јаким смицањем, него што је случај са формулом линеарне интеракције датај у BS 5950: Део 1. Она је дата као алтернатива за јако оптерећене пресеке. Међутим, она је мање тачна за

пресеке изложене слабом смицању, а редукцију дебљине ребра није потребно узимати у обзир у случају када је $V < 0.6V_u$, као што је дато у BS 5950: Део 1.

Ефективна дебљина ребра t_e се даље користи за срачунавање карактеристика доњег појаса, као што су R_w , R_s и M_s , као што је раније показано у одељку о преносу подужне смичуће силе. Ове карактеристике такође укључују и момент носивости спрегнутог пресека, M_c .

Утицај затезања

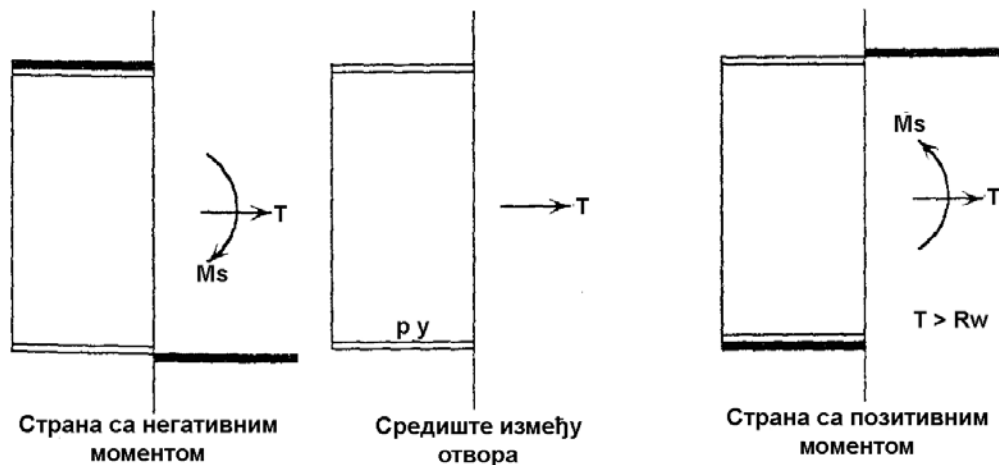
Утицај затезања је раније узет у обзир при срачунавању M_c коришћењем раније датих једначина. Ово су "тачне" једначине и представљају максимални момент носивости спрегнутог пресека. Опште стање равнотеже се постиже тако што се обезбеди да момент носивости у свим тачкама превазилази спољни момент савијања.



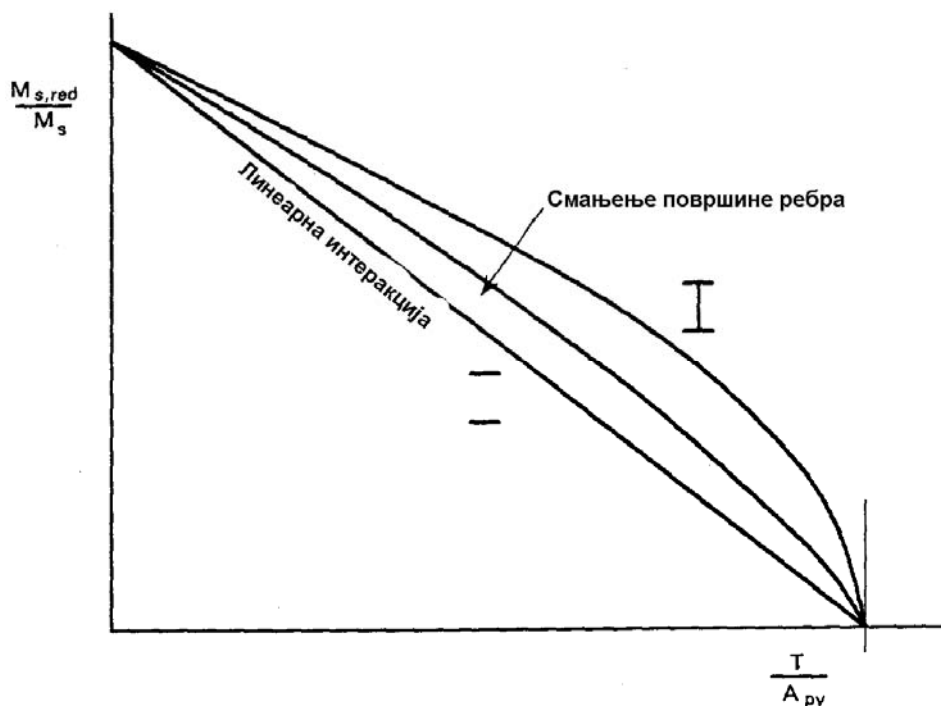
Слика 1.23: Ефективна дебљина ребра као функција силе смицања у ребру

Међутим, момент носивости челичног дела пресека, M_s , зависи од аксијалног затезања, T , које даље утиче на Вирендел савијање. Ово се најбоље илуструје посматрањем комбинације напрезања у доњем појасу, на страни отвора са максималним и минималним моментом, као на слици 1.21.

Делови пресека који не учествују у преносу затезања се могу искористити да прихвате Вирендел савијање (осенчено на следећој слици). Интеракција момената савијања и затезања је приказана на следећој слици. Тамо где је површина ребра мала прикладна је линеарна интеракција. Ово је еквивалентно директној комбинацији савијања и аксијалног напрезања. Линеарна интеракција постаје мање тачна (око 10%) са порастом површине ребра.



Слика 1.24: Комбинације напрезања у доњем појасу између стубова



Слика 1.25: Интеракција пластичног момента носивости I пресека и аксијалног затезања

Међутим, редуковани момент носивости челичног дела пресека, $M_{s,red}$, може се са задовољавајућом тачношћу узети као:

$$\frac{M_{s,red}}{M_{s,eff}} = 1 - \frac{T}{p_y A_{eff}}$$

- T спољна сила затезања у посматраној тачки, еквивалентна сили R_q која се преноси помоћу можданика, од ослонаца до посматране тачке
- A_{eff} ефективна површина попречног пресека (срчуната са t_e)
- $M_{s,eff}$ момент носивости пресека (срчунат са t_e) $\leq M_s$
- t_e ефективна дебљина ребра

Дакле, за задовољавајући прорачун доњег појаса потребно је да је $M_{s,red} > M_b$ и да је $T < p_y A_{eff}$. За почетну апроксимацију се површина ребра може занемарити при срчунавању ефективних карактеристика попречног пресека.

Г) Локално пројектовање стуба

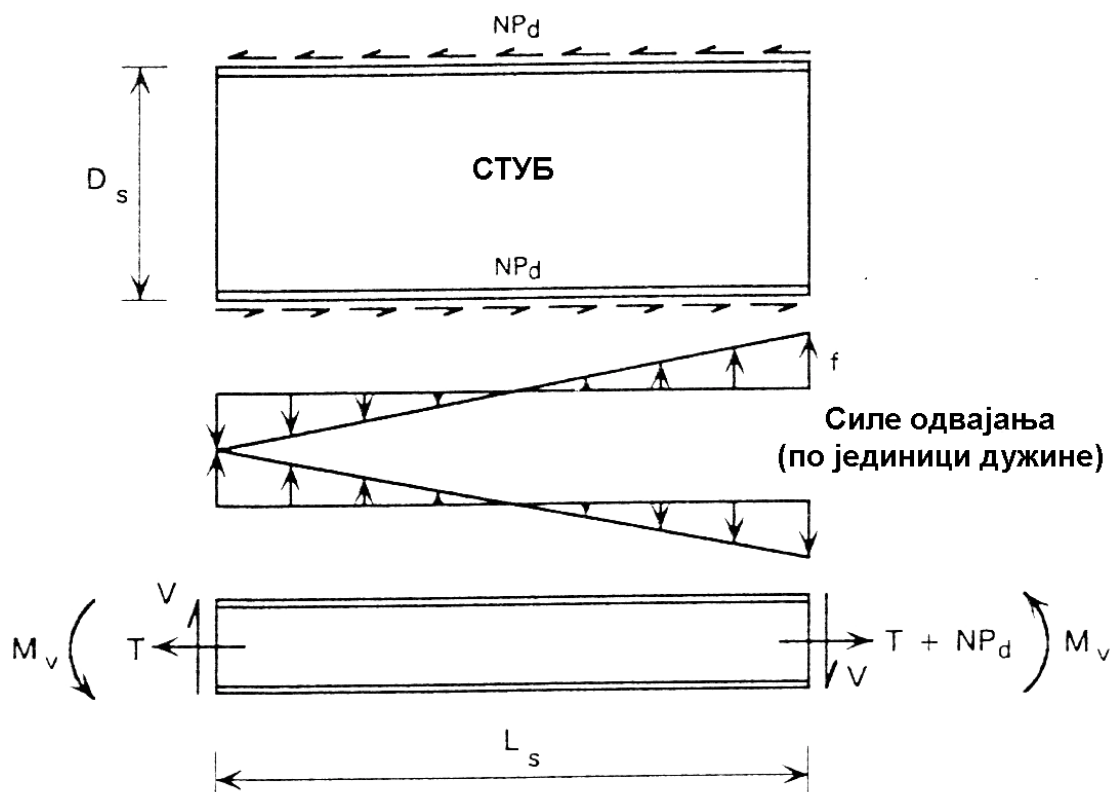
Равнотежа сила у стубу условљава да се мора појавити вертикална реакција између основе стуба и доњег појаса. Ово локално понашање је приказано на следећој слици. Величина ове силе по јединици дужине је:

$$f = N_i P_d \left(\frac{6D_s}{L_s^2} \right)$$

N_i број можданика, пројектоване носивости P_d , који су заварени за део стуба дужине L_s и висине D_s

Шавови се димензионишу тако да издрже подужно смицање и чупање. Ове силе притиска и смицања могу се векторски сабрати да би се добила максимална сила по јединици дужине шавова:

$$f_{\max} = \frac{N_i P_d}{L_s} \left[1 + \left(\frac{6D_s}{L_s} \right)^2 \right]^{0.5}$$



Слика 1.26: Локалне силе у стубу и доњем појасу

Ова сила се користи за димензионисање шавова за везу стуба за доњи појас. Исто тако, као алтернатива шавовима се могу користити завртњеве, који морају бити способни да пренесу наведену силу. Обично су потребни и високовредни завртњеве да би се избегли штетни утицаји клизања на деформацију.

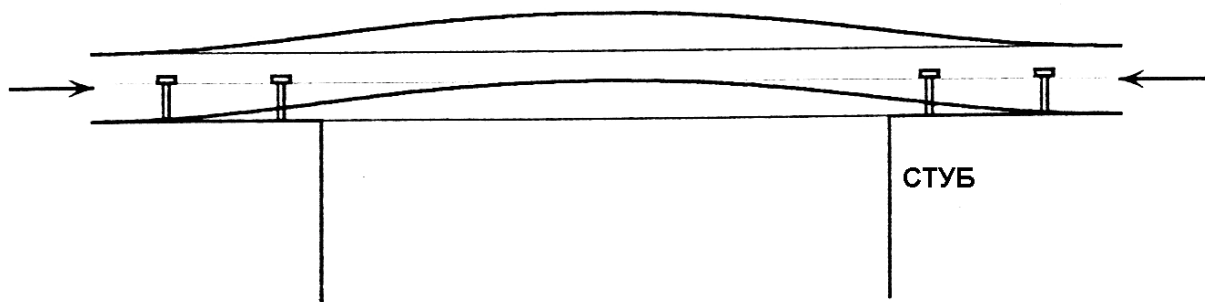
Ребро стуба се пројектује тако да издржи силу притиска f_{\max} , и подужну силу смицања која се преноси помоћу можданика. За виткост ребра које је изложено извијању узима

се $2.5D_s/t$. Његова чврстоћа на притисак може се срачунати као за укрућење, у складу са Табелом 27 из BS 5950: Део 1. Такође, силе притиска и смицања се сабирају векторски помоћу Mises-овог услова и морају бити мање од p_u .

У много случајева неопходно је укрутити ивицу стуба коришћењем завареног вертикалног укрућења. Ово носеће укрућење мора бити пројектовано тако да издржи силу $N_p D_s / L_s$ (утицај ребра се занемарује). Укрућење доњег појаса није економично па се он мора проверити на избочавање ребра или извијање када је оптерећено овом силом.

Д) Пројектовање бетонске плоче

Бетонска плоча понаша се као притиснута ножица СТУБ носача. Она се понаша као здепаст зид који је ослоњен на стубове и секундарне греде. Теоретски, ножица се понаша као кратак стуб чији однос неослоњена дужина/висина није већи од 12. Реално понашање је нешто другачије јер плоча није континуално придржана дуж своје ширине, а такође постоји и мала флексибилност на месту ослањања плоче на стубове. Локални momenti и смичуће силе се такође могу појавити у плочи услед њене крутости, али се они обично занемарују. Локалне силе чупања на местима можданика се такође могу занемарити, јер је деформација изнад отвора мала.



Слика 1.27: Стабилност притиснуте плоче између стубова

У недостатку прецизнијих препорука и прописа, неопходно је ограничити максималну неослоњену дужину плоче између ослонаца тако да максимални однос распон/висина буде 10, рачунајући са просечном дебљином плоче, D_{av} . Уз претпоставку да је просечна висина плоче 100 mm, максимална неослоњена дужина плоче која је оптерећена пројектованим оптерећењем је 1000 mm. Ово се узима као правило при конструисању СТУБ носача. Секундарне греде се такође понашају као ослонци плоче. То значи да максимално растојање између суседних стубова може бити 2000 mm.

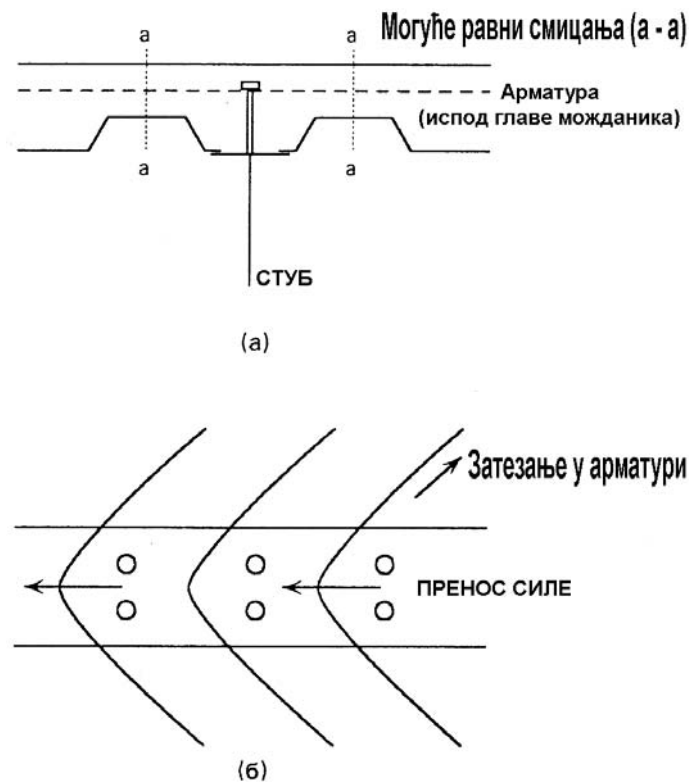
Ова метода се може проширити и на третирање плоча са мањим аксијалним силама, тако што се гранични однос распон/висина (који износи 10) множи фактором R_c/R_s ако је $R_c > R_s$ (уз претпоставку да плоча није напрегнута до $0.45f_{cy}$). Међутим, смицање тежи да изазове ексцентрицитет оптерећења и изазове нестабилност притиснуте бетонске ножице. Препоручује се да се однос распон/висина ограничи на 10 у зонама великих смицања, без обзира на величину силе у плочи. Присуство горњег појаса Т-пресека такође има стабилизујући ефекат и може се искористити да се повећа неослоњена дужина плоче.

Када се анализом одреде силе и momenti у плочи, плочу треба димензионисати тако да прихвати ове срачунате силе. Momentи и нормалне силе се могу комбиновати коришћењем дијаграма интеракције из BS 8110. Ово такође захтева додатну затегнуту

арматуру у плочи и више можданика на ивицама стубова да би се прихватиле локалне силе чупања.

Ђ) Попречна арматура у плочи

У циљу остварења постепеног преноса сила из можданика у бетон, неопходно је обезбедити одговарајућу попречну арматуру (управну на осу греде). Ово се може постићи помоћу правих шипки или мрежама, али много ефикасније је коришћење повијених шипки, тзв. "herring-bone" арматуре, као што је приказано на следећој слици:



Слика 1.28: Утицај попречне арматуре у контролисању подужног лома смицањем. (а) Илустрација лома подужним смицањем. (б) Примена "herring-bone" арматуре у плочама.

Носивост на подужно смицање може се одредити посматрањем могућих равни смицања са обе стране линије можданика. Носивост по јединици дужине је дефинисано у BS 5950: Део 3: Поглавље 3.1, члан 5.6.3:

$$V = 0.7 A_{sv} f_y + 0.33 \eta A_{cv} f_{cu} < 0.8 \eta A_{cv} \sqrt{f_{cu}}$$

A_{sv} површина арматуре по јединици дужине греде, за сваку равну смицања

A_{cv} просечна површина бетона по јединици дужине
 η = 1.0 за бетон нормалне тежине
 = 0.8 за лаки бетон

f_y номинална граница развлачења челика за арматуру у N/mm²

Код унутрашњих греда се носивост V може дуплирати да би се узео у обзир утицај две равни смицања. Утицај профилисаног лима се такође може узети у обзир, као што је приказано у BS 5950: Део 3: Поглавље 3.1, ако је профилација управна на правац СТУБ

носача, или ако се ивице лимова континуално спојене завртњевима или заваривањем. Генерално, утицај профилисаног лима се занемарује у пројектовању СТУБ носача. Горња граница V је прописана да би се избегло локално дробљење бетона.

Аплицирана сила по јединици дужине приближно је дата као $N_i P_d / L_s$. Ова сила не би требало да буде већа од носивости на подужно смицање изнад стубова, која је раније срачуната. Да би се контролисао овај ефекат обично је потребна значајна количина додатних арматурних шипки у зонама стубова. Међутим, лабораторијска испитивања показују да зона преноса подужне смичуће силе није већа од дужине стуба.

Е) Услови грађења

У фази грађења, доњи појас се пројектује тако да прихвати сопствену тежину таванице и друга оптерећења у току грађења (у пројектовању греде узето као 1.5 kN/m^2). Појас се мора проверити на савијање у складу са BS 5950: Део 1 (коришћењем парцијалних коефицијената сигурности). Обично се покаже да је потребно поставити један или два помоћна ослоња – подупирача да би се смањили моменти у доњем појасу.

Оптерећења у току грађења не доводе до лома СТУБ носача, који је димензионисан на факторисано дејство сталних и корисних оптерећења. Ово значи да долази до значајне прерасподеле унутрашњих сила. Оптерећења током ревизије се занемарују у овим конструкцијама јер локално савијање нема велики утицај на укупну деформацију.

Када се користи систем приказан на слици 1.20 (б), постоји могућност увођења челичног горњег појаса ради пријема сила притиска које потичу од момента савијања који се стварају у носачу у фази грађења. Горњи појас се тада третира као укрућење које ”ради” изнад отвора. Употребом оваквог система привремено подупирање се може избећи.

Ж) Деформације

Деформација СТУБ носача састоји се од дела који потиче од глобалног савијања и дела услед преноса смицања изнад отвора (Вирендел дејство). Деформације се срачунавају за нефакторисана оптерећења и могу се ограничити подупирањем, увођењем горњег појаса или надвишењем.

Деформација услед савијања се срачунава помоћу ефективног момента инерције пресека. Површина бетона у спрегнутом пресеку се редукује на еквивалентну површину челика тако што се подели односом модула еластичности челика и бетона, α_e . Одговарајуће вредности α_e су дате у BS 5950: Део 3, али се код зграда са релативно малим корисним оптерећењем користе ”просечне” вредности, које износе 10 за бетон нормалне тежине и 15 за лаки бетон.

Момент инерције доњег и горњег појаса, уз занемаривање утицаја стубова, је:

$$I_c = \frac{AA_c / \alpha_e}{(A + A_c / \alpha_e)} \times D_{eff}^2 + I_s$$

A_c = $D_{av}B_e$ + утицај свих убетонираних челичних делова пресека
 D_{eff} растојање од средње равни плоче до тежишта доњег појаса
 I_s момент инерције доњег појаса површине A

Угиб у средини распона СТУБ носача који потиче од савијања, услед равномерно расподељеног оптерећења износи:

$$\delta_b = \frac{5}{384} \frac{W_i L^3}{EI_c}$$

W_i тотално нефакторисано оптерећење на греди распона L
 E модул еластичности челика

Угиб у средини распона СТУБ носача који потиче од смицања може се срачунати посматрањем угиба услед Вирендел савијања у доњем појасу:

$$\delta_v = \Sigma \frac{VL_0^3}{3EI_s} \approx \frac{W_i NL_0^3}{24EI_s}$$

V смичућа сила по једном отвору
 L_0 дужина отвора дефинисана у претходном одељку. Тачније, L_0 је растојање од стуба до секундарне греде или следећег стуба, ако секундарне греде не постоје

Сумирање се врши по свим отворима у половини распона греде. За правилан распоред отвора, деформација тежи другој формули (где је N број отвора на распону). Да би се избегле сувишне деформације отвора и силе чупања у можданицима, прописано је $d_v/L_0 < 10^{-3}$.

Укупна деформација у средини распона је $d_b + d_v$. Показано је да је утицај смицања знатно мањи (<10%) од утицаја савијања. Овај прорачун је приближан јер се занемарује крутост плоче на савијање. Ако је СТУБ носач подупрт, деформација услед сопствене тежине се може срачунати на исти начин.

3) Секундарне греде

Секундарне греде директно подупиру бетонску плочу и могу се пројектовати или као просте греде или као континуални носачи. Континуални носачи су погодни у случају да секундарне греде прелазе преко доњег појаса. Међутим, посебна разматрања се морају обавити у осам носећих стубова, где углавном није могуће постићи континуитет. У том случају је потребно употребити јачу просту греду.

За просте греде постоје готове табеле за брз избор величине греде. Код континуалних носача се може користити еластична или пластична анализа за одређивање сила у пресеку. Овакав приступ је приказан у BS 5950: Део 3.

Пластична анализа се примењује за "пластичне" челичне пресеке (пресеци Класе 1 или 2), а за задовољавајући прорачун може се узети:

$$M_p + 0.5M_n \left(1 - \frac{M_n}{8M_u} \right) \geq M_u$$

M_n негативни момент носивости спрегнутог пресека (укључују се арматурне шипке, а занемарује се арматурна мрежа)
 M_p позитивни момент носивости спрегнутог пресека
 M_u укупни момент савијања у граничном стању носивости

Овај метод анализе може резултовати одговарајућом прерасподелом момената у граничном стању употребљивости услед раног формирања пластичних зглобова над ослонцима. Овај ефекат узрокује повећане деформације услед оптерећења које се понавља. Да би се избегле ове тзв. "shakedown" деформације, однос M_p/M_n не би требало да буде већи од 1.5. Ово обично диктира величину секундарних греда. Рецимо, када је $M_p/M_n = 2$, додатна деформација услед "shakedown" ефекта је око 30%.

Као неписано правило, одговарајуће понашање у експлоатацији се добија када је однос распон/дужина код простих греда мањи од 20, а код континуалних носача мањи од 24. Грађевинска висина у овом случају представља збир висина плоче и челичне греде. Детаљна анализа континуалних греда је дата у BS 5950: Део 3.

1.3.3.3 Пројектни захтеви за СТУБ носаче

А) Стање грађења

1. Дефинише се моментни дијаграм услед факторисаног оптерећења током грађења. Усваја се 1.5 kN/m^2 за додатно расподељено оптерећење током грађења.
2. Изабере се величина доњег појаса. Дефинише се његов момент носивости M_s , који се упоређује са спољним моментом срачунатим у претходној ставци. Уколико не задовољава (што је углавном случај) употребљавају се привремени ослонци да би се смањио моменат, или се користи горњи челични појас Т-пресека. Ако се користе помоћни ослонци, момент носивости се пореди са редукованим моментом.
3. Ако се користи челични горњи појас, срачунава се притисак у појасу када је он изложен максималном моменту датом у (1). Проверава се да ли је адекватан. Даље контроле доњег појаса су узете у обзир у следећем одељку, са тоталним оптерећењима.
4. Срачунавају се деформације СТУБ носача након грађења (игнорише се оптерећење у току грађења) засноване на челичном делу пресека (укључујући и горњи појас, ако је укључен).

Б) Тотално оптерећење

1. Одређују се дијаграми момената и трансверзалних сила за тотално оптерећење (факторисана сопствена тежина, додатно стално и корисна оптерећења)
2. За изабрани доњи појас се срачунава момент носивости и носивост на смицање (видети А). Проверити да ли носивост на смицање превазилази максималну смичућу силу, V . Као и у првој апроксимацији, максимална дужина отвора, L_0 , је таква да је $M_s > VL_0$ и $L_0/D_{av} \leq 10$, где је D_{av} просечна дебљина плоче.
3. Срачунава се момент носивости спрегнутог СТУБ носача претпостављајући пуни смичући спој. Проверава се да ли момент носивости превазилази максимални момент срачунат у (1).
4. Срачунава се потребан број можданика за обезбеђивање пуног смичућег споја. Они се распоређују у складу са дијаграмом смичућих сила. Срачунава се број можданика који се могу сместити дуж стубова на минималном препорученом растојању. Ако овај број није већи од потребног, разматра се парцијални смичући спој. Дефинише се минимални ниво смичућег споја за распон носача.

5. За захтевани ниво смичућег споја, дефинише се момент носивости СТУБ носача. Проверава се да ли момент носивости превазилази максимални момент срачунат у (1). Ако задовољава, наставља се прорачун. Ако не задовољава, мора се повећати висина носача или величина доњег појаса.
6. Проверава се носивост СТУБ носача у свим тачкама дуж носача. Ово се ради због осетљивог распореда можданика, као у кораку (4). Дефинише се момент носивости, уносећи одговарајућу вредност за R_q на посматраној тачки. Критични попречни пресеци су на странама отвора са већим моментом савијања. Мора се осигурати да момент носивости превазилази аплицирани момент савијања у свим тачкама дуж распона носача.
7. За одабране ширине отвора се дефинишу Вирендел моменти савијања. Модификује се момент носивости челичног дела пресека, због постојања затежућих и смичућих сила на страни отвора са нижим моментом савијања. Поново се проверава способност челичног дела пресека да издржи Вирендел савијање. Ако не задовољава, потребно је смањити величину отвора.
8. Врши се локална анализа стуба. За крајње стубове се користе вертикална укрућења. Повећава се дужина стубова ради смањења напрезања у ребру или за постављање већег броја можданика.
9. Проверава се носивост попречне арматуре у плочи
10. Дефинише се величина шавова или број завртњева између стубова и доњег појаса

В) Употребљивост

1. За вредности сталних и квази-сталних оптерећења, одређује се одговарајући однос модула еластичности за прорачун деформација. У стању експлоатације не врше се контроле напона јер се сматра да локално савијање има мали утицај на деформацију.
2. Срачунава се момент инерције спрегнутог пресека. Срачунава се угиб у средини распона услед савијања, под датим оптерећењем.
3. Срачунава се угиб у средини распона услед смицања, услед Вирендел савијања. Сабирају се деформације савијања и смицања. Проверава се да ли деформација смицања изнад отвора прелази $L_0/1000$. Проверава се да ли укупна деформација прелази распон/360 или 30 mm.
4. Додају се деформације услед сопствене тежине и корисног оптерећења. Укупна деформација се ограничава на распон/200 или 70 mm. Разматра се могућност надвишења.
5. Одређује се сопствена фреквенца СТУБ носача. Ако је она већа од 4 Hz, нису потребни даљи прорачуни. Ако то није случај, али ако је сопствена фреквенца изнад минимума од 3 Hz, потребни су даљи прорачуни да би се одредио одговор међуспратне конструкције.

1.3.3.4 Закључак

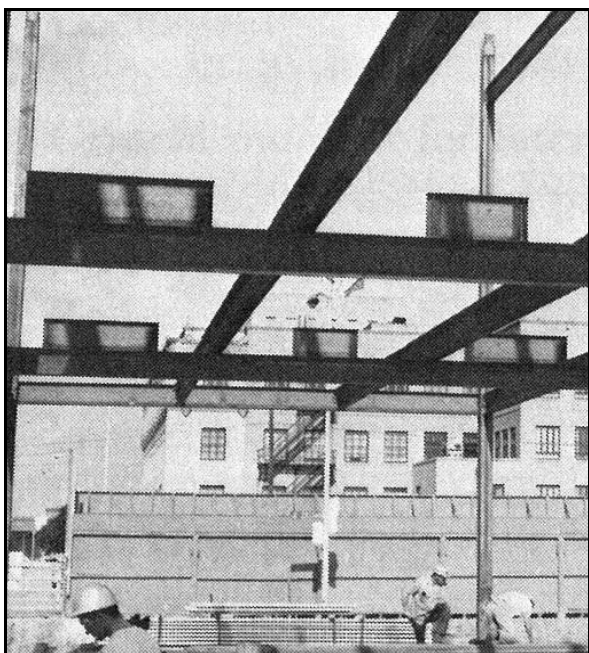
СТУБ носачи су погодни за правоугаоне решеткасте системе са распонима од 12-20 м и распонима секундарних греда од 8-12 м. Могуће су различите варијанте носача, а употреба горњег појаса у неким случајевима може да превазиђе проблем привременог подупирања.

Лом се најчешће јавља близу крајњих стубова, као што је гњечење или лом смицањем стубова, или подужни лом смицањем плоче ослоњене на стубове. Ово наводи на потребу да се разматра локална крутост стубова и да се уведе додатна попречна

арматура у плочи око можданика. У другим случајевима, комбиновано затезање и савијање доњег појаса је меродавно при пројектовању.

Стуб носачи ипак имају ограничену употребу. Међутим, тамо где су потребни велики распони са релативно ограниченом конструктивном висином они су корисна алтернатива коју свакако треба размотрити. Стуб носачи такође захтевају висок степен умећа при пројектовању и захтевају висок ниво префабрикације. На данашњем тржишту ова последња ставка је од велике важности при поређењу овог система грађења са другим конструктивним системима.

На следећим сликама приказан је СТУБ носач у фази грађења као и након завршетка израде конструкције. Лепо се види како секундарна греда пролази кроз отвор на СТУБ носачу.



Слика 1.29 СТУБ носачи у фази грађења



Слика 1.30 Изглед СТУБ носача са плочом на профилисаном лиму

1.3.4 СПРЕГНУТА ГРЕДА У ВИДУ САЋАСТОГ НОСАЧА СА ПЛОЧОМ НА ПРОФИЛИСАНОМ ЛИМУ

1.3.4.1 Увод

Процес производње саћастих носача од вруће ваљаних профила се примењује у металним конструкцијама још од 1930. године. Иако су предности саћастих носача доказане, они се дуго нису масовно примењивали у Сједињеним Америчким Државама. Са друге стране, у Европи су ови носачи постали јако популарни због високе цене челика и ниске цене радне снаге која учествује у производњи. Развојем модерне опреме за производњу металних конструкција ови носачи постају све популарнији у инжењерској пракси. Обим и комплексност радова на изради саћастих носача знатно су мањи од предности које овакви носачи пружају, па примена саћастих носача често може бити рационалнија и од оптимизованих заварених носача, посебно у случају подних носача.

Саћасти носачи се израђују од ваљаних или заварених I профила резањем ребра, размицањем и хоризонталним померањем горњег дела носача у односу на доњи, и коначно заваривањем наведених делова носача, чиме се добијају носачи веће висине од основних I профила. Углавном се користе саћасти носачи са шестоугаоним (енг. *Castellated beam*) и кружним (енг. *Cellular beam*) отворима у ребру.

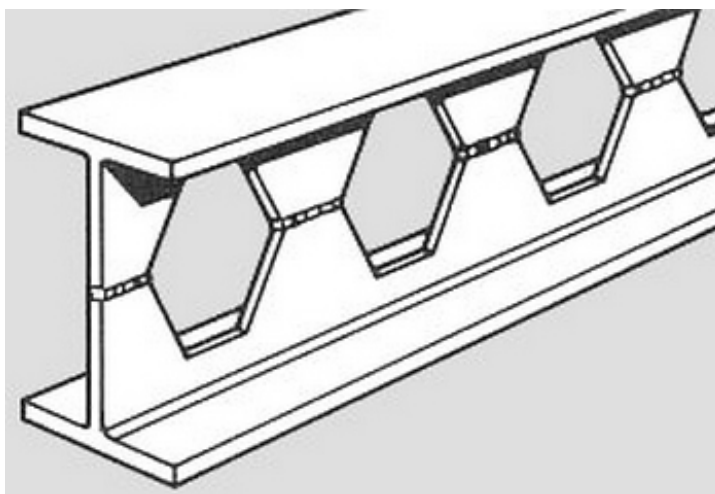
Саћасти носачи као делови челичних конструкција имају техничку и економску оправданост примене у индустријским и вишеспратним зградама. У поређењу са пуним носачима од којих се израђују, саћасти носачи могу углавном пренети веће оптерећење, што зависи од распона носача и облика, величине и распореда отвора у ребру носача. Због знатно веће висине они имају и знатно већи момент инерције пресека, што саћасте носаче чини погоднијим за веће распоне. Уз то, отвори у ребру омогућавају несметан пролазак инсталација у оквиру висине носача, чиме се не повећава висина конструкције. Међутим, када је потребно прихватити концентрисане силе већег интензитета, потребно је извести додатна укрућења ребра носача. Такође, у случајевима када постоје виши захтеви за пожарну отпорност носача, саћасти носачи имају нешто слабије карактеристике у односу на класичне пуне ваљане профиле.

Неспрегнути саћасти носачи били су предмет анализе многих аутора. Међутим, спрезање саћастих носача са бетонском плочом до сада је веома мало обрађено. Спрегнути саћасти носачи се могу примењивати као подни носачи великих распона, док се провођењем инсталација кроз отворе у ребру носача задржава минимална висина међуспратне конструкције. Увођење спрезања омогућило је конструисање већих унутрашњих распона, смањење броја стубова у унутрашњости конструкције, а самим тим и мању тежину конструкције и мање трошкове фундарања.

Спрезање саћастих носача, као и носача са кружним или правоугаоним отворима у ребру, са бетонском плочом или плочом на профилисаном лиму до сада је експериментално разматрано на многим универзитетима у целом свету. Због сложености самог проблема интеракције саћастог носача и бетонске плоче обично је потребно вршити итеративне прорачуне како би се одредила носивост спрегнутих носача и оптимална геометрија самих отвора. До сада су многи аутори дали своје препоруке за прорачун напона и деформација спрегнутих челичних носача са великим отворима у ребру.

Спрегнути саћасти носачи имају слично понашање као носачи са великим правоугаоним отворима у ребру. Доказано је да се шестоугаони облик отвора помоћу одговарајућих коефицијената може апроксимирати одговарајућим правоугаоним отвором једнаке висине, а смањене ширине. У наставку рада дате су теоретске основе за прорачун спрегнутих носача са правоугаоним отворима у ребру, у складу са одредбама Еврокода 3 и Еврокода 4, а по угледу на раније наведене прописе Велике Британије БС5950. Као што је већ речено, постоји јасна аналогија у понашању носача са правоугаоним отворима у ребру са понашањем носача са кружним отворима или шестоугаоним отворима. У овом раду третирају се носачи чији су отвори распоређени у средини ребра носача, тј. где се тежишта отвора поклапају са тежишном осом носача.

1.3.4.2 Опште о геометрији саћастих носача



Слика 1.31: Саћасти носач

Одређивање геометрије саћастог носача представља први корак у његовом пројектовању. При томе треба да се усагласе геометрија отвора и носача у целини. Висина носача и величине отвора одређују се на основу линије сечења. У следећој табели је приказана линија сечења са свим ознакама неопходним за прорачун и изразима који приказују везу између појединих геометријских величина.

Линија сечења		Саћасти носач	
$h = h_0 + h_s$	$h_T = (h_0 - h_s)/2$	$b = h_s / \text{tg}\phi$	$s = 2(b + e)$

Табела 1.3: Геометрија саћастих носача

Дакле, линија сечења (цик-цак линија) може се дефинисати помоћу 3 независна параметра: висине h_s , ширине e и угла сечења \varnothing . Остале геометријске величине се одређују на основу израза из Табеле 1.3. Вредности угла \varnothing се крећу од 45° - 70° , а најчешће се примењује угао од 60° . У анализи која је извршена у овом раду примењен је угао \varnothing од 60° . Преостале величине се одређују на основу прорачуна носивости саћастог носача.

Величина корака s треба да се усагласи са стварном дужином носача l и другим захтевима: мали отпад, паран или непаран број отвора, пуно ребро на крајевима итд. Посебно је важно да се на крајевима носача, где су највеће силе смицања, формира пуно ребро како би се ове силе прихватиле. Приликом одређивања геометрије саћастог носача као целине, прво се, на основу постојећих таблица или искуства пројектанта одреди број отвора n , па се након тога према потребној дужини носача l из услова:

$$l = n \times s + e$$

одреди величина корака s . Потребна дужина профила l_0 од кога се прави саћасти носач може да се одреди (ако је позната величина корака s) на основу следећег израза:

$$l_0 = (n + 1) \times s + h_s / \text{tg} \varnothing = (n + 1) \times s + b$$

Одређивањем геометрије саћастог носача на овај начин, добија се веома мали отпад, а на крајевима је обезбеђено пуно ребро на дужини e .

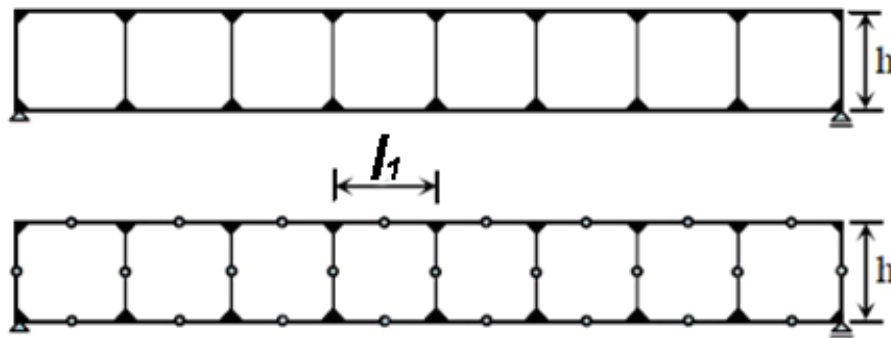
Да би саћасти носач задовољавао уобичајене критеријуме за пренос оптерећења и да би се могле применити описане методе прорачуна, димензије и распоред отвора у носачу морају да задовоље одговарајуће услове:

$$h_s \leq 0.4 h \qquad h_T \geq h/10 \qquad b/2 + s/4 \leq e \leq b + s/2$$

1.3.4.3 Основе понашања саћастих носача у фази грађења

Због постојања отвора у ребру носача, механизам лома је другачији него у случају пуних И профила. Због тога и одређивање носивости саћастих носача оптерећених на савијање подлеже другачијим правилима. Пре почетка разматрања потребно је нагласити да ће се у наставку текста користити термини "горњи Т-пресек" и "доњи Т-пресек". Практично, формирањем отвора у средини носача се добијају два челична "појаса" Т-пресека, изнад и испод отвора, који имају своје геометријске карактеристике и учествују у глобалној и локалној носивости.

Саћасти носачи се поначају као затворени, вишећелијски оквирни носачи (Вирендел носачи). Горе наведени Т-пресеци представљају хоризонталне штапове, тј. ригле оквирног носача, а ребра између отвора представљају стубове – вертикале. Посматрањем расподеле унутрашњих сила показано је да су моменти савијања у срединама вертикала и појасева приближно једнаки нули, тако да се на тим местима могу поставити зглобови и тиме се може елиминисати унутрашња статичка неодређеност Вирендел носача. На овај начин могу се срачунати пресечне силе у саћастом носачу услед дејства спољних оптерећења.



Слика 1.32: Прорачунски модел за саћасте носаче

Поред глобалног момента савијања, у елементима саћастог носача се јављају и локални моменти који потичу од смичућих сила. Услед деловања ових момената се јављају секундарни нормални напони у Т-пресецима, које треба суперпонирати са напонима услед глобалног момента савијања. У ослоначким зонама јављају се значајни напони услед смичућих сила, али су нормални напони занемарљиво мали. У средини распона ситуација је обрнута.

Јасно се уочава да је проста греда идеалан статички систем за саћасте носаче. Када се овоме придода и повољно спрегнуто дејство челичног саћастог носача са бетонском или спрегнутом плочом, јасно је да се системом прости греде максимално могу искористити све предности примене спрегнутих саћастих носача.

Последњих десетак година су знатно напредовала истраживања у области саћастих носача, тако да се све боље могу сагледати могући модели лома. То је резултовало и знатно сложенијим поступком димензионисања ових носача. Поступак прорачуна саћастих носача приказан је у Еврокоду 3.

За саћасти носач, неподупрт у току грађења, потребно је проверити следеће начине отказивања:

А) Лом горњег и доњег Т-пресека на месту отвора, услед појединачних деловања или комбинација дејстава:

- прорачунске силе смицања у носачу V_{Ed1}
- прорачунске нормалне силе $N_{M,Ed1}$ услед дејства прорачунског момента савијања у носачу M_{Ed1}
- прорачунског момента савијања на Вирендел носачу $M_{V,Ed1}$ услед дејства прорачунске силе смицања V_{Ed1}

Носивост саћастог носача на смицање се срачунава као:

$$V_{pl,Rd} = \frac{\sqrt{3}}{3} \times f_{yd} \times 0.9(A_{v1} + A_{v2}) \geq V_{Ed1}$$

A_{v1}, A_{v2} површине смицања горњег и доњег Т-пресека, респективно

Прорачунски момент M_{Ed1} се раставља на пар сила које делују у тежишту горњег, односно доњег Т-пресека, на следећи начин:

$$N_{M,Ed1} = M_{Ed1} / h_c \leq N_{T,Rd}$$

h_c	удаљеност између тежишта горњег и доњег Т-пресека (за симетричан пресек, $h_c = h - 2e_T$)
$N_{T,Rd}$	носивост попречног пресека на нормалну силу ($= A_T \times f_{yd}$, где је A_T површина једног Т-пресека)

Потребно је проверити и услов да момент савијања на Вирендел носачу $\Sigma M_{V,Ed1}$ мора бити мањи или једнак од укупне носивости на момент савијања за Вирендел носач $\Sigma M_{V,Rd}$.

$$\Sigma M_{V,Ed1} = V_{Ed1} \times e \leq \Sigma M_{V,Rd} = 4 \times M_{T,Rd}$$

$M_{T,Rd}$	прорачунска носивост на савијање једног Т-пресека
e	геометријска карактеристика саћастиг носача дата у Табели 1.3

Поред наведених контрола, потребно је проверити саћасти носач у фази грађења и за интеракцију деловања момента, смичуће силе нормалне силе.

Ако је прорачунска смичућа сила $V_{T,Ed1}$ која делује на једном Т-пресеку, мања или једнака од половине прорачунске носивости попречног пресека на смицање $V_{T,Rd}$ ($V_{T,Ed1} \leq 0.5 V_{T,Rd}$), прорачунска носивост попречног пресека на савијање $M_{NV,Rd}$ се одређује према следећим изразима:

$$M_{NV,Rd} = M_{V,Rd} [1 - (N_{M,Ed1} / N_{T,Rd})^2] \quad \text{за Т-пресек без додатних укрућења}$$

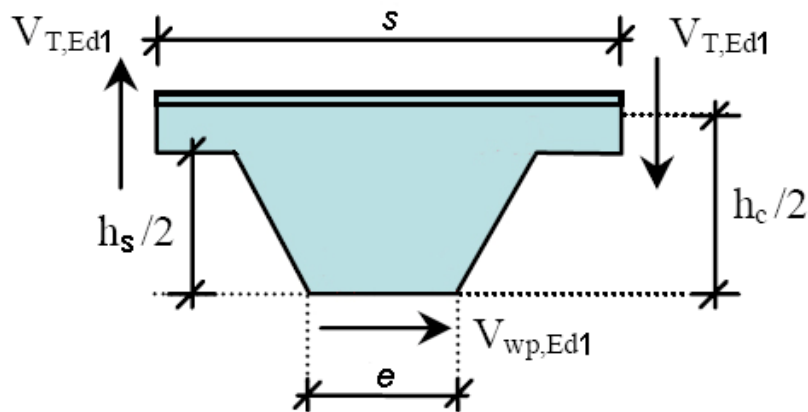
$$M_{NV,Rd} = M_{V,Rd} [1 - (N_{M,Ed1} / N_{T,Rd})] \quad \text{за Т-пресек са додатним укрућењима}$$

Ако је прорачунска сила $V_{T,Ed1}$ већа од половине прорачунске носивости на смицање $V_{T,Rd}$ ($V_{T,Ed1} > 0.5 V_{T,Rd}$), прорачунска носивост попречног пресека на савијање $M_{NV,Rd}$ одређује се увођењем смањене вредности номиналне границе развлачења за челични материјал на ребру Т-пресека:

$$f_{y,V} = [1 - \rho] f_y = \left[1 - \left(2 \frac{V_{T,Ed1}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \right] f_y$$

Б) Лом дела ребра између отвора услед комбинације дејстава:

- прорачунских сила смицања на Вирендел носачу $V_{V,Ed1}$ услед деловања прорачунске смичуће силе V_{Ed1}
- прорачунских момената савијања на Вирендел носачу $M_{V,Ed1}$ услед деловања прорачунске силе смицања на носачу V_{Ed1}
- прорачунских нормалних сила $N_{f,Ed1}$ услед деловања спољних вертикалних прорачунских смичућих сила f_{Ed1}



Слика 1.33: Одређивање смичуће силе на горњој половини Вирендел носача

Анализом Вирендел носача се добија прорачунска хоризонтална сила смицања $V_{wp,Ed1}$, која делује између два отвора на средини висине отвора (тежишна оса носача) и одређује се према изразу:

$$V_{wp,Ed1} = \frac{V_{T,Ed1} \times s}{h_c / 2}$$

s геометријска карактеристика сађастиг носача дата у Табели 1.3

Ова сила мора бити мања или једнака од прорачунске носивости посматраног дела пресека на смицање, $V_{wp,Rd}$, која се срачунава према формули:

$$V_{wp,Ed1} \leq V_{wp,Rd} = e \times t_w \times \frac{\sqrt{3}}{3} f_{yd}$$

e геометријска карактеристика сађастиг носача дата у Табели 1.3

Због релативно велике локалне виткости дела попречног пресека између отвора, носивост критичног пресека ребра на савијање се одређује према теорији еластичности. Ако је локална виткост читавог ребра $2h_s/t_w$ мања или једнака од $60e$, носивост неукрућеног ребра на избочавање је задовољена ако су испуњена следећа два услова:

1. $M_{wp,Ed1} \leq (C_1 a - C_2 a^2 - C_3) M_{el,Rd}$
2. $M_{wp,Ed1} \leq 0.6 M_{el,Rd}$

$$M_{wp,Ed1} = V_{wp,Ed1} \times h_c$$

прорачунски момент савијања у критичном пресеку

$$C_1 = 5.097 + 0.1464 b - 0.00174 b^2$$

$$C_2 = 1.441 + 0.0625 b - 0.000683 b^2$$

$$C_3 = 3.645 + 0.0853 b - 0.00108 b^2$$

бездименциони коефицијент

бездименциони коефицијент

бездименциони коефицијент

$$a = s / 2h_s$$

$$b = 2h_s / t_w$$

бездименциони коефицијент

бездименциони коефицијент

1.3.4.4 Понашање спрегнутих саћастих носача

Спрезањем саћастих носача са бетонском плочом или спрегнутом плочом на профилисаном лиму се генерално не мења суштински понашање носача под деловањем оптерећења. Носивост на смицање бетонске плоче, која учествује у прихватању глобалних смичућих сила, а која се срачунава према Еврокоду 2, не утиче драстично на смичућу отпорност спрегнутог пресека. Спрегнуто дејство значајно се манифестује у повећању носивости на савијање спрегнуте греде у односу на челични носач. Спрезање између горњег Т-пресека и бетонске плоче повећева момент носивости спрегнутог попречног пресека.

Спрегнуто дејство између челичног носача и бетонске плоче такође има утицај на смањење деформација у фази експлоатације носача. Треба напоменути да се деформација у фази грађења, која није занемарљиве величине, може ефикасно умањити применом помоћних ослонаца или надвишењем носача, тако да се у табеларном прорачуну сматра да је ефикасним конструктивним мерама – надвишењем, ова деформација доведена у прихватљиве границе.

Са овим у складу, у табеларном прорачуну који ће касније бити изложен, смичућа отпорност попречног пресека у је проверена са силом смицања у фази експлоатације, V_{Ed2} . Такође, са силом смицања из друге фазе проверена је носивост дела ребра између отвора и избочавање ребра смицањем, као што је раније описано. Отпорност на смицање ребра са отворима спрегнутог пресека мора бити довољна да издржи преосталу смичућу силу која делује у посматраној тачки. Ефективна површина смицања неукрућеног Т-пресека се смањује коефицијентом 0.9 због неравномерног тока смицања, за разлику од стандардног I профила.

Отпорност пресека на савијање је проверена за обе фазе. У другој фази се узима у обзир спрегнуто дејство између горњег Т-пресека и бетонске плоче.

Глобална носивост попречног пресека на савијање потиче од силе затезања у доњој ножици челичног носача и силе притиска у бетонској плочи, која зависи од подужних смичућих сила које се преносе од ослонаца до посматраног пресека помоћу можданика. Када се отвори налазе близу ослонаца, сила која се преноси путем можданика је ограничена, па се сила притиска јавља и у горњој ножици челичног дела пресека (као код парцијалног смичућег споја).

Локално "Вирендел" савијање јавља се услед промене момента савијања (као и трансверзалне силе) изнад отвора. Ово повећање момента савијања прихвата се локалним носивостима на савијање горњег и доњег челичног Т-пресека. Локална носивост на савијање челичних делова попречног пресека може се повећати заваривањем хоризонталних укрућења изнад и испод отвора. На страни отвора са већим моментом савијања, спрегнуто дејство се јавља између горњег Т-пресека и бетонске (или спрегнуте) плоче. Величина овог спрега између сила притиска и затезања зависи од броја можданика изнад отвора.

1.3.4.5 Прорачун спрегнутих саћастих носача

А) Носивост на смицање и глобално савијање

У другој фази – фаза експлоатације, потребно је проверити носивост греде у свим карактеристичним пресецима. Пресеци над ослонцем и у средини распона просте

греде су пресеци са максималним утицајима. Међутим, повољна чињеница је што се у овим пресецима, услед тако усвојене диспозиције, не налазе отвори, па практично у овим пресецима је пресек са бруто геометријским карактеристикама који се супротставља спољним утицајима. Одатле је извесно да ови пресеци неће бити меродавни за контролу. Са тим у складу, контрола носача ће се извршити у свим пресецима на месту отвора, на једној половини носача, уз узимање у обзир свих потребних интеракција дејстава у пресецима. Прорачун и контроле су извршене табеларно.

Дебљина ребра Т-пресека се мора редуковати у случају постојања великих смичућих сила, према следећој формули:

$$t_e = t_w \left(1 - \left[\frac{2V_{Ed2}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right]^2 \right) \quad \text{за} \quad \frac{V_{Ed2}}{V_{pl,Rd}} > 0.50$$

V_{Ed2}	смичућа сила на месту отвора
$V_{pl,Rd}$	носивост на смицање челичног пресека са отворима
t_e	ефективна дебљина ребра изложеног јаким смицању
t_w	стварна дебљина ребра

Ефективна дебљина ребра се користи за срачунавање ефективних геометријских карактеристика попречног пресека. За смичуће силе мање од $0.5 V_{pl,Rd}$, t_e је једнако t_w .

Максимална сила затезања која се може јавити у доњем Т-пресеку греде је:

$$N_{M,Rd,1} = A_{te} f_{yd}$$

A_{te}	површина попречног пресека доњег Т-пресека, срачуната са t_e , уз узимање у обзир евентуалних подужних укрућења
----------	---

Максимална сила притиска која се може јавити у бетонској плочи на месту отвора срачунава се као мања од:

$$F_{Rd,0} = N_l P_{Rd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} \leq 0.85 f_{cd} b_{eff} h_c$$

$F_{Rd,0}$	прорачунска носивост на притисак у бетонској плочи
b_{eff}	ефективна ширина бетонске плоче
h_c	дебљина бетонске плоче изнад таласа профилисаног лима
f_{ck}	карактеристична чврстоћа бетона на притисак
γ_c	парцијални коефицијент сигурности за бетон (=1.50)
h	растојање ивице отвора до ослонца
N_l	број можданика на дужини x (од ослонца до посматране тачке)

Генерално, парцијални смичући спој постоји у тачки на растојању x од ослонца. У том случају, максимална сила притиска која се јавља у горњем Т-пресеку износи:

$$N_{M,Rd,2} = N_{M,Rd,1} - F_{Rd,0} \leq N_{M,Rd,1}$$

Код парцијалног смичућег споја пластична носивост на савијање спрегнуте греде на месту отвора се срачунава као:

$$M_{Rd,0} = N_{M,Rd,1} (h + h_p + 0.5h_c - e_T) - N_{M,Rd,2} (0.5h_c + h_p + e_T)$$

h висина челичног носача
 h_c дебљина бетонске плоче изнад ребара профилисаног лима
 h_p висина ребара профилисаног лима
 e_T растојање тежишта Т-пресека од спољне ивице ножице

Стварне силе затезања, N_{M1} и N_{M2}, које се јављају у доњем и горњем Т-пресеку зависе од односа момената који делују на месту отвора, и приближно износе:

$$\frac{N_{M1}}{N_{M,Rd,1}} = \frac{N_{M2}}{N_{M,Rd,2}} = \frac{M_{Ed2}}{M_{Rd,0}}$$

M_{Ed2} спољни момент савијања на месту отвора

Стварни ниво смичућег споја на месту отвора треба обезбедити тако да сила притиска која се јавља у бетонској плочи буде већа од силе притиска која се јавља у горњем Т-пресеку, или:

$$F_{Rd,0} \geq N_{M2}$$

Носивост на комбиновано Вирендел савијање услед локалног савијања у доњем Т-пресеку се смањује услед присуства сила смицања и затезања, и дата је као:

$$M_{v1,Rd} = 2M_{T,pl,e} \left[1 - \left(\frac{N_{M1}}{N_{M,Rd,1}} \right)^n \right]$$

n = 1 ако је површина попречног пресека хоризонталних укрућења испод отвора већа од 30% површине попречног пресека доње ножице
 n = 2 уколико није испуњен горе наведен услов, или код неукрућених ребара,
 M_{T,pl,e} пластични момент носивости Т-пресека, срачунат са t_e, заједно са евентуалним хоризонталним укрућењима

Носивост на комбиновано Вирендел савијање горњег Т-пресека састоји се из два дела:

$$M_{v2,Rd} = 2M_{T,pl,e} \left[1 - \left(\frac{N_{M2}}{N_{M,Rd,2}} \right)^n \right]$$

M_{T,pl,e} пластични момент носивости горњег Т-пресека, срачунат са t_e, заједно са евентуалним хоризонталним укрућењима

Додатна носивост на Вирендел савијање услед локалног спрегнутог дејства између горњег Т-пресека и бетонске плоче се рачуна као:

$$M_{vc,Rd} = N_2 P_{Rd} (h_p + h_c + e_T) + h_c (N_{M1} - N_{M2}) \left[1 - \frac{N_{M1} - N_{M2}}{R_c} \right]$$

N_2 број можданика на дужини $(l + h_p + h_c)$ изнад отвора

Укупна носивост на Вирендел савијање је дата као збир раније срачунатих носивости и треба да задовољи услов:

$$V_{Ed} l \leq M_{V1,Rd} + M_{V2,Rd} + M_{VC,Rd}$$

Ефективна дужина отвора l износи: $0.45 \times$ пречник круга, за кружне отворе
 $0.60 \times$ ширина отвора, за шестоугаоне отворе

Б) Гранично стање употребљивости

У граничном стању употребљивости није потребно проверавати локална напрезања и деформације око отвора јер локалне деформације имају ограничен утицај на глобалну деформацију. Међутим, отвори узрокују повећање деформација услед еластичних ефеката изазваних локалним варијацијама у крутости на савијање и смицање дуж распона спрегнуте греде.

Код спрегнуте греде изложене дејству равномерно расподељеног оптерећења, додатни угиб у средини распона услед савијања, за појединачни отвор, δ_b , се рачуна као:

$$\frac{\delta_b}{\delta_0} = 19.2 \left(1 - \frac{x}{L}\right) \left(\frac{x}{L}\right)^3 \frac{l}{L} \left(\frac{EI}{EI_0} - 1\right)$$

EI_0 крутост на савијање спрегнутог пресека са отворима

EI крутост на савијање спрегнутог пресека без отвора

δ_0 угиб у средини распона спрегнутог носача без отвора, услед чистог савијања

L распон греде

x растојање отвора од ослонца

l ефективна дужина отвора

Код спрегнуте греде изложене дејству равномерно расподељеног оптерећења, додатни угиб у средини распона услед локалног Вирендел савијања, δ_s , се рачуна као:

$$\frac{\delta_s}{\delta_0} = 0.8 \left(1 - \frac{2x}{L}\right) \left(\frac{l}{L}\right)^3 \left(\frac{EI}{EI_v}\right)$$

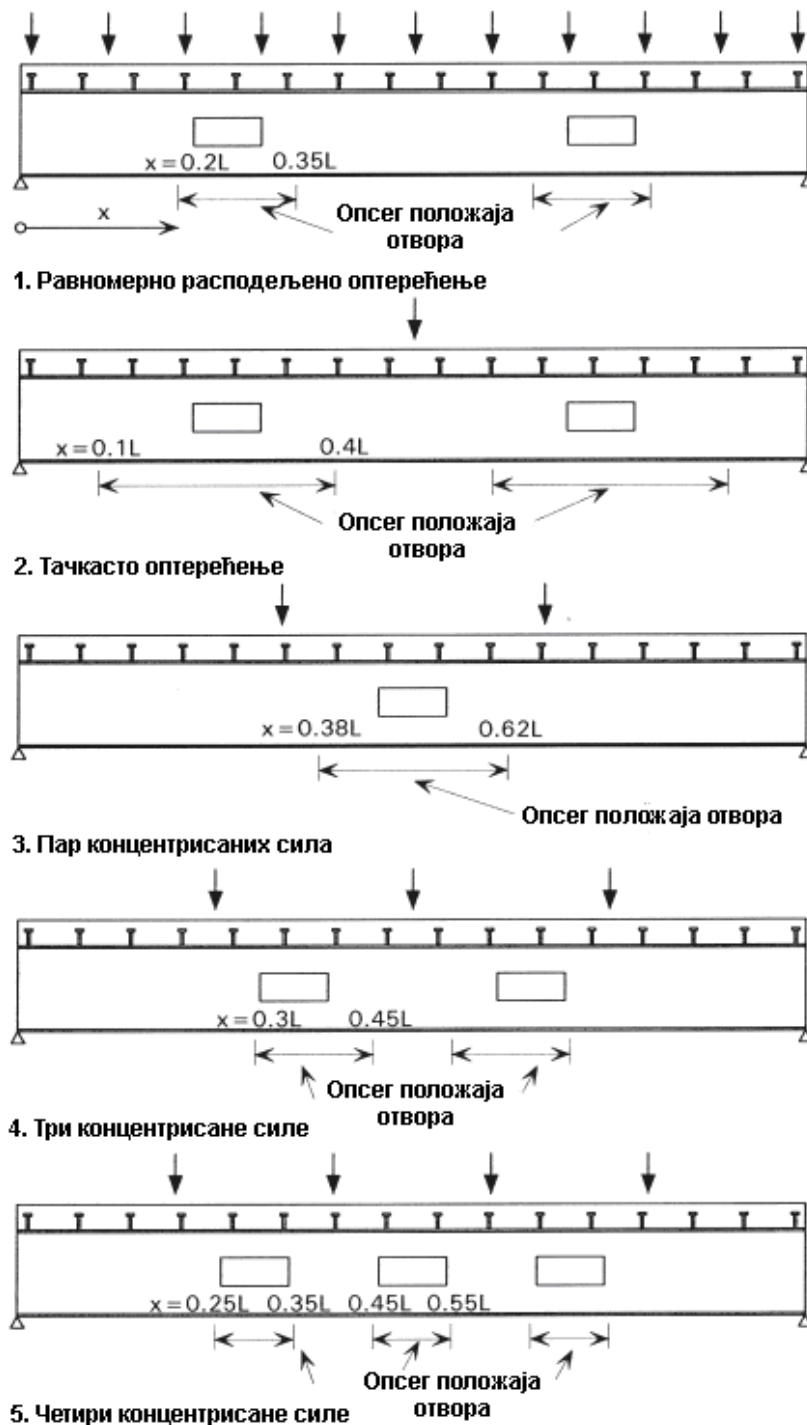
EI_v крутост на савијање Т-пресека, који узима у обзир ефекте спрегнутог дејства или промене дебљине ребра изнад или испод отвора; код греде без отвора, EI_v тежи бесконачности.

Укупни угиб у средини распона спрегнуте греде са отворима добија се као збир компоненталних угиба:

$$\delta_0 + \delta_s + \delta_b$$

Код спрегнуте греде која има низ отвора (што је случај у овој анализи) потребно је узети у обзир утицај сваког од отвора на деформацију. Укупни додатни угиб у средини распона спрегнуте греде, која има низ отвора, у односу на одговарајућу греду без отвора, креће се до границе $0.2\delta_0 d_0 / D$.

1.3.4.6 Конструктивни Детаљи



Слика 1.34: Оптималан положај отвора у ребру спрегнуте греде

1. Попречни пресек челичног носача треба да буде Класе 1 или 2 према Еврокоду 3 (пластичан или компакан према BS 5950)
2. Просечно растојање између можданика не би требало да буде веће од 200 mm
3. Максимална величина неукрућеног отвора у ребру: $d_0 / D \leq 0.6$
 $l / d_0 \leq 2.0$
4. Максимални пречник кружног отвора у ребру је $0.75 D$
5. Макс. величина отвора у ребру са завареним хор. укрућењима $d_0 / D \leq 0.7$
 $l / d_0 \leq 3.0$

6. Оптимални положај отвора у ребру за различите шеме оптерећења је приказан на слици 1.34
7. Растојање између ивице отвора у ребру и суседног ослонца не би требало да буде мање од максимума следећих величина: $2D$ или $0.1L$. У супротном, спрегнуто дејство треба локално занемарити. Ово ограничење се не примењује код неспрегнутих греда.
8. Растојање између ивица суседних отвора у ребру не би требало да буде мање од D .
9. Растојање између ивице отвора у ребру и суседног тачкастог оптерећења или секундарне греде траба да буде веће од D .
10. Димензије свих заварених укрућења треба да буду Класе 1 или 2 према Еврокоду 3.
11. Површина попречног пресека хоризонталних укрућења изнад или испод отвора треба да буде већа од 30% површине пресека доње ножице
12. Укрућења се код ваљаних профила могу поставити и само са једне стране
13. Да би се омогућило несметано заваривање, минимално растојање између хоризонталних укрућења и суседне ножице износи 50 mm

1.4 УПОРЕДНА АНАЛИЗА

На основу теоријских основа датих у претходним поглављима, извршен је прорачун три различита типа спрегнуте међуспратне конструкције. Прорачун је извршен за правоугаону међуспратну плочу, димензија 10.00 x 15.50 м.

Из услова потребног отпорног момента профилисаног лима у фази грађења спрегнуте плоче, за профилисани лим у овој анализи усвојен је ComFlor 80 ®. За усвојени тип профилисаног лима према каталогу произвођача предвиђена ју употреба можданика са главом висине 125 mm (након заваривања). Из услова минималног растојања од врха можданика до горње ивице бетонске плоче усвојена је спрегнута плоча на профилисаном лиму укупне висине 150 mm. Чиста висина бетона изнад ребара профилисаног лима износи 70 mm. Након извршеног прорачуна спрегнуте плоче на профилисаном лиму, усвојене геометријске карактеристике спрегнуте плоче и профилисаног лима употребљене су у анализи спрегнутих греда, што се види у прорачунима који следе.

Затим следе табеларни прорачуни спрегнутих греда у оквиру међуспратне конструкције. Елементи су срачунати на основу раније изложених теоријских основа. Трошкови уградње можданика нису узети у обзир, мада треба нагласити да се у варијанти са СТУБ носачима за спрезање користи двоструко мање можданика него у остале две варијанте. Такође, у укупан прорачун није узиман трошак израде спрегнуте плоче на профилисаном лиму, јер се исто решење користи у све три варијанте.

ПРОРАЧУН СПРЕГНУТЕ ПЛОЧЕ НА ПРОФИЛИСАНОМ ЛИМУ

Парцијални коефицијенти сигурности за материјале, за гранично стање носивости					
Прорачунске ситуације	конструкциони челик	бетон	арматура	профилисани челични лим	спојна средства
	γ_{mo}	γ_c	γ_s	γ_{mo}	γ_v
сталне и пролазне	1.00	1.50	1.15	1.00	1.25
Парцијални коефицијенти сигурности за дејства, за гранично стање носивости					
Прорачунске ситуације	стална дејства, повољно	стална дејства, неповољно	променљива дејства		
	γ_G	γ_G	γ_Q		
сталне и пролазне	1.00	1.35	1.50		
Парцијални коефицијенти сигурности за дејства и материјале, за гранично стање употребљивости, су једнаки 1.0					

Распон плоче

$L = 2.50 \text{ m}$

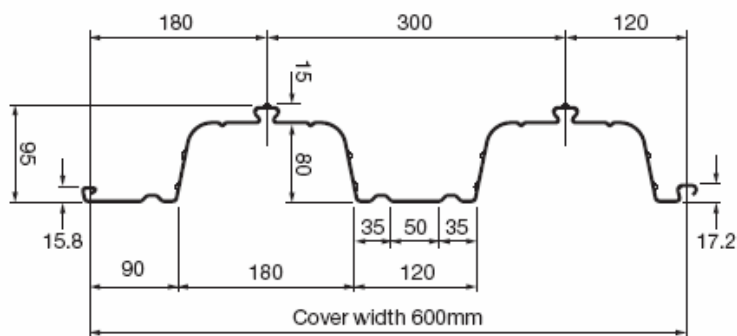
1. Геометријске карактеристике профилсаног лима ComFlor® 80

Дебљина профилсаног лима

$t = 0.90 \text{ mm}$

Дебљина профилсаног лима (Design)

$t_{design} = 0.86 \text{ mm}$



Површина попречног пресека профилсаног лима

$A_{ap} = 1387 \text{ mm}^2/\text{m}$

Момент инерције профилсаног лима

$I_{ap} = 185 \text{ cm}^4/\text{m}$

Растојање тежишта профилсаног лима од доње ивице

$e = 47.6 \text{ mm}$

Носивост на савијање профилсаног лима

$M_{ap,Rd} = 15.4 \text{ kNm/m}$

2. Експериментални подаци носивости на смицање подужног смичућег споја за профилисани лим ComFlor® 80

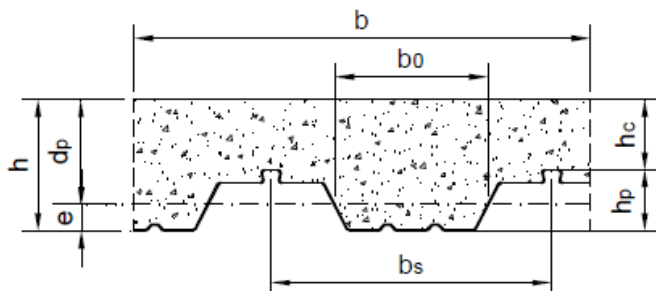
Експериментални податак 1

$m = 367 \text{ MPa}$

Експериментални податак 2

$k = 0.003 \text{ MPa}$

3. Геометријске карактеристике спрегнуте плоче



$b_0 = 133.8 \text{ mm}$

$h_c = 70 \text{ mm}$

$b_s = 300 \text{ mm}$

$h_p = 80 \text{ mm}$

$d_p = 102.4 \text{ mm}$

$h = 150 \text{ mm}$

4. Материјали

Бетон класе чврстоће С30/37

Карактеристична чврстоћа на притисак	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Секантни модул еластичности за краткотрајна оптерећења	$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$
Карактеристична чврстоћа на затезање	$f_{ctk} = 1.8 \text{ MPa}$
Номинална чврстоћа на смицање	$f_{ctd} = 1.2 \text{ MPa}$
Запреминска маса	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Ребраста арматура S420

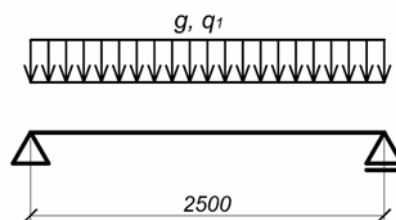
Карактеристична чврстоћа на затезање	$f_{sk} = 420 \text{ MPa}$
Модул еластичности	$E = 210 \text{ GPa}$

Профилисани лим ComFlor® 80

Номинална граница развлачења за челични материјал	$f_{yp} = 355 \text{ MPa}$
Модул еластичности	$E = 210 \text{ GPa}$

5. ФАЗА 1 – Грађење – Профилисани лим као оплата

Стално оптерећење	$g = 2.80 \text{ kN/m}^2$
Оптерећење у току грађења	$q_1 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
На најнеповољнијем месту на плочи	$q_2 = 0.75 \text{ kN/m}^2$



Гранично стање носивости $p_{1,ULS} = \gamma_G \times g + \gamma_Q \times q_1 = 6.03 \text{ kN/m}^2$

Прорачунска вредност момента савијања у средини плоче: $M_{Ed} = 4.71 \text{ kNm/m}$
 Прорачунска вредност смичуће силе над ослонцем: $V_{Ed} = 7.54 \text{ kN/m}$

А) Контрола носивости профилсаног лима при савијању $M_{Ed} = 4.71 \text{ kNm/m} < M_{ap,Rd} = 15.4 \text{ kNm/m}$

Б) Контрола носивости профилсаног лима при смицању (EN1993-1-3)

Коса висина ребра	$s_w = 82.0 \text{ mm}$
Висина ребра између тежишта ножица	$h_w = 80.0 \text{ mm}$
Нагиб ребра у односу на ножице	$\varphi = 79^\circ$

Релативна виткост ребра (за ребра без подужних укрућења)

$$\lambda_w = 0.346 s_w/t (f_{yp}/E)^{0.5} = 1.356$$

Носивост на смицање која узима у обзир избочавање $f_{bv} = 12.56 \text{ kN/cm}^2$

Носивост на смицање $V_{b,Rd} = 8.80 \text{ kN}$

$$V_{Ed} = 7.54 \text{ kN/m} < V_{b,Rd} = 8.80 \text{ kNm/m}$$

Гранично стање употребљивости $p_{1,SLS} = g + q_1 = 3.55 \text{ kN/m}^2$

Максимални угиб у средини прости греде:

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{p_{1,SL5} \times L^4}{I_{ap} \times E_{ap}} = \frac{5}{384} \times \frac{3.55 \times 2.50^4}{185 \times 210} = 0.46 \text{ cm}$$

Дозвољени угиб у ФАЗИ 1:

$$\delta_{dop} = \frac{L}{180} = \frac{2.50 \times 100}{180} = 1.39 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.46 \text{ cm} < \delta_{dop} = 1.39 \text{ cm}$$

Дозвољени угиб у ФАЗИ 1 услед “ponding” ефекта – ефекта улегнућа:

$$\delta_{dop,ponding} = \frac{L}{250} = \frac{2.50 \times 100}{250} = 1.00 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.46 \text{ cm} < \delta_{dop,ponding} = 1.00 \text{ cm} \rightarrow \text{Ефекат улегнућа се може занемарити.}$$

6. ФАЗА 2 – Експлоатација – Спрегнута плоча на профилисаном лиму

Статички систем спрегнуте плоче је проста греда распона 2.50 m.

Стално оптерећење

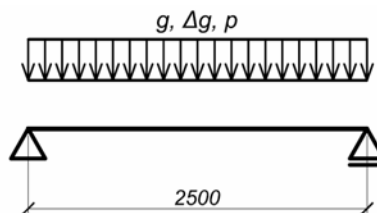
Додатно стално оптерећење

Корисно оптерећење

$$g = 2.80 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta g = 1.45 \text{ kN/m}^2$$

$$p = 2.50 \text{ kN/m}^2$$



Гранично стање носивости

$$p_{2,ULS} = \gamma_G \times (g + \Delta g) + \gamma_Q \times p = 9.49 \text{ kN/m}^2$$

Прорачунска вредност момента савијања у средини плоче:

$$M_{Ed,2} = 7.41 \text{ kNm/m}$$

Прорачунска вредност смичуће силе над ослонцем:

$$V_{Ed,2} = 11.86 \text{ kN/m}$$

А) Гранична носивост при савијању

Претпоставља се да се пластична неутрална оса налази у бетонској плочи изнад горње ивице профилисаног лима.

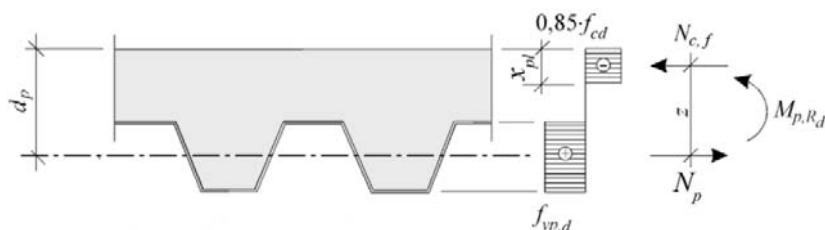
Сила при пуној пластификацији проф. лима

$$N_p = A_{ap} f_{yp} = 492.39 \text{ kN/m}$$

Положај пластичне неутралне осе

$$x_{pl} = N_p / (0.85 f_{ck} / \gamma_c) = 29.0 \text{ mm}$$

Претпоставка је тачна – пластична неутрална оса се налази у бетонској плочи изнад горње ивице профилисаног лима.



Момент носивости

$$M_{Rd,2} = N_p (d_p - x/2) = 43.29 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,2} = 7.41 \text{ kNm/m} < M_{Rd,2} = 43.29 \text{ kNm/m}$$

Б) Гранична носивост при смицању (EN1992 6.2.2)

$$k = \min\left(\sqrt{1 + \frac{200}{d_p}}; 2\right) = 1.72$$

$$V_{min} = 0.035 \text{MPa } k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.432 \text{MPa}$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_c; 0.2f_{cd}) = 0.00$$

Носивост плоче

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_0 / b_s h = 28.89 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2} = 11.86 \text{ kN/m} < V_{Rd,c} = 28.89 \text{ kN/m}$$

В) Гранична носивост при подужном смицању, “m-k” метода

Дужина смицања

$$L_s = L / 4 = 0.625 \text{ m}$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

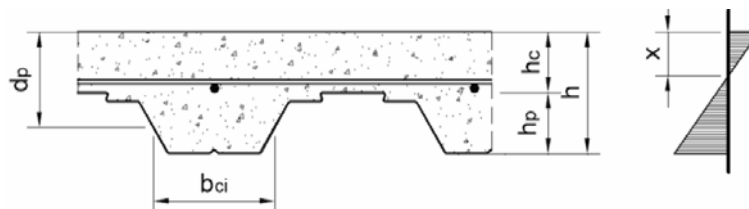
Носивост плоче

$$V_{l,Rd} = b d_p ((m A_{ap}) / (b L_s) + k) 1 / \gamma_v = 66.72 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2} = 11.86 \text{ kN/m} < V_{l,Rd} = 66.72 \text{ kN/m}$$

Гранично стање употребљивости

$$p_{2,SLS} = g + \Delta g + p = 6.75 \text{ kN/m}^2$$



Из услова $f(X_{el}) = \frac{b \times X_{el}^2}{2n} + A_{ap} \times d_p - X_{el} = 0$ одређује се X_{el} . Одатле се добија $X_{el} = 51.78 \text{ mm}$.

Ефективни момент инерције

$$I_{eff} = b X_{el}^3 / 3n + A_{ap} (d_p - X_{el})^2 + I_{ap} = 782.81 \text{ cm}^4$$

Максимални угиб у ФАЗИ 2

$$\delta_{max} = 5/384 \times p_{2,SLS} \times L^4 / I_{eff} E_{ap} = 0.88 \text{ cm}$$

Дозвољени угиб у ФАЗИ 2

$$\delta_{dop,2} = L/250 = 1.00 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = 0.88 \text{ cm} < \delta_{dop,2} = 1.00 \text{ cm}$$

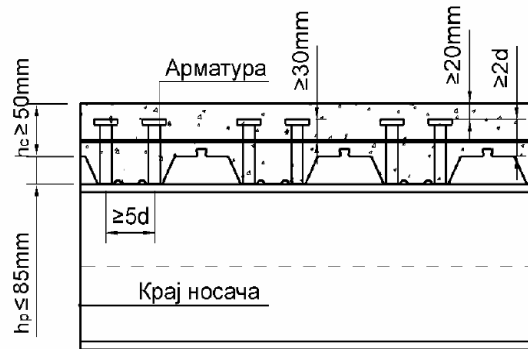
ПРОРАЧУН СПРЕГНУТЕ ГРЕДЕ У ВИДУ I НОСАЧА СА ПЛОЧОМ НА ПРОФИЛИСАНОМ ЛИМУ

Распон носача
Размак носача

$L = 15.50 \text{ m}$
 $\lambda = 2.50 \text{ m}$

Претпостављају се подни носачи **IPE 450**.

Греда је неподупрта у току грађења. Правац профилације лима је управан на правац пружања греде. За спрезање се користе можданици са главом пречника **22 mm** и висине **130 mm** (**125 mm** након заваривања).



1. Анализа оптерећења

Стално оптерећење
Сопствена тежина подних носача **IPE450**
Додатно стално оптерећење

$g = 2.80 \text{ kN/m}^2$
 $g_1 = 0.80 \text{ kN/m}$
 $\Delta g = 1.45 \text{ kN/m}^2$

Корисно оптерећење
Оптерећење у току грађења

$p = 2.50 \text{ kN/m}^2$
 $q_1 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

2. Комбинације оптерећења

Гранично стање носивости (ULS)

$$\Sigma(\gamma_{G_i} G_i) + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \Sigma(\gamma_{Q_j} \psi_{0j} Q_{kj})$$

Гранично стање употребљивости (SLS)

$$\Sigma G_i + Q_{k1} + \Sigma(\psi_{0j} Q_{kj})$$

3. Материјали

Бетон класе чврстоће C30/37

Карактеристична чврстоћа на притисак

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Секантни модул еластичности за краткотрајна оптерећења

$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

Ребраста арматура S420

Карактеристична чврстоћа на затезање

$f_{sk} = 420 \text{ MPa}$

Модул еластичности

$E = 210 \text{ GPa}$

Конструкциони челик

Номинална граница развлачења за челични материјал

$f_y = 355 \text{ MPa}$

Модул еластичности

$E = 210 \text{ GPa}$

Профилисани лим **ComFlor® 80**

Номинална граница развлачења за челични материјал

$f_{yp} = 355 \text{ MPa}$

Модул еластичности

$E = 210 \text{ GPa}$

Средња ширина таласа профилисаног лима	$b_0 = 133.8 \text{ mm}$
Висина профилисаног лима	$h_p = 80 \text{ mm}$

Еластични можданици са главом – чеп можданици

Пречник можданика	$d_s = 22 \text{ mm}$
Висина можданика након заваривања	$h_{sc} = 125 \text{ mm}$
Гранична чврстоћа можданика на затезање	$f_u = 450 \text{ MPa}$
Номинална граница развлачења за челични материјал	$f_{y,st} = 355 \text{ MPa}$

4. Прорачунске вредности својстава материјала

Бетон	$f_{cd} = 20.0 \text{ MPa}$
Арматура	$f_{sd} = 365.2 \text{ MPa}$
Конструкциони челик	$f_{yd} = 355.0 \text{ MPa}$
Профилисани лим	$f_{ypd} = 355.0 \text{ MPa}$

5. Прорачун утицаја у конструкцији

Посматра се пресек у средини распона просте греде за прорачун момената савијања и пресек над ослонцем за прорачун трансверзалних сила.

Утицаји у ФАЗИ 1

$$q_{u1} = \gamma_G \times (g \times \lambda + g_1) + \gamma_Q \times q_1 \times \lambda = 1.35 \times (2.80 \times 2.50 + 0.80) + 1.50 \times 1.50 \times 2.50$$

$q_{u1} = 16.16 \text{ kN/m}$

Утицаји у ФАЗИ 2

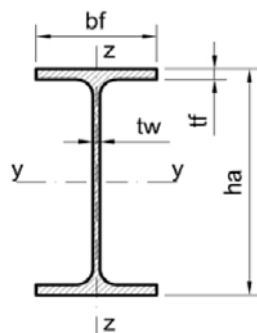
$$q_{u2} = \gamma_G \times [(g + \Delta g) \times \lambda + g_1] + \gamma_Q \times p \times \lambda = 1.35 \times [(2.80 + 1.45) \times 2.50 + 0.80] + 1.50 \times 2.50 \times 2.50$$

$q_{u2} = 24.80 \text{ kN/m}$

Прорачунски момент савијања у ФАЗИ 1	$M_{Ed,1} = 485.15 \text{ kNm}$
Прорачунска трансверзална сила у ФАЗИ 1	$V_{Ed,1} = 125.20 \text{ kN}$
Прорачунски момент савијања у ФАЗИ 2	$M_{Ed,2} = 744.74 \text{ kNm}$
Прорачунска трансверзална сила у ФАЗИ 2	$V_{Ed,2} = 192.19 \text{ kN}$

6. Контрола граничног стања носивости

За подни носач се усваја вруће ваљани профил IPE450, са следећим геометријским карактеристикама:



$h_a = 450 \text{ mm}$
$d = 420.8 \text{ mm}$
$b_f = 190 \text{ mm}$
$t_f = 14.6 \text{ mm}$
$t_w = 9.4 \text{ mm}$
$r = 21 \text{ mm}$
$A_a = 98.8 \text{ cm}^2$
$I_{a,y} = 33740 \text{ cm}^4$
$W_{el,y} = 1500 \text{ cm}^3$
$W_{pl,y} = 1701 \text{ cm}^3$

Класификација попречног пресека

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Горња ножица $\frac{b_f}{2t_f} = \frac{190}{2 \times 14.6} = 6.51 < 10\varepsilon = 10 \times 0.81 = 8.10$ **КЛАСА 1**

Ребро $\frac{d}{t_w} = \frac{420.8}{9.4} = 44.77 < 72\varepsilon = 72 \times 0.81 = 58.32$ **КЛАСА 1**

Попречни пресек је КЛАСЕ 1.

Пластични момент носивости попречног пресека $M_{a,pl,Rd} = f_y \times W_{pl,y}$
 $M_{a,pl,Rd} = 355 \times 1701 = 603.86 \text{ kNm}$

$$M_{Ed,1} = 485.15 \text{ kNm} < M_{a,pl,Rd} = 603.86 \text{ kNm}$$

Површина смицања $A_v = 43.99 \text{ cm}^2$

Носивост при вертикалном смицању $V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{43.99}{\sqrt{3}} \times \frac{355}{1.00} = 901.66 \text{ kN}$

$$V_{Ed,1} = 125.20 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 901.66 \text{ kN}$$

Избочавање ребра смицањем $\frac{d}{t_w} = \frac{420.8}{9.4} = 44.77 < \frac{72\varepsilon}{\eta} = \frac{72 \times 0.81}{1.20} = 48.82$

Вредност коефицијента η је једнака 1.20 за челике S235, S275, S355 и S460. Ребро задовољава потребан услов и нема опасности од избочавања смицањем.

7. Интеракција савијања и смицања

Носач је статичког система просте греде и како је оптерећен равномерно расподељеним оптерећењем није потребно проверавати интеракцију дејстава момента савијања и смичуће силе.

8. Бочно торзионо извијање

Сматра се да је челична греда континуално бочно придржана челичним профилисаним лимом у току грађења. Да би се обезбедило бочно придржавање носача лим мора бити фиксиран за греду заваривањем можданика кроз профилисани лим.

9. Фаза експлоатације

А) Контрола момента носивости

Срачунато оптерећење у ФАЗИ 2 прихвата спрегнути пресек.

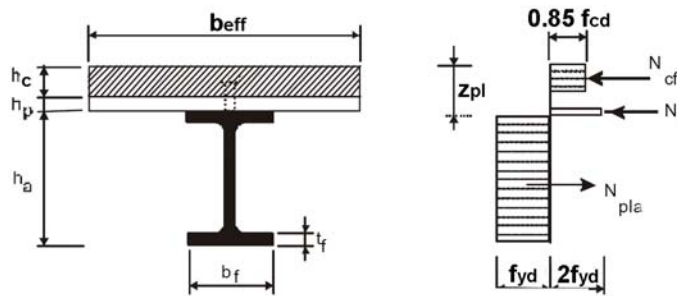
Ефективна ширина бетонске плоче:

$$b_{eff} = \min(2L/8; \lambda) = 2.50 \text{ m}$$

Висина бетонске плоче изнад горње ивице профилисаног лима:	$h_c =$	70 mm
Нормална сила потпуно пластификованог бетона:	$N_{cf} = 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c =$	2975 kN
Нормална сила потпуно пластификованог челичног профила:	$N_{pl,a} = A_a f_y =$	3507 kN
Нормална сила потпуно пластификоване горње ножице:	$N_f' = f_{yd} b_f t_f =$	984.8 kN

$$N_{pl,a} = 3507 \text{ kN} < N_{cf} + 2N_f' = 4944.6 \text{ kN}$$

Пластична неутрална оса се налази у горњој ножици челичног профила



Положај пластичне неутралне осе:

$$z_{pl} = h + \frac{N_{pl,a} - N_{cf}}{2 \times f_{yd} \times b_f} = 15 + \frac{3507 - 2975}{2 \times 35.5 \times 19.0} = 15.39 \text{ cm}$$

Из услова равнотеже момената савијања у односу на горњу ивицу бетонске плоче одређује се момент пуне пластичности.

Момент пуне пластичности:

$$M_{pl,Rd,2} = N_{pl,a} \times \left(z_a - \frac{h_c}{2}\right) - 2f_{yd}b_f \times (z_{pl} - h) \times \frac{z_{pl} + h_p}{2}$$

$$M_{pl,Rd,2} = 3507 \times \left(15.0 + \frac{45.0}{2} - \frac{7.0}{2}\right) - 2 \times 35.5 \times 19.0 \times (15.39 - 15.0) \times \frac{15.39 + 8.0}{2} = 1130.9 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2} = 744.74 \text{ kNm} < M_{pl,Rd,2} = 1130.9 \text{ kNm}$$

Б) Контрола смичућих напона при вертикалном смицању

Површина смицања $A_v = 43.99 \text{ cm}^2$

Носивост при вертикалном смицању

$$V_{pl,Rd,2} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{43.99}{\sqrt{3}} \times \frac{355}{1.00} = 901.66 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2} = 192.19 \text{ kN} < V_{pl,Rd,2} = 901.66 \text{ kN}$$

10. Прорачун можданика

Прво је потребно одредити подужну силу смицања у бетонској плочи V_1 . Утицај подужне арматуре у бетонској плочи се може занемарити.

Површина бетонске плоче $A_c = h_c b_{eff} = 7 \times 250 = 1750 \text{ cm}^2$

Носивост челичног носача
Носивост бетонског дела пресека

$$F_{cf,1} = A_a f_y = 3507 \text{ kN}$$

$$F_{cf,2} = 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c = 2975 \text{ kN}$$

Максимална смичућа сила

$$V_I = \min(F_{cf,1}; F_{cf,2}) = 2975 \text{ kN}$$

А) Носивост можданика

Коефицијент α је функција односа висине и пречника можданика. За $h_{sc}/d > 4 \rightarrow \alpha = 1$.

Лом можданика
Лом гњечењем бетона

$$P_{Rd1} = 0,8 f_u \pi d_s^2 / 4 1/\gamma_v = 109.48 \text{ kN}$$

$$P_{Rd2} = 0,29 \alpha d_s^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} 1/\gamma_v = 111.73 \text{ kN}$$

Челични носач се спреже са плочом на профилисаном лиму па се носивост можданика мора помножити редуцираним коефицијентом. Претпостављају се по два можданика у ребру профилисаног лима. Како су ребра плоче управна на осу носача срачунава се вредност редуцираног коефицијента:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_R}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) = \frac{0.7}{\sqrt{2}} \times \frac{133.8}{80} \times \left(\frac{125}{80} - 1\right) = 0.466$$

Носивост можданика

$$P_{Rd} = k_t \min(P_{Rd1}; P_{Rd2}) = 0.466 \times 109.48 = 50.98 \text{ kN}$$

Потребан број можданика за пун смичући спој на половини распона $n_{pot} = 58.4 \text{ kom}$

Б) Максималан број можданика – по два можданика у свако ребро профилисаног лима – на половини распона

Размак можданика – одговара размаку ребара профилисаног лима

$$b_s = 300 \text{ mm}$$

Максималан број можданика

$$n_{max} = \frac{L}{b_s} = \frac{15.5}{0.3} = 51.6 \text{ kom}$$

Максималан број можданика није довољан да обезбеди да се у критичном пресеку оствари момент пуне пластичности. Из конструктивних разлога се не може поставити потребан број можданика за пун смичући спој. Сада се одређује потребан број можданика за пренос прорачунског момента савијања M_{Ed2} .

$$M_{Ed2} = 744.74 \text{ kNm}$$

$$M_{a,pl,Rd} = 603.86 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd,2} = 1130.90 \text{ kNm}$$

Вредност подужне смичуће силе да би се остварио пластични момент носивости неопходан за пренос прорачунског момента савијања M_{Ed2} износи:

$$F_c = V_I \frac{M_{Ed,2} - M_{a,pl,Rd}}{M_{pl,Rd,2} - M_{a,pl,Rd}} = 2975 \times \frac{744.74 - 603.86}{1130.90 - 603.86} = 795.23 \text{ kN}$$

Минималан потребан број можданика на половини распона

$$n_{min} = \frac{2F_c}{P_{Rd}} = \frac{2 \times 795.23}{50.98} = 31.2 \text{ kom}$$

Усваја се максималан могући број можданика

$$n_{usv} = 52 \text{ kom}$$

Минималан потребан број можданика који се сме поставити на носач мора да задовољи следеће услове:

$$\eta = \frac{n_{usv}}{n_{pot}} = \frac{52}{58.4} = 0.891 > 1 - \frac{355MPa}{f_y} (0.75 - 0.03L) = 1 - \frac{355MPa}{355MPa} (0.75 - 0.03 \times 15.5) = 0.715$$

$$\eta = \frac{n_{usv}}{n_{pot}} = \frac{52}{58.4} = 0.891 > 0.4$$

$$\frac{M_{pl,Rd,2}}{M_{a,pl,Rd}} = \frac{1130.90}{906.86} = 1.87 < 2.50$$

На носачу се поставља $2 \times 52 = 104$ еластичних чеп можданика на једнаким растојањима.

В) Парцијални подужни смичући спој који је формиран са 104 еластична чеп можданика

Сила коју могу да пренесу можданици $N_c = n_{usv} \times P_{Rd} = 2651 \text{ kN}$

Пластична неутрална оса је у бетонској плочи

$$z_{pl,1} = \frac{N_c}{0.85 \times b_{eff} f_{cd}} = \frac{2651}{0.85 \times 250 \times 20.0} = 62.38 \text{ mm}$$

Пластична неутрална оса у челичном делу попречног пресека се одређује из услова равнотеже нормалних сила

$$z_a = h_a/2 + h = 375 \text{ mm}$$

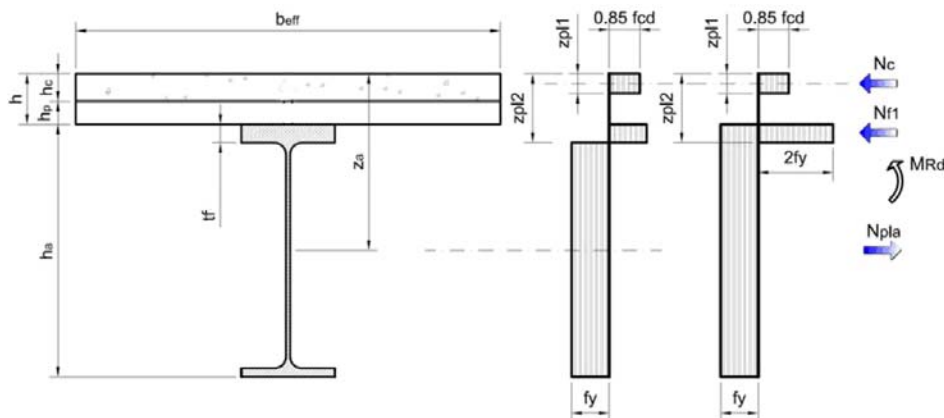
Нормална сила пластификованог челичног дела пресека

$$N_{pl,a} = 3507 \text{ kN}$$

$$N_f = 2 f_{yd} b_f t_f = 1969 \text{ kN}$$

$$N_c + N_f = 4620 \text{ kN}$$

Пластична неутрална оса је у горњој ножици чел. носача $N_{pl,a} < N_c + N_f$



$$z_{pl,2} = h + \frac{N_{pl,a} - N_c}{2 \times f_{yd} \times b_f} = 15.0 + \frac{3507 - 2651}{2 \times 35.5 \times 19.0} = 15.63 \text{ cm}$$

$$N_{f1} = 2 f_{yd} b_f (z_{pl2} - h) = 2 \times 35.5 \times 19.0 \times (15.63 - 15.0) = 856.4 \text{ kN}$$

Пластични момент носивости

$$M_{Rd,2} = 1101.41 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,2} = 744.74 \text{ kNm} < M_{Rd,2} = 1101.41 \text{ kNm}$$

11. Подужно смицање бетонске плоче

$$\Delta F_d = N_d/2 = 1325.5 \text{ kN} \quad V_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \Delta x) = 2.443 \text{ MPa} \quad \Delta x = L/2 = 7.75 \text{ m} \quad h_f = h_c$$

А) Носивост притиснутих бетонских дијагонала

$$\text{Коефицијент} \quad \nu = 0.6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}\right) = 0.6 \times \left(1 - \frac{30}{250 \text{ MPa}}\right) = 0.528$$

$$\text{Усвојен угао} \quad \Theta = 45^\circ$$

$$\nu f_{cd} \sin \Theta \cos \Theta = 5.28 \text{ MPa} > V_{Ed} = 2.44 \text{ MPa}$$

Б) Попречна арматура

$$\text{Усваја се размак шипки арматуре} \quad s_f = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Потребна површина једне шипке за усвојен размак} \quad A_{sf} = V_{Ed} h_f \tan \Theta s_f / f_{sd} = 0.702 \text{ cm}^2$$

Усвојено R@10/150 у оба правца (арматурна мрежа Q525).

12. Гранично стање употребљивости

Ради елиминисања угиба од оптерећења у ФАЗИ 1 носач се изводи са надвишењем.

$$q_{u1} = g \times \lambda + g_1 + q_1 \times \lambda = 2.80 \times 2.50 + 0.80 + 1.50 \times 2.50 = 11.55 \text{ kN / m}^2$$

$$q_{u2} = (\Delta g + p) \times \lambda = (1.45 + 2.50) \times 2.50 = 9.88 \text{ kN / m}^2$$

$$\text{Угиб у средини распона у првој фази} \quad \delta_1 = 122.51 \text{ mm}$$

$$\text{Однос модула еластичности} \quad n_t = E_a / (E_{cm}/3) = 19.091$$

$$b_e = b_{\text{eff}} / n_t = 130.95 \text{ mm}$$

$$\text{Ефективна површина бетонске плоче} \quad A_{c,e} = b_e \times h_c = 91.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{А) Геометријске карактеристике спрегнутог пресека} \quad A_i = A_a + A_{c,e} = 190.47 \text{ cm}^2$$

$$e_i = \frac{A_a \left(\frac{h_a}{2} + h\right) + A_{ce} \frac{h_c}{2}}{A_i} = 21.137 \text{ cm}$$

$$I_{cy} = 1/12 b_{\text{eff}} h_c^3 = 7146 \text{ cm}^4$$

$$I_i = 89082 \text{ cm}^4$$

$$\delta_2 = 39.67 \text{ mm}$$

Угиб у средини распона у другој фази

Предвиђено је надвишење носача од 110 mm.

$$\text{Укупан угиб носача са узимањем у обзир надвишења} \quad \delta_1 + \delta_2 = 52.19 \text{ mm}$$

$$\delta_1 + \delta_2 = 52.19 \text{ mm} < \delta_{\text{доп}} = L / 250 = 62.00 \text{ mm}$$

13. Прорачун подвлаке

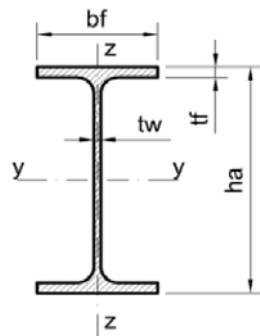
Подвлака је статичког система просте греде распона **5.0 m**. Оптерећена је концентрисаном силом у средини распона и сопственом тежином челичног носача. Концентрисана сила је реакција спрегнутог подног носача распона **15.5 m**, у ФАЗИ 2.

Реакција спрегнутог подног носача
Сопствена тежина челичног профила

$$R = V_{Ed,2} = 192.19 \text{ kN}$$

$$g = 0.50 \text{ kN/m}$$

За подвлаку се усваја вруће ваљани профил IPE330, са следећим геометријским карактеристикама:



$$h_a = 330 \text{ mm}$$

$$d = 307 \text{ mm}$$

$$b_f = 160 \text{ mm}$$

$$t_f = 11.5 \text{ mm}$$

$$t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$r = 18 \text{ mm}$$

$$A_a = 62.6 \text{ cm}^2$$

$$I_{a,y} = 11779 \text{ cm}^4$$

$$W_{el,y} = 713 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 804 \text{ cm}^3$$

13.1 Класификација попречног пресека

$$\varepsilon = 0.81$$

Горња ножица
Ребро

$$(b_f/2)/t_f = 6.96 < 10\varepsilon = 8.10 \quad \text{КЛАСА 1}$$

$$d/t_w = 40.93 < 72\varepsilon = 58.32 \quad \text{КЛАСА 1}$$

Пластични момент носивости челичног профила
Прорачунски момент савијања

$$M_{pl,Rd} = 285.42 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 241.80 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 241.80 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} = 285.42 \text{ kNm}$$

Површина смицања
Носивост при вертикалном смицању
Прорачунска трансверзална сила

$$A_v = 25.74 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 527.57 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 97.35 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 97.35 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 527.57 \text{ kNm}$$

Како је $V_{Ed} < 0.5 V_{pl,Rd}$, није потребно редуковати пластични момент носивости челичног носача услед интеракције савијања и смицања. Такође, како је горња ивица подвлаке континуално бочно придржана спрегнутом плочом, није потребно вршити контролу носача на бочно торзионо извијање.

Избочавање ребра смицањем (Коефицијент η је једнак 1.20 за челике S235, S275, S355 и S460.)

Ребро

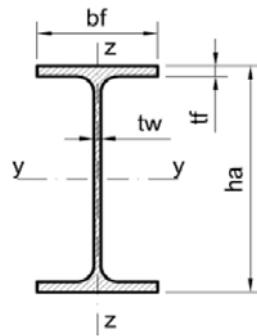
$$d/t_w = 40.93 < 72\varepsilon/\eta = 48.60$$

Контрола деформација није предмет ове анализе јер се прекорачење допуштеног угиба може ефикасно решити надвишењем носача.

14. Прорачун носећих стубова

На стуб, поред сопствене тежине челичног профила, делују и реакције од две подвлаке, као и реакција једног подног носача. Остала оптерећења која могу деловати на стуб (оптерећење ветром, тежина фасаде итд.) нису предмет ове анализе. Стуб прихвата оптерећење са 3 спрата. Мерадаван је прорачун у ФАЗИ 2.

За стуб се усваја вруће ваљани профил **HEA 200**, са следећим геометријским карактеристикама:

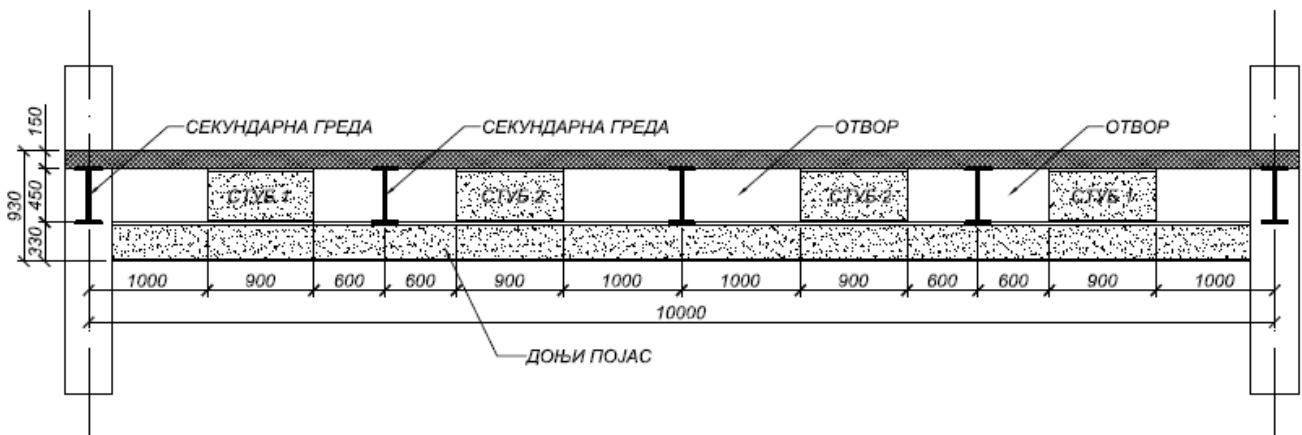


$h_a = 190 \text{ mm}$
 $d = 170 \text{ mm}$
 $b_f = 200 \text{ mm}$
 $t_f = 10.0 \text{ mm}$
 $t_w = 6.5 \text{ mm}$
 $r = 18 \text{ mm}$
 $A_a = 53.8 \text{ cm}^2$
 $I_{a,y} = 3690 \text{ cm}^4$
 $W_{el,y} = 389 \text{ cm}^3$
 $W_{pl,y} = 429 \text{ cm}^3$

Реакција подвлаке	$R_p =$	97.35 kN
Реакција подног носача	$R_{pn} =$	192.19 kN
Дужина стуба	$L_s =$	9.40 m
Сопствена тежина стуба	$g =$	0.45 kN/m
Максимална нормална сила у стубу	$N_{Ed2} = 2R_p + R_{pn} + L_s \times g =$	1164.90 kN
Полупречник инерције око слабије осе	$i_z =$	4.98 cm
Полупречник инерције око јаче осе	$i_y =$	8.28 cm
Прорачунска чврстоћа челика	$f_{yd} =$	35.5 kN/cm ²
Коефицијент имперфекције (крива извијања C)	$\alpha =$	0.49
14.1 Извијање око слабије осе		
Дужина извијања	$L_z =$	2800 mm
Виткост	$\lambda_z =$	56.22
Релативна виткост	$\lambda' =$	0.74
	$\phi =$	0.90
Коефицијент редукције	$\chi =$	0.70
Носивост притиснутог елемента на извијање	$N_{b,Rd,z} =$	1341.38 kN
14.2 Извијање око јаче осе		
Дужина извијања	$L_y =$	2800 mm
Виткост	$\lambda_y =$	33.82
Релативна виткост	$\lambda' =$	0.44
	$\phi =$	0.66
Коефицијент редукције	$\chi =$	0.87
Носивост притиснутог елемента на извијање	$N_{b,Rd,y} =$	1670.26 kN
Носивост притиснутог елемента	$N_{b,Rd} =$	1341.38 kN

$$N_{Ed,2} = 1164.90 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 1341.4 \text{ kN}$$

**ПРОРАЧУН СТУБ СИСТЕМА СПРЕГНУТЕ ГРЕДЕ СА ПЛОЧОМ
НА ПРОФИЛИСАНОМ ЛИМУ**



1. Карактеристике спрегнуте греде у оквиру међуспратне конструкције

Распон доњег појаса	$L_{dp} = 10.00 \text{ m}$
Распон секундарних греда – подних носача	$L_{sg} = 15.50 \text{ m}$
Размак секундарних греда – подних носача	$\lambda = 2.50 \text{ m}$
Укупна висина бетонске плоче на профилисаном лиму	$h = 150 \text{ mm}$

2. Анализа оптерећења

Стално оптерећење	$g = 2.80 \text{ kN/m}^2$
Сопствена тежина челичних профила	$g_1 = 0.40 \text{ kN/m}^2$
Додатно стално оптерећење	$\Delta g = 1.45 \text{ kN/m}^2$
Корисно оптерећење	$p = 2.50 \text{ kN/m}^2$
Оптерећење у току грађења	$q_1 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

3. Комбинације оптерећења

Гранично стање носивости (ULS)	$\Sigma(\gamma_{G_i} G_i) + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \Sigma(\gamma_{Q_j} \psi_{0j} Q_{kj})$
Гранично стање употребљивости (SLS)	$\Sigma G_i + Q_{k1} + \Sigma(\psi_{0j} Q_{kj})$

4. Материјали

Бетон класе чврстоће С30/37

Карактеристична чврстоћа на притисак	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Секантни модул еластичности за краткотрајна оптерећења	$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

Ребраста арматура S420

Карактеристична чврстоћа на затезање	$f_{sk} = 420 \text{ MPa}$
Модул еластичности	$E = 210 \text{ GPa}$

Конструкциони челик

Номинална граница развлачења за челични материјал	$f_y = 355 \text{ MPa}$
Модул еластичности	$E = 210 \text{ GPa}$

Профилисани лим *ComFlor® 80*

Номинална граница развлачења за челични материјал	$f_{yp} = 355 \text{ MPa}$
Модул еластичности	$E = 210 \text{ GPa}$
Средња ширина таласа профилисаног лима	$b_0 = 133.8 \text{ mm}$
Висина профилисаног лима	$h_p = 80 \text{ mm}$

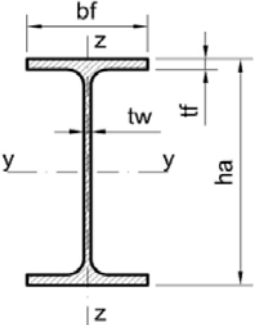
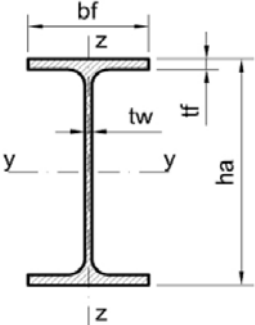
Еластични можданици са главом – чеп можданици

Пречник можданика	$d_s = 19 \text{ mm}$
Висина можданика након заваривања	$h_{sc} = 125 \text{ mm}$
Гранична чврстоћа можданика на затезање	$f_u = 450 \text{ MPa}$
Номинална граница развлачења за челични материјал	$f_{y,st} = 355 \text{ MPa}$

4. Прорачунске вредности својстава материјала

Бетон	$f_{cd} = 20.0 \text{ MPa}$
Арматура	$f_{sd} = 365.2 \text{ MPa}$
Конструкциони челик	$f_{yd} = 355.0 \text{ MPa}$
Профилисани лим	$f_{ypd} = 355.0 \text{ MPa}$

5. Геометријске карактеристике елемената конструкције

ГЕОМЕТРИЈСКЕ КАРАКТЕРИСТИКЕ ДОЊЕГ ПОЈАСА <i>IPE 330</i>	ГЕОМЕТРИЈСКЕ КАРАКТЕРИСТИКЕ СЕКУНДАРНИХ ГРЕДА <i>IPE 450</i>
	
$h_a = 330 \text{ mm}$ $d = 307 \text{ mm}$ $b_f = 160 \text{ mm}$ $t_f = 11.5 \text{ mm}$ $t_w = 7.5 \text{ mm}$ $r = 18 \text{ mm}$ $A_a = 62.6 \text{ cm}^2$ $I_{a,y} = 11770 \text{ cm}^4$ $W_{el,y} = 713 \text{ cm}^3$ $W_{pl,y} = 804 \text{ cm}^3$	$h_a = 450 \text{ mm}$ $d = 420.8 \text{ mm}$ $b_f = 190 \text{ mm}$ $t_f = 14.6 \text{ mm}$ $t_w = 9.4 \text{ mm}$ $r = 21 \text{ mm}$ $A_a = 98.8 \text{ cm}^2$ $I_{a,y} = 33740 \text{ cm}^4$ $W_{el,y} = 1500 \text{ cm}^3$ $W_{pl,y} = 1701 \text{ cm}^3$

6. Прорачун утицаја у конструкцији

Факторисано оптрећење у току грађења

$$q_{u1} = \gamma_G \times (g + g_1) + \gamma_Q \times q_1 = 1.35 \times (2.80 + 0.40) + 1.50 \times 1.50 = 6.57 \text{ kN / m}^2$$

Факторисано оптрећење у експлоатацији

$$q_{u2} = \gamma_G \times (g + \Delta g + g_1) + \gamma_Q \times p = 1.35 \times (2.80 + 1.45 + 0.40) + 1.50 \times 2.50 = 10.03 \text{ kN / m}^2$$

Реакције секундарних греда у фази грађења

$$P_{u1} = q_{u1} \times L_{sg} \times \lambda/2 = 127.29 \text{ kN}$$

Реакције секундарних греда у фази експлоатације

$$P_{u2} = q_{u2} \times L_{sg} \times \lambda/2 = 194.28 \text{ kN}$$

Момент у средини распона доњег појаса, у фази грађења

$$M_{u1} = 636.47 \text{ kNm}$$

Момент у средини распона доњег појаса, у фази експлоатације

$$M_{u2} = 971.41 \text{ kNm}$$

Секундарне греде се пројектују у виду простих греда, распона 15.50 m, без привремених ослонаца.

7. ФАЗА 1 – Стање грађења

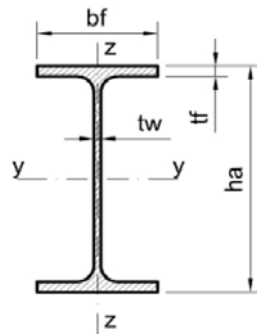
Доњи појас се монтира без помоћних ослонаца.

Момент у средини распона доњег појаса, у фази грађења $M_{u,1} = 636.47 \text{ kNm}$
 Пластични момент носивости доњег појаса $M_{s,pl} = W_{pl,y} \times f_y = 285.42 \text{ kNm}$

$$M_{s,pl} = 285.42 \text{ kNm} < M_{u,1} = 636.47 \text{ kNm}$$

Пластични момент носивости доњег појаса је мањи од момента у средини распона доњег појаса у фази грађења. Уводи се горњи челични појас Т-пресека.

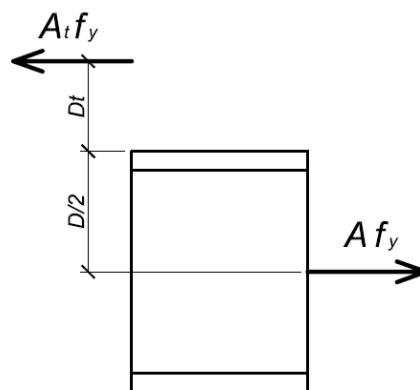
**ГЕОМЕТРИЈСКЕ КАРАКТЕРИСТИКЕ ПРОФИЛА
 ИЗ КОГА СЕ ИСЕЦА Т-ПРЕСЕК ГОРЊЕГ
 ПОЈАСА
 HEA 140**



$h_a = 133 \text{ mm}$
 $d = 116 \text{ mm}$
 $b_f = 140 \text{ mm}$
 $t_f = 8.5 \text{ mm}$
 $t_w = 5.5 \text{ mm}$
 $r = 12 \text{ mm}$
 $A_a = 31.4 \text{ cm}^2$
 $I_{a,y} = 1030 \text{ cm}^4$
 $W_{el,y} = 155 \text{ cm}^3$
 $W_{pl,y} = 153 \text{ cm}^3$

Растојање тежишта Т-пресека од горње ивице доњег појаса
 Површина Т-пресека

$e_T = 5.52 \text{ cm}$
 $A_t = 15.70 \text{ cm}^2$
 $D_t = 510.98 \text{ mm}$



$$M_c = A_t D_t f_y + A D/2 f_y = 651.47 \text{ kNm}$$

$$M_{u,1} = 636.47 \text{ kNm} < M_c = 651.47 \text{ kNm}$$

8. ФАЗА 2 - Експлоатација

Реакције секундарних греда у фази експлоатације $P_{u2} = q_{u2} \times L_{sg} \times \lambda/2 = 194.28 \text{ kN}$
 Момент у средини распона доњег појаса, експлоатација $M_{u2} = 971.41 \text{ kNm}$
 Пластични момент носивости доњег појаса $M_{s,pl} = W_{pl,y} \times f_y = 285.42 \text{ kNm}$

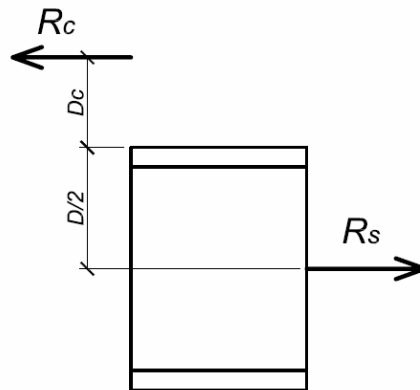
Носивост бетонске плоче (занемарује се утицај Т – пресека)

Ефективна ширина бетонске плоче $B_e = L_{dp} / 4 = 2.50 \text{ m}$
 $D_{av} = h - h_p = 70 \text{ mm}$

Нормална сила потпуно пластификованог бетона $R_c = 0.45 f_{ck} B_e D_{av} = 2362.5 \text{ kN}$

Нормална сила потпуно пластификованог челичног дела пресека $R_s = A f_y = 2222,3 \text{ kN}$
 Носивост на затезање ребра доњег појаса $R_w = A_w f_y = 817.39 \text{ kN}$

Како је $R_s \approx R_c > R_w$, пластична неутрална оса се налази у горњој ножици доњег појаса. За приближан прорачун може се сматрати да се пластична неутрална оса налази на врху горње ножице доњег појаса.



Растојање од тежишта бетонске плоче до горње ножице доњег појаса $D_c = 565.0 \text{ mm}$
 Момент носивости (у односу на врх горње ножице доњег појаса) $M_c = 1701.5 \text{ kNm}$

$$M_{u,2} = 971.41 \text{ kNm} < M_c = 1701.5 \text{ kNm}$$

9. Смичући спој

Постављају се по два можданика у једно ребро профилисаног лима.

Сила коју треба да пренесе смичући спој $V = \min(R_c, R_s) = 2222.3 \text{ kN}$

Лом можданика $P_{Rd1} = 0,8 f_u \pi d_s^2 / 4 1/\gamma_v = 81.66 \text{ kN}$

Лом гњечењем бетона $P_{Rd2} = 0,29 \alpha d_s^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} 1/\gamma_v = 83.33 \text{ kN}$

Носивост можданика $Q_p = 0.8 \min(P_{Rd1}, P_{Rd2}) = 81.66 \text{ kN}$

Потребан број можданика на половини распона $N_{sc} = V/Q_p = 34.0 \text{ комада}$
УСВОЈЕНО 34 комада

Минимални размак можданика у подужном правцу ($= 5d_s$) 95 mm

Минимални размак можданика у попречном правцу ($= 4d_s$) 76 mm

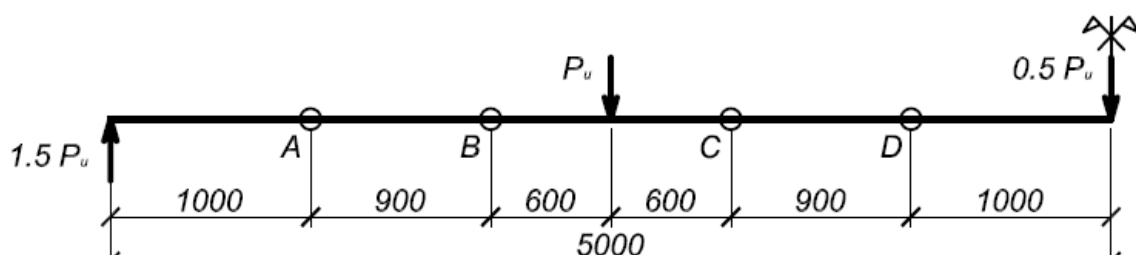
УСВОЈЕН ПОДУЖНИ РАЗМАК МОЖДАНИКА 100 mm

Носивост доњег појаса на смицање

Максимална смичућа сила (над ослонцем) $R = 1.5 P_{u2} = 291.4 \text{ kN}$

Смичућа носивост ребра доњег појаса $V_u = 0.6 p_y A_v = 490.4 \text{ kN}$

$$R = 291.4 \text{ kN} < V_u = 490.4 \text{ kN}$$



ТАЧКА С

Момент у тачки С $M_{C,Ed} = 786.85 \text{ kNm}$

Смичућа носивост ребра доњег појаса $V_u = 0.6 p_y A_v = 490.43 \text{ kN}$

Смичућа сила у тачки С $V_c = 97.14 \text{ kN}$

$$V_c / V_u = 0.198 < 0.600$$

Како је $V_c / V_u < 0.600$, нема редукције носивости ребра услед утицаја смицања.

Број можданика на првом стубу $N_I = (900 - 2 \times 50) / 100 * 2 + 2 = 18 \text{ комада}$
УСВОЈЕНО **18 комада**

Подужна смичућа сила која се преноси можданицима $R_q = N_{I,usv} \times Q_p = 1175.9 \text{ kN}$

$$R_q = 1175.9 \text{ kN} > R_w = 817.4 \text{ kN}$$

Момент носивости у тачки С $M_C = 1031.03 \text{ kNm}$

$$M_{C,Ed} = 786.85 \text{ kNm} < M_C = 1031.03 \text{ kNm}$$

Можданици на ПРВОМ СТУБУ $N_I = 18$ *размак = 100 mm*
 Потребно на ДРУГОМ СТУБУ $N_{II} = 18$ *размак = 100 mm*

Укупан број можданика на читавом распону $N = 2 \times (N_I + N_{II}) = 72 \text{ комада}$

11. Вирендел момент носивости доњег појаса

ТАЧКА А

Вертикална смичућа сила у околини тачке А $V = 1.5 P_{u,2} = 291.42 \text{ kN}$

Вирендел momenti се преносе преко отвора у околини првог стуба, до секундарне греде.

$$M_v = 0.50 \times V = 145.71 \text{ kNm}$$

Пластични момент носивости доњег појаса $M_{s,pl} = 285.42 \text{ kNm}$

$$M_v = 145.71 \text{ kNm} < M_{s,pl} = 285.42 \text{ kNm}$$

ТАЧКА В

Сила затезања је једнака сили која се преноси изнад ПРВОГ СТУБА преко можданика.

Сила затезања у доњем појасу у тачки В $T_B = R_q = 1175.9 \text{ kN}$
 Вертикална смичућа сила у околини тачке В $V_B = 1.5 P_{u,2} = 291.42 \text{ kN}$

$$V_B / V_u = 0.594 < 0.600$$

$$M_v = 145.71 \text{ kNm} < M_{s,pl} = 285.42 \text{ kNm}$$

ТАЧКА С

Вертикална смичућа сила у околини тачке С $V = 0.5 P_{u,2} = 97.14 \text{ kN}$

Вирендел моменти се преносе преко отвора у околини првог стуба, до секундарне греде.

$$M_V = 0.60 \times V = 58.28 \text{ kN}$$

Како се пресек не редукује услед смицања, услов је задовољен.

ТАЧКА D

Сила затезања је једнака сили која се преноси изнад ПРВОГ и ДРУГОГ СТУБА преко можданика.

$$\begin{aligned} \text{Сила затезања у доњем појасу у тачки D} \quad T_D &= 2222.3 \text{ kN} \\ \text{Вертикална смичућа сила у околини тачке D} \quad V_D = 0.5 P_{u,2} &= 97.14 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_B / V_u = 0.198 < 0.600$$

Пластични момент носивости доњег појаса

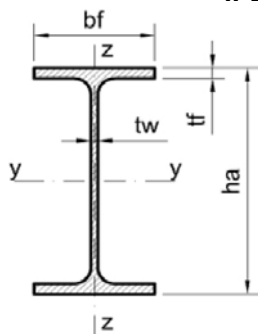
$$\begin{aligned} M_V = 0.60 \times V &= 58.28 \text{ kNm} \\ M_{s,pl} &= 285.42 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_V = 58.28 \text{ kNm} < M_{s,pl} = 285.42 \text{ kNm}$$

12. Контрола СТУБОВА

ГЕОМЕТРИЈСКЕ КАРАКТЕРИСТИКЕ СТУБОВА

IPE 450



$$\begin{aligned} h_a &= 450 \text{ mm} \\ d &= 420.8 \text{ mm} \\ b_f &= 190 \text{ mm} \\ t_f &= 14.6 \text{ mm} \\ t_w &= 9.4 \text{ mm} \\ r &= 21 \text{ mm} \\ A_a &= 98.8 \text{ cm}^2 \\ I_{a,y} &= 33740 \text{ cm}^4 \\ W_{el,y} &= 1500 \text{ cm}^3 \\ W_{pl,y} &= 1701 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

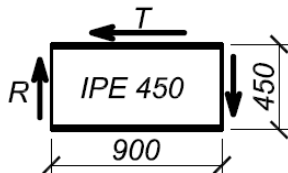
СТУБ 1

Дужина СТУБА

Висина СТУБА (= висини секундарне греде)

Реакција на укрућеном крају стуба

$$\begin{aligned} L_1 &= 900 \text{ mm} \\ h_{sg} &= 450 \text{ mm} \\ R = T \times h_{sg} / L_1 &= 587.93 \text{ kN} \end{aligned}$$



$$\tau = \frac{T}{L_1 \times t_w} = 138.99 \text{ MPa} \quad 0.6 f_y = 213.00 \text{ MPa}$$

Укрућење ребра за прихватање срачунате реакције

Дебљина укрућења $t_u = 20 \text{ mm}$

Ширина укрућења $b_u = 120 \text{ mm}$

$$\sigma = \frac{R}{t_u \times b_u} = 244.9 \text{ MPa}$$

СТУБ 2

Дужина СТУБА
Висина СТУБА (= висини секундарне греде)

$$L_2 = 900 \text{ mm}$$

$$h_{sg} = 450 \text{ mm}$$

Смичући напон у ребру СТУБА

$$\tau = \frac{(T - N I Q_p)}{L_2 \times t_w} = 101.2 \text{ MPa}$$

$$0.6 f_y = 213.00 \text{ MPa}$$

$$\tau = 101.2 \text{ MPa} < 0.6 f_y = 213.0 \text{ MPa}$$

Вертикална реакција (без укрућења)

$$R = \frac{(T - N I Q_p) \times h_{sg}}{\frac{L_2^2}{6}} = 2335 \text{ N/mm}$$

Вертикални (нормални) напон

$$\sigma = \frac{R}{t_w} = 248.4 \text{ MPa}$$

Упоредни напон

$$\sigma_u = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 304.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u = 304.0 \text{ MPa} < f_y = 355.0 \text{ MPa}$$

13. Пренос сила између СТУБОВА и доњег појаса

Смичућа сила на крајњем СТУБУ

$$R_q = 1175.9 \text{ kN}$$

За везу се користе угаони шавови дебљине **14 mm**.

Носивост шава

$$= 2.52 \text{ kN/mm}$$

Носивост при подужном смицању

$$= 5553.6 \text{ kN} > R_q = 1175.9 \text{ kN}$$

Реакција на укрућењу

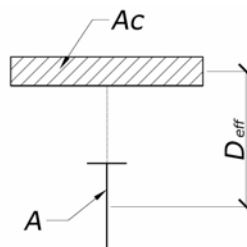
$$R = 587.93 \text{ kN}$$

Носивост шава на укрућењу

$$= 605.85 \text{ kN} > R = 587.9 \text{ kN}$$

14. Деформације

Контрола се не врши за стање грађења јер се сматра да мали степен пластичности не утиче значајно на деформације.



$$A_c / \alpha_e = h_c B_c / \alpha_e = 17500 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 6260 \text{ mm}^2$$

$$I_s = 11770 \text{ cm}^4$$

$$D_{eff} = h_c / 2 + h_{sg} + h_{dp} / 2 = 650 \text{ mm}$$

$$I_c = 206572 \text{ cm}^4$$

Оптерећење греде у фази експлоатације

$$Q = p \times L_{sg} = 38.75 \text{ kN/m}$$

Угиб услед чистог савијања СТУБ носача

$$\delta_1 = 11.63 \text{ mm}$$

Угиб услед Вирендел савијања СТУБ носача

$$\delta_v = \frac{2 \times V \times L_{otvor}^3}{3 \times E \times I_s} \text{ за сваки отвор појединачно.}$$

ОТВОР 1

$$L_{otvor,1} = 1000 \text{ mm}$$

$$V = 1.5 P_{u,2} = 291.42 \text{ kN}$$

$$\delta_{v,1} = 7.86 \text{ mm}$$

ОТВОР 2

$$L_{otvor,2} = 600 \text{ mm}$$

$$V = 1.5 P_{u,2} = 97.14 \text{ kN}$$

$$\delta_{v,1} = 0.57 \text{ mm}$$

Укупан угиб услед Вирендел савијања

$$\delta_v = 8.43 \text{ mm}$$

Укупан угиб

$$\delta = 20.06 \text{ mm}$$

$$\delta = L/499$$

15. Деформације услед сопствене тежине

Површина челичног горњег појаса

$$A_{gp} = 1570 \text{ mm}^2$$

Момент инерције горњег и доњег појаса

$$I_s = 64802 \text{ cm}^4$$

Оптерећење услед сопствене тежине

$$P = (g_1 + g_2 + g_3) L_{sg} = 49.6 \text{ kN/m}$$

$$\delta_{sw} = 47.46 \text{ mm}$$

$$\delta_{uk} = \delta_{sw} + (p + g_4)/p \times \delta = 79.15 \text{ mm}$$

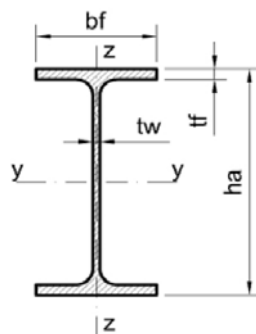
$$\delta_{uk} = L/126$$

Угиб није у допуштеним границама и мора се елиминисати надвишењем носача.

16. Прорачун носећих стубова

На стуб, поред сопствене тежине челичног профила, делују и реакције од 2 СТУБ носача, као и реакција једног подног носача. Остала оптерећења која могу деловати на стуб (оптерећење ветром, тежина фасаде итд.) нису предмет ове анализе. Стуб прихвата оптерећење са 3 спрата. Мерадаван је прорачун у ФАЗИ 2.

За стуб се усваја вруће ваљани профил **HEA 260**, са следећим геометријским карактеристикама:



$$h_a = 250 \text{ mm}$$

$$d = 225 \text{ mm}$$

$$b_f = 260 \text{ mm}$$

$$t_f = 12.5 \text{ mm}$$

$$t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$r = 24 \text{ mm}$$

$$A_a = 86.8 \text{ cm}^2$$

$$I_{a,y} = 10450 \text{ cm}^4$$

$$W_{el,y} = 836 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 919 \text{ cm}^3$$

Реакција СТУБ носача
Реакција подног носача

$$R_s = 291.42 \text{ kN}$$

$$R_{pn} = 194.28 \text{ kN}$$

Дужина стуба	$L_s =$	9.40 m
Сопствена тежина стуба	$g =$	0.70 kN/m
Максимална нормална сила у стубу	$N_{Ed2} = 2R_s + R_{pn} + L_s \times g =$	2338.0 kN
Полупречник инерције око слабије осе	$i_z =$	11.0 cm
Полупречник инерције око јаче осе	$i_y =$	6.5 cm
Прорачунска чврстоћа челика	$f_{yd} =$	35.5 kN/cm ²
Коефицијент имперфекције (крива извијања C)	$\alpha =$	0.49

16.1 Извијање око слабије осе

Дужина извијања	$L_z =$	2800 mm
Виткост	$\lambda_z =$	43.08
Релативна виткост	$\lambda' =$	0.56
	$\phi =$	0.75
Коефицијент редукције	$\chi =$	0.81
Носивост притиснутог елемента на извијање	$N_{b,Rd,z} =$	2485.46 kN

16.2 Извијање око јаче осе

Дужина извијања	$L_y =$	2800 mm
Виткост	$\lambda_y =$	25.45
Релативна виткост	$\lambda' =$	0.33
	$\phi =$	0.59
Коефицијент редукције	$\chi =$	0.93
Носивост притиснутог елемента на извијање	$N_{b,Rd,y} =$	2872.32 kN

Носивост притиснутог елемента **$N_{b,Rd} = 2485.46 kN$**

$$N_{Ed,2} = 2338.0 kN < N_{b,Rd} = 2485.46 kN$$

ПРОРАЧУН СПРЕГНУТЕ ГРЕДЕ У ВИДУ САЋАСТОГ НОСАЧА СА ПЛОЧОМ НА ПРОФИЛИСАНОМ ЛИМУ

Распон носача	$L =$	15.50 m
Размак носача	$\lambda =$	2.50 m

Претпостављају се подни носачи **ИРЕ 450**.

Греда је неподупрта у току грађења. Правац профилације лима је управан на правац пружања греде. За спрезање се користе можданици са главом пречника **22 mm** и висине **130 mm (125 mm)** након заваривања).

1. Анализа оптерећења

Стално оптерећење	$g =$	2.80 kN/m ²
Сопствена тежина саћастог носача	$g_1 =$	0.60 kN/m
Додатно стално оптерећење	$\Delta g =$	1.45 kN/m ²
Корисно оптерећење	$p =$	2.50 kN/m ²
Оптерећење у току грађења	$q_1 =$	1.50 kN/m ²

2. Комбинације оптерећења

Гранично стање носивости (ULS)	$\Sigma(\gamma_{Gi} G_i) + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Sigma(\gamma_{Qj} \psi_{0j} Q_{kj})$
Гранично стање употребљивости (SLS)	$\Sigma G_i + Q_{k1} + \Sigma(\psi_{0j} Q_{kj})$

3. Материјали

Бетон класе чврстоће С30/37

Карактеристична чврстоћа на притисак	$f_{ck} =$	30 MPa
Секантни модул еластичности за краткотрајна оптерећења	$E_{cm} =$	33 GPa

Ребраста арматура S420

Карактеристична чврстоћа на затезање	$f_{sk} =$	420 MPa
Модул еластичности	$E =$	210 GPa

Конструкциони челик

Номинална граница развлачења за челични материјал	$f_y =$	355 MPa
Модул еластичности	$E =$	210 GPa

Профилисани лим ComFlor® 80

Номинална граница развлачења за челични материјал	$f_{yp} =$	355 MPa
Модул еластичности	$E =$	210 GPa

Средња ширина таласа профилсаног лима	$b_0 =$	133.8 mm
Висина профилсаног лима	$h_p =$	80 mm

Еластични можданици са главом – чеп можданици

Пречник можданика	$d_s =$	22 mm
Висина можданика након заваривања	$h_{sc} =$	125 mm
Гранична чврстоћа можданика на затезање	$f_u =$	450 MPa
Номинална граница развлачења за челични материјал	$f_{y,st} =$	355 MPa

4. Прорачунске вредности својстава материјала

Бетон
 Арматура
 Конструкциони челик
 Профилисани лим

$f_{cd} = 20.0 \text{ MPa}$
 $f_{sd} = 365.2 \text{ MPa}$
 $f_{yd} = 355.0 \text{ MPa}$
 $f_{ypd} = 355.0 \text{ MPa}$

5. Прорачун утицаја у конструкцији

Посматра се пресек у средини распона просте греде за прорачун момената савијања и пресек над ослонцем за прорачун трансверзалних сила.

Утицаји у ФАЗИ 1

$$q_{u1} = \gamma_G \times (g \times \lambda + g_1) + \gamma_Q \times q_1 \times \lambda = 1.35 \times (2.80 \times 2.50 + 0.60) + 1.50 \times 1.50 \times 2.50$$

$q_{u1} = 15.89 \text{ kN/m}$

Утицаји у ФАЗИ 2

$$q_{u2} = \gamma_G \times [(g + \Delta g) \times \lambda + g_1] + \gamma_Q \times p \times \lambda = 1.35 \times [(2.80 + 1.45) \times 2.50 + 0.60] + 1.50 \times 2.50 \times 2.50$$

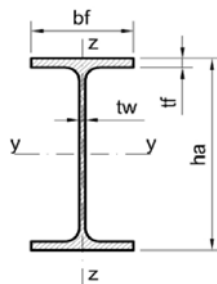
$q_{u2} = 24.53 \text{ kN/m}$

Прорачунски момент савијања у ФАЗИ 1
 Прорачунска трансверзална сила у ФАЗИ 1
 Прорачунски момент савијања у ФАЗИ 2
 Прорачунска трансверзална сила у ФАЗИ 2

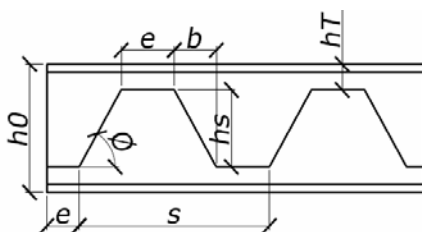
$M_{Ed,1} = 477.05 \text{ kNm}$
 $V_{Ed,1} = 123.11 \text{ kN}$
 $M_{Ed,2} = 736.63 \text{ kNm}$
 $V_{Ed,2} = 190.10 \text{ kN}$

6. Геометрија сађастиг носача

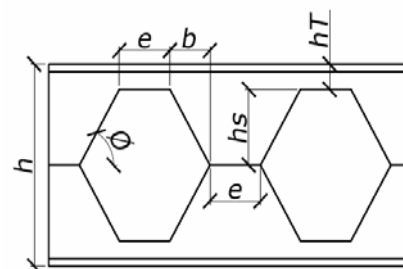
ГЕОМЕТРИЈСКЕ КАРАКТЕРИСТИКЕ ПРОФИЛА ЗА ИЗРАДУ САЂАСТОГ НОСАЧА IPE 360



$h_a = 360 \text{ mm}$
 $d = 334.6 \text{ mm}$
 $b_f = 170 \text{ mm}$
 $t_f = 12.7 \text{ mm}$
 $t_w = 8.0 \text{ mm}$
 $r = 18 \text{ mm}$
 $A_a = 72.7 \text{ cm}^2$
 $W_{el,y} = 1500 \text{ cm}^3$
 $W_{pl,y} = 1701 \text{ cm}^3$



Изглед профила пре израде сађастиг носача



Сађасти носач

Усваја се угао $\varnothing = 60^\circ$.

$$h_s = 170 \text{ mm} < 0.4h = 212 \text{ mm}$$

$$e = 248 \text{ mm} > b/2 + s/4 = 222 \text{ mm}$$

$$h = 530 \text{ mm}$$

$$b = 98 \text{ mm}$$

$$\text{Број отвора } n = 22$$

$$h_T = 95 \text{ mm} > h/10 = 53 \text{ mm}$$

$$s = 692 \text{ mm}$$

Потребна дужина профила

$$l_0 = 16042.4 \text{ mm}$$

7. Провера граничног стања носивости

Класификација попречног пресека

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\text{Горња ножица} \quad \frac{b_f}{2t_f} = \frac{170}{2 \times 12.7} = 6.69 < 10\varepsilon = 10 \times 0.81 = 8.10$$

КЛАСА 1

$$\text{Ребро} \quad \frac{d}{t_w} = \frac{334.6}{8.0} = 41.83 < 72\varepsilon = 72 \times 0.81 = 58.32$$

КЛАСА 1

Попречни пресек је **КЛАСЕ 1.**

7.1 Контрола носивости пресека са отвором на дејство силе смицања (меродавна је ФАЗА 2)

Меродаван је пресек са отвором који је најближи ослопцу. Сматра се да је сила смицања у овом пресеку једнака ослоначкој реакцији у ФАЗИ 2.

Површина смицања

$$A_v = 0.9(A_{v1} + A_{v2}) = 11.85 \text{ cm}^2$$

Носивост саћастиг носача при вертикалном смицању

$$V_{pl,Rd} = 242.90 \text{ kN}$$

Прорачунска трансверзална сила

$$V_{Ed2} = 190.1 \text{ kN}$$

$$\mathbf{V_{Ed2} = 190.1 \text{ kN} > V_{pl,Rd} = 242.90 \text{ kN}}$$

7.2 Контрола носивости пресека са отвором на нормалну силу – ФАЗА 1

Површина Т – пресека

$$A_T = 28.17 \text{ cm}^2$$

Растојање тежишта Т – пресека од крајње ивице ножице носача

$$e_T = 17.45 \text{ mm}$$

Растојање између тежишта горњег и доњег Т – пресека

$$h_c = 495.10 \text{ mm}$$

Носивост Т – пресека на нормалну силу

$$N_{T,Rd} = A_T \times f_y = 1000.18 \text{ kN}$$

Услед глобалног момента савијања у првој фази у горњем и доњем Т - пресеку се јављају силе притиска, односно затезања. Ове силе морају се прихватити помоћу носивости Т - пресека на притисак, односно затезање.

Норм. сила услед глобалног момента која делује у тежишту Т – пресека

$$N_{M,Ed1} = 963.54 \text{ kN}$$

$$\mathbf{N_{M,Ed1} = 963.54 \text{ kN} < N_{T,Rd} = 1000.18 \text{ kN}}$$

7.3 Контрола носивости пресека са отвором на савијање – ФАЗА 1

Растојање бисектрисе Т – пресека од спољне ивице носача, ФАЗА 1

$$e_1 = 8.29 \text{ mm}$$

Пластични отпорни момент Т – пресека

$$W_{T,pl} = 37.49 \text{ cm}^3$$

Пластични момент носивости Т – пресека

$$M_{T,pl} = 13.31 \text{ kNm}$$

Укупни момент носивости Вирендел носача, ФАЗА 1	$M_{V,Rd} = 4 M_{T,pl} =$	53.24 kNm
Момент савијања у Вирендел носачу, ФАЗА 1	$M_{V,Ed1} = V_{Ed1} \times e =$	30.53 kNm

$$M_{V,Ed1} = 30.53 \text{ kNm} < M_{V,Rd} = 53.24 \text{ kNm}$$

7.4 Интеракција савијања, силе смицања и нормалне силе – ФАЗА 1

Контрола се врши уз претпоставку да се у истом пресеку јављају максимални момент савијања и максимална смичућа сила, што код просте греде није случај. Ово је на страни сигурности.

Прорачунска смичућа сила у једном Т – пресеку	$V_{T,Ed1} = V_{Ed1} / 2 =$	61.55 kN
Половина прорачунске носивости на смицање Т – пресека	$0.5 V_{T,Rd} =$	60.73 kN

$$V_{T,Ed1} = 61.55 \text{ kN} > 0.5 V_{T,Rd} = 60.73 \text{ kN}$$

Потребно је редуковати момент носивости Вирендел носача, смањивањем номиналне границе развлачења за челик.

Редуковани момент носивости Вирендел носача, интеракција	$M_{NV,Rd} =$	40.29 kNm
--	---------------	-----------

$$M_{V,Ed1} = 30.53 \text{ kNm} < M_{NV,Rd} = 40.29 \text{ kNm}$$

7.5 Део ребра између отвора (меродавна је ФАЗА 2)

Прорачунска хоризонтална сила смицања	$V_{wp,Ed2} =$	265.81 kN
Прорачунска носивост критичног пресека на смицање	$V_{wp,Rd} =$	406.64 kN

$$V_{wp,Ed2} = 265.81 \text{ kN} < V_{wp,Rd} = 406.64 \text{ kN}$$

7.6 Избочавање ребра смицањем (меродавна је ФАЗА 2)

Локална виткост ребра	$2 h_s / t_w =$	42.5 < 60ε =	48.82
-----------------------	-----------------	--------------	-------

Еластични момент носивости попречног пресека између отвора	$M_{el,Rd} =$	320.92 kNm
--	---------------	------------

Коефицијент	$\alpha = s/2 / h_s =$	2.036
Коефицијент	$\beta = 2h_s / t_w =$	42.500
Коефицијент	$C_1 = 5.097 + 0.1464 \beta - 0.00174 \beta^2 =$	8.176
Коефицијент	$C_2 = 1.441 + 0.0625 \beta - 0.000683 \beta^2 =$	2.864
Коефицијент	$C_3 = 3.645 + 0.0853 \beta - 0.00108 \beta^2 =$	5.320

Критична носивост на избочавање ребра смицањем	$M_{wp,cr} = 0.6 M_{el,Rd} =$	192.55 kNm
Прорачунски момент савијања у критичном пресеку	$M_{wp,Ed2} = V_{wp,Ed2} \times h_s =$	45.19 kNm

$$M_{wp,Ed2} = 45.19 \text{ kNm} < M_{wp,cr} = 192.55 \text{ kNm}$$

7.7 Бочно торзионо извијање

Сматра се да је челични саћасти носач бочно придржан челичним профилисаним лимом у току грађења, а спрегнуто плочом у фази експлоатације. Да би се обезбедило бочно придржавање носача лим мора бити фиксиран за греду заваривањем можданика кроз профилисани лим. Није потребно вршити ову контролу

8. Прорачун можданика

Прво је потребно одредити подужну силу смицања у бетонској плочи V_l . Утицај подужне арматуре у бетонској плочи се може занемарити.

Ефективна ширина бетонске плоче $b_{eff} = 2L/8 = 2.50 \text{ m}$
 Висина бетонске плоче изнад горње ивице профилисаног лима $h_c = 70 \text{ mm}$

Површина попречног пресека челичног носача без отвора $A_a = 83.5 \text{ cm}^2$

Носивост челичног носача (брutto пресек) $F_{cf,1} = A_a f_{yd} = 2966 \text{ kN}$
 Носивост бетонског дела пресека $F_{cf,2} = 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c = 2975 \text{ kN}$

Максимална смичућа сила $V_l = \min(F_{cf,1}; F_{cf,2}) = 2966 \text{ kN}$

8.1 Носивост можданика

Коефицијент α је функција односа висине и пречника можданика. За $h_{sc}/d > 4 \rightarrow \alpha = 1$.

Лом можданика $P_{Rd1} = 0,8 f_u \pi d_s^2 / 4 1/\gamma_v = 109.48 \text{ kN}$
 Лом гњечењем бетона $P_{Rd2} = 0,29 \alpha d_s^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} 1/\gamma_v = 111.73 \text{ kN}$

Челични носач се спреже са плочом на профилисаном лиму па се носивост можданика мора помножити редукционим коефицијентом. Претпостављају се по два можданика у ребру профилисаног лима. Како су ребра плоче управна на осу носача срачунава се вредност редукционог коефицијента:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_R}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0.7}{\sqrt{2}} \times \frac{133.8}{80} \times \left(\frac{125}{80} - 1 \right) = 0.466$$

Носивост можданика $P_{Rd} = k_t \min(P_{Rd1}; P_{Rd2}) = 0.466 \times 109.48 = 50.98 \text{ kN}$

Потребан број можданика за пун смичући спој на половини распона $n_{pot} = 58.2 \text{ kom}$

8.2 Максималан број можданика – по два можданика у свако ребро профилисаног лима – на половини распона

Размак можданика – одговара размаку ребара профилисаног лима $b_s = 300 \text{ mm}$

Максималан број можданика

$$n_{max} = \frac{L}{b_s} = \frac{15.5}{0.3} = 51.6 \text{ kom}$$

УСВОЈЕНО

$n_{usv} = 42 \text{ комада}$

Минималан потребан број можданика који се сме поставити на носач мора да задовољи следеће услове:

$$\eta = \frac{n_{usv}}{n_{pot}} = \frac{42}{58.2} = 0.722 > 1 - \frac{355 \text{ MPa}}{f_y} (0.75 - 0.03L) = 1 - \frac{355 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa}} (0.75 - 0.03 \times 15.5) = 0.715$$

$$\eta = \frac{n_{usv}}{n_{pot}} = \frac{42}{58.2} = 0.722 > 0.4$$

Максималан број можданика није довољан да обезбеди да се у критичном пресеку оствари момент пуне пластичности. Из конструктивних разлога се не може поставити потребан број можданика за пун смичући спој. Усваја се парцијални смичући спој - постављају се по два можданика у ребро профилисаног лима. Сматра се да се прво ребро налази на 150 mm од ослонца. У наредној табели се за сваки пресек са отвором даје број парова можданика између ослонца и посматраног пресека. Можданици се не постављају у свако ребро.

9. Контрола пресека са отворима у ФАЗИ 2

За адекватно димензионисање греде у фази експлоатације потребно је проверити све пресеке са отворима у ребру сањастог носача. У следећој Табели је приказан распоред отвора на половини распона греде. Дати су прорачунски momenti савијања и силе смицања у свим пресецима просте греде, а а затим и сви потребни параметри за контролу носивости пресека.

Ефективна ширина отвора $l = 0.6 (e + 2b) = 267 \text{ mm}$

<i>i</i>	x_i	$M_{Ed2,i}$	$V_{Ed2,i}$	$V_{pl,Rd,i}$	$t_{e,i}$	<i>n</i>	$N_1 P_{Rd,i}$	$A_{Te,i}$	$N_{M1,i}$	$N_{M2,i}$	$N_{M,Rd,1,i}$	$N_{M,Rd,2,i}$	$M_{Rd,0,i}$
[-]	[m]	[kNm]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[kN]	[cm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]
1	0.470	86.66	178.57	242.90	6.23	2	203.92	26.72	165.52	129.94	948.49	744.57	496.60
2	1.162	204.41	161.58	242.90	7.13	4	407.84	27.46	371.29	215.93	974.65	566.81	536.57
3	1.855	310.39	144.60	242.90	7.71	6	611.76	27.93	538.12	206.16	991.68	379.92	572.01
4	2.547	404.62	127.62	242.90	7.98	9	917.64	28.16	656.12	53.78	999.57	81.93	616.43
5	3.239	487.10	110.64	242.90	8.00	10	1019.60	28.17	773.02	-15.01	1000.18	-19.42	630.23
6	3.932	557.82	93.66	242.90	8.00	13	1325.48	28.17	831.78	-270.53	1000.18	-325.30	670.75
7	4.624	616.78	76.68	242.90	8.00	15	1529.40	28.17	884.10	-467.80	1000.18	-529.22	697.76
8	5.316	663.99	59.70	242.90	8.00	17	1733.32	28.17	916.30	-671.66	1000.18	-733.14	724.77
9	6.009	699.44	42.72	242.90	8.00	19	1937.24	28.17	930.54	-871.82	1000.18	-937.06	751.77
10	6.701	723.13	25.73	242.90	8.00	21	2141.16	28.17	928.70	-1059.44	1000.18	-1140.98	778.78
11	7.393	735.07	8.75	242.90	8.00	21	2141.16	28.17	944.03	-1076.93	1000.18	-1140.98	778.78

Носивост Т – пресека на нормалну силу $N_{T,Rd} = A_T \times f_y = 1000.18 \text{ kN}$

Максимална сила затезања у доњем појасу $N_{M1} = 944.03 \text{ kN}$
 Максимална сила затезања у горњем појасу $N_{M2} = 1076.93 \text{ kN}$

$N_M = 1076.93 \text{ kN} \approx N_{T,Rd} = 1000.18 \text{ kNm}$

10. Контрола носивости на Вирендел савијање у ФАЗИ 2

$l_1 = l + h_p + h_c = 417 \text{ mm}$

$N_2 P_{Rd} = l_1 P_{rd} / b_s = 50.98 \text{ kN}$

Висина Т – пресека $h_T = 95 \text{ mm}$
 Висина ребра Т – пресека $= 82.3 \text{ mm}$
 Ширина ножице Т – пресека $b_T = 170 \text{ mm}$

i	x_i	$M_{Ed2,i}$	$V_{Ed2,i}$	$V_{pl,Rd,i}$	$t_{e,i}$	$A_{Te,i}$	$e_{1,i}$	$W_{T,pl,i}$	$M_{T,pl,i}$
[-]	[m]	[kNm]	[kN]	[kN]	[mm]	[cm ²]	[mm]	[cm ³]	[kNm]
1	0.463	85.39	178.74	242.90	6.22	26.71	7.86	30.78	10.93
2	1.162	204.41	161.58	242.90	7.13	27.46	8.08	34.21	12.14
3	1.855	310.39	144.60	242.90	7.71	27.93	8.22	36.40	12.92
4	2.547	404.62	127.62	242.90	7.98	28.16	8.28	37.41	13.28
5	3.239	487.10	110.64	242.90	8.00	28.17	8.29	37.49	13.31
6	3.932	557.82	93.66	242.90	8.00	28.17	8.29	37.49	13.31
7	4.624	616.78	76.68	242.90	8.00	28.17	8.29	37.49	13.31
8	5.316	663.99	59.70	242.90	8.00	28.17	8.29	37.49	13.31
9	6.009	699.44	42.72	242.90	8.00	28.17	8.29	37.49	13.31
10	6.701	723.13	25.73	242.90	8.00	28.17	8.29	37.49	13.31
11	7.393	735.07	8.75	242.90	8.00	28.17	8.29	37.49	13.31

i	$M_{V1,Rd}$	$M_{V2,Rd}$	$M_{VC,Rd}$	$M_{V,Rd}$	$V_{Ed2} \times l$	n	$N_{lP_{Rd,i}}$	$N_{M1,i}$	$N_{M2,i}$	$N_{M,Rd,1,i}$	$N_{M,Rd,2,i}$	$M_{Rd,0,i}$
[-]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]
1	21.21	21.21	10.96	53.38	47.65	2	203.92	163.08	128.01	948.17	744.25	496.45
2	20.76	20.76	18.84	60.37	43.08	4	407.84	371.29	215.93	974.65	566.81	536.57
3	18.23	18.23	29.18	65.65	38.55	6	611.76	538.12	206.16	991.68	379.92	572.01
4	15.12	15.12	42.16	72.40	34.02	9	917.64	656.12	53.78	999.57	81.93	616.43
5	10.72	10.72	49.09	70.52	29.49	10	1019.60	773.02	-15.01	1000.18	-19.42	630.23
6	8.21	8.21	57.11	73.53	24.97	13	1325.48	831.78	-270.53	1000.18	-325.30	670.75
7	5.82	5.82	60.17	71.81	20.44	15	1529.40	884.10	-467.80	1000.18	-529.22	697.76
8	4.28	4.28	60.36	68.92	15.91	17	1733.32	916.30	-671.66	1000.18	-733.14	724.77
9	3.58	3.58	58.27	65.42	11.39	19	1937.24	930.54	-871.82	1000.18	-937.06	751.77
10	3.67	3.67	54.70	62.04	6.86	21	2141.16	928.70	-1059.44	1000.18	-1140.98	778.78
11	2.90	2.90	53.90	59.71	2.33	21	2141.16	944.03	-1076.93	1000.18	-1140.98	778.78

11. Контрола граничног стања употребљивости

Распон греде

Површина челичног дела попречног пресека без отвора

Површина челичног дела попречног пресека са отворима

Момент инерције челичног дела попречног пресека без отвора

Момент инерције челичног дела попречног пресека са отворима

$$L = 15.50 \text{ m}$$

$$A_a = 83.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{a,neto} = 56.3 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 37459 \text{ cm}^4$$

$$I_{y0} = 34838 \text{ cm}^4$$

Ефективна ширина отвора

$$l = 0.6 (e + 2b) = 267 \text{ mm}$$

11.1 Угиб спрегнутог носача без отвора

$$q_{sls,s} = 9.88 \text{ kN/m}$$

Однос модула еластичности

$$n_t = E_a / (E_{cm}/3) = 19.091$$

$$b_e = b_{eff} / n_t = 130.95 \text{ mm}$$

$$A_{c,e} = 91.67 \text{ cm}^2$$

$$A_i = A_a + A_{c,e} = 175.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{i,neto} = A_{a,neto} + A_{c,e} = 148.01 \text{ cm}^2$$

$$e_i = (A_a(h_a/2 + h) + A_{c,e} h_c/2)/A_i = 21.620 \text{ cm}$$

$$e_i = (A_{a,neto}(h_a/2 + h) + A_{c,e} h_c/2)/A_{i,neto} = 17.966 \text{ cm}$$

$$I_{cy} = 1/12 b_{eff} h_c^3 = 7146 \text{ cm}^4$$

$$I_i = 100950 \text{ cm}^4$$

$$I_{i,neto} = 85229 \text{ cm}^4$$

Угиб у средини распона за пресек без отвора

$$\delta_0 = 35.01 \text{ mm}$$

<i>i</i>	<i>x_i</i>	δ_b	δ_s
[-]	[m]	[mm]	[mm]
1	0.463	0.0001	0.0002
2	1.162	0.0008	0.0001
3	1.855	0.0032	0.0001
4	2.547	0.0079	0.0001
5	3.239	0.0154	0.0001
6	3.932	0.0260	0.0001
7	4.624	0.0397	0.0001
8	5.316	0.0565	0.0001
9	6.009	0.0761	0.0000
10	6.701	0.0978	0.0000
11	7.393	0.1210	0.0000
УКУПНО		0.445	0.001

УКУПАН УГИБ

$$\delta = 35.45 \text{ mm} = L/437$$

12. Прорачун подвлаке

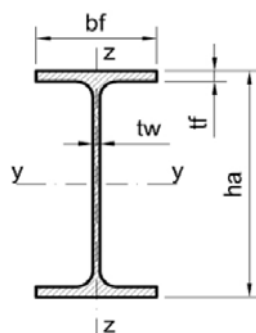
Подвлака је статичког система просте греде распона **5.0 m**. Оптерећена је концентрисаном силом у средини распона и сопственом тежином челичног носача. Концентрисана сила је реакција спрегнутог подног носача распона **15.5 m**, у ФАЗИ 2.

Реакција спрегнутог подног носача
Сопствена тежина челичног профила

$$R = V_{Ed,2} = 190.10 \text{ kN}$$

$$g = 0.50 \text{ kN/m}$$

За подвлаку се усваја вруће ваљани профил IPE330, са следећим геометријским карактеристикама:



$$h_a = 330 \text{ mm}$$

$$d = 307 \text{ mm}$$

$$b_f = 160 \text{ mm}$$

$$t_f = 11.5 \text{ mm}$$

$$t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$r = 18 \text{ mm}$$

$$A_a = 62.6 \text{ cm}^2$$

$$I_{a,y} = 11779 \text{ cm}^4$$

$$W_{el,y} = 713 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 804 \text{ cm}^3$$

12.1 Класификација попречног пресека

$$\varepsilon = 0.81$$

Горња ножица
Ребро

$$(b_f/2)/t_f = 6.96 < 10\varepsilon = 8.10 \quad \text{КЛАСА 1}$$

$$d/t_w = 40.93 < 72\varepsilon = 58.32 \quad \text{КЛАСА 1}$$

Пластични момент носивости челичног профила
Прорачунски момент савијања

$$M_{pl,Rd} = 285.42 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 239.18 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 239.18 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} = 285.42 \text{ kNm}$$

Површина смицања
Носивост при вертикалном смицању
Прорачунска трансверзална сила

$$A_v = 25.74 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 527.57 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 96.30 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 96.30 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 527.57 \text{ kN}$$

Како је $V_{Ed} < 0.5 V_{pl,Rd}$, није потребно редуковати пластични момент носивости челичног носача услед интеракције савијања и смицања. Такође, како је горња ивица подвлаке континуално бочно придржана спрегнутом плочом, није потребно вршити контролу носача на бочно торзионо извијање.

Избочавање ребра смицањем (Коефицијент η је једнак 1.20 за челике S235, S275, S355 и S460.)

Ребро

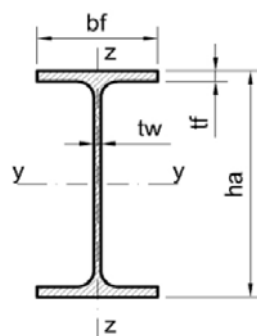
$$d/t_w = 40.93 < 72\varepsilon/\eta = 48.60$$

Контрола деформација није предмет ове анализе јер се прекорачење допуштеног угиба може ефикасно решити надвишењем носача.

13. Прорачун носећих стубова

На стуб, поред сопствене тежине челичног профила, делују и реакције од 2 подвлаке, као и реакција једног подног носача. Остала оптерећења која могу деловати на стуб (оптерећење ветром, тежина фасаде итд.) нису предмет ове анализе. Стуб прихвата оптерећење са 3 спрата. Мерадаван је прорачун у ФАЗИ 2.

За стуб се усваја вруће ваљани профил **HEA 200**, са следећим геометријским карактеристикама:



$$h_a = 190 \text{ mm}$$

$$d = 170 \text{ mm}$$

$$b_f = 200 \text{ mm}$$

$$t_f = 10.0 \text{ mm}$$

$$t_w = 6.5 \text{ mm}$$

$$r = 18 \text{ mm}$$

$$A_a = 53.8 \text{ cm}^2$$

$$I_{a,y} = 3690 \text{ cm}^4$$

$$W_{el,y} = 389 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 429 \text{ cm}^3$$

Реакција подвлаке
Реакција подног носача

$$R_p = 96.30 \text{ kN}$$

$$R_{pn} = 190.10 \text{ kN}$$

Дужина стуба
Сопствена тежина стуба

$$L_s = 9.40 \text{ m}$$

$$g = 0.45 \text{ kN/m}$$

Максимална нормална сила у стубу

$$N_{Ed2} = 2R_p + R_{pn} + L_s \times g = 1152.3 \text{ kN}$$

Полупречник инерције око слабије осе
Полупречник инерције око јаче осе

$$i_z = 4.98 \text{ cm}$$

$$i_y = 8.28 \text{ cm}$$

Прорачунска чврстоћа челика $f_{yd} = 35.5 \text{ kN/cm}^2$
 Коэффициент имперфекције (крива извијања C) $\alpha = 0.49$

13.1 Извијање око слабије осе

Дужина извијања $L_z = 2800 \text{ mm}$
 Виткост $\lambda_z = 56.22$
 Релативна виткост $\lambda' = 0.74$
 $\phi = 0.90$
 Коэффициент редукације $\chi = 0.70$

Носивост притиснутог елемента на извијање $N_{b,Rd,z} = 1341.38 \text{ kN}$

13.2 Извијање око јаче осе

Дужина извијања $L_y = 2800 \text{ mm}$
 Виткост $\lambda_y = 33.82$
 Релативна виткост $\lambda' = 0.44$
 $\phi = 0.66$
 Коэффициент редукације $\chi = 0.87$

Носивост притиснутог елемента на извијање $N_{b,Rd,y} = 1670.26 \text{ kN}$

Носивост притиснутог елемента $N_{b,Rd} = 1341.38 \text{ kN}$

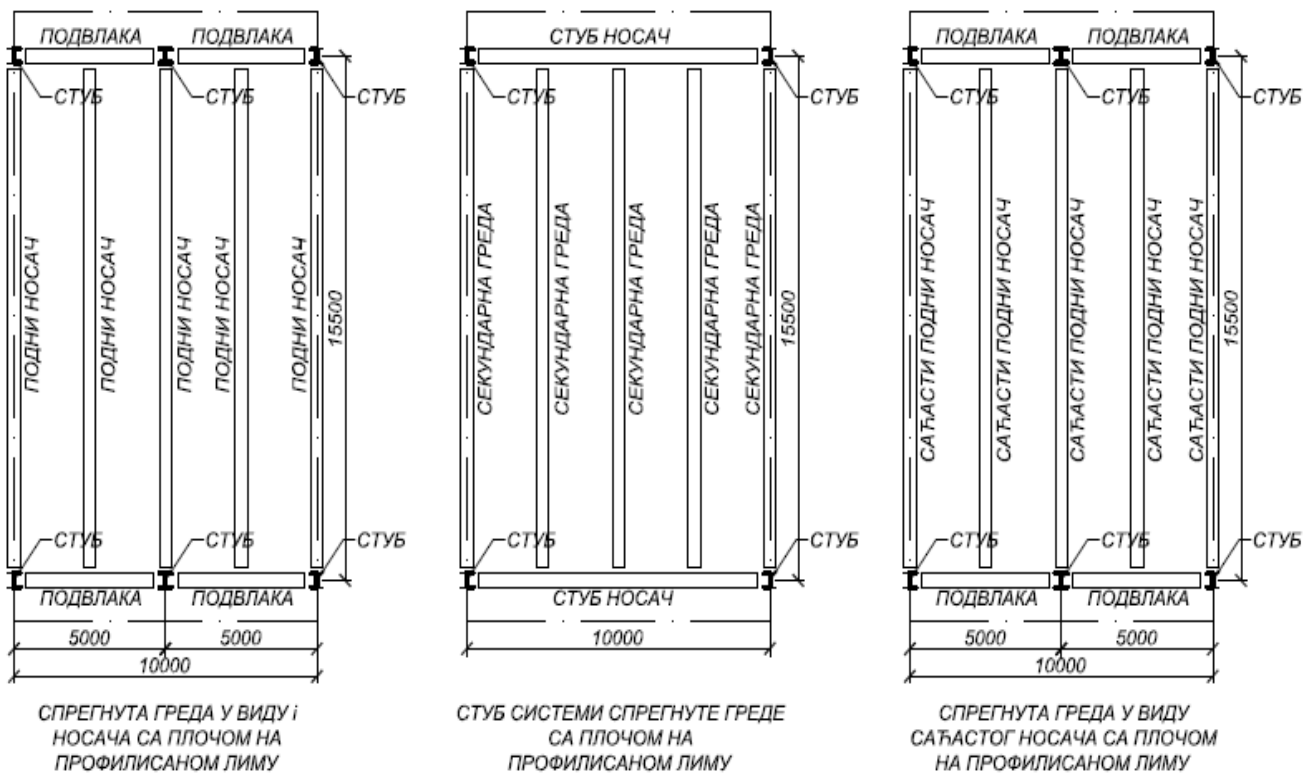
$$N_{Ed,2} = 1152.3 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 1341.4 \text{ kN}$$

1.5 ЗАКЉУЧАК

Спрегнуте конструкције представљају веома рационално решење међуспратне конструкције. Чак и условима да се конструкција изводи без помоћних ослонаца - подупирања (што градњу чини неупоредиво бржом и што је случај у посматраној конструкцији описаној у овом раду), анализирани системи показују да се и за веће распоне може постићи рационалност у извођењу и утрошку материјала. Са усвајањем Еврокодова за спрегнуте конструкције очекује се још масовнија примена спрегнутих конструкција у градитељској пракси, а одатле и развој нових, савремених конструктивних система.

Приказане методе пројектовања различитих система спрегнутих греда, прилагођене примени Еврокодова, још један су корак ка увођењу савремених европских прописа у свакодневну праксу. У недостатку званичних прописа коришћене су смернице дате у Британском стандарду, прилагођене основним одредбама Еврокода 4 и теорији граничних стања.

Следи шематски приказ сва три разматрана решења.



Анализом утрошка челичног материјала доказано је да се за величине распона међуспратне плоче који се најчешће користе у конструкцији вишеспратних гаража без унутрашњих стубова, поред до сада често примењиваних класичних спрегнутих греда у виду вруће ваљаног I профила са бетонском или спрегнутом плочом на профилисаном лиму, могу применити и други савремени системи спрегнутих греда који су приказани у овом раду.

		ПРОФИЛ	БРОЈ	ДУЖИНА	G	МАСА	УКУПНО
		[-]	[-]	[mm]	[kg/m]	[kg]	[kg]
КЛАСИЧНА СПРЕГНУТА ГРЕДА	Подни носачи	<i>IPE 450</i>	4	15500	77.6	1202.8	4811.2
	Подвлаке	<i>IPE 330</i>	4	5000	49.1	245.5	982.0
	Стубови	<i>HEA 200</i>	4	2800	42.3	118.4	473.8
	УКУПНО ЧЕЛИЧНОГ МАТЕРИЈАЛА						6267.0
	УТРОШАК ЧЕЛИКА У kg/m²						40.4
СТУБ НОСАЧИ	Подни носачи	<i>IPE 450</i>	4	15500	77.6	1202.8	4811.2
	Доњи појас	<i>IPE 330</i>	2	10000	49.1	491.0	982.0
	Горњи појас	<i>HEA 140</i>	2	10000	12.35	123.5	247.0
	СТУБ 1	<i>IPE 450</i>	4	900	77.6	69.8	279.4
	СТУБ 2	<i>IPE 450</i>	4	900	77.6	69.8	279.4
	Стубови	<i>HEA 260</i>	2	2800	68.2	191.0	381.9
	УКУПНО ЧЕЛИЧНОГ МАТЕРИЈАЛА						6980.9
УТРОШАК ЧЕЛИКА У kg/m²						45.0	
САЋАСТИ НОСАЧИ	Подни носачи	<i>IPE 360</i>	4	16043	57.1	916.1	3664.2
	Подвлаке	<i>IPE 330</i>	4	5000	49.1	245.5	982.0
	Стубови	<i>HEA 200</i>	4	2800	42.3	118.4	473.8
	УКУПНО ЧЕЛИЧНОГ МАТЕРИЈАЛА						5120.0
	УТРОШАК ЧЕЛИКА У kg/m²						33.0

Табела 1.4 Анализа утроска челичног материјала

Као што се може видети, најмањи утросак челика за израду конструкције добија се применом саћастих подних носача. Међутим, иако има нешто већи утросак челичног материјала, класична спрегнута греда је далеко најједноставније решење за израду овог типа конструкције. Такође, она је најмање осетљива на распоређивање можданика дуж носача, док се код друга два система распоређивању можданика мора посветити посебна пажња, како би се пренос смичуће силе правилно извршио.

Са друге стране, примена саћастих носача далеко је најрационалнија у случају потребе за међуспратном конструкцијом мање висине и већег распона, јер се провођење инсталација може ефикасно вршити кроз отворе у ребру носача. Због своје мање деформабилности проузроковане висином носача, саћасте носачи су погоднији за веће распоне од распона који је овде размотрен.

Применом СТУБ система спрегнуте греде може се значајно смањити број носећих стубова по ободу и унутрашњости објекта. Међутим, поред компликоване израде и већег утроска челичног материјала, мана овог система је и што се његова рационална примена ограничава на међуспратне конструкције код којих подни носачи и подвлаке имају приближно исту дужину, што није увек случај и може бити значајно ограничење.

У другом делу рада приказан је пројекат јавне гараже, спратности П+3, димензија 31×70 m у основи, на којој је за спрегнуту греду примењено класично решење са вруће ваљаним I профилем са плочом на профилисаном лиму (варијанта 1).

2. ТЕХНИЧКИ ОПИС КОНСТРУКЦИЈЕ

Стране 1-2.

ТЕХНИЧКИ ОПИС КОНСТРУКЦИЈЕ

Пројектована конструкција представља јавну гаражу, спратности П + 3, која омогућава паркирање 370 возила. Димензије објекта у основи су: у попречном правцу **31.0 m** (од осе **A** до осе **G**) и у подужном правцу **70.0 m** (од осе **1** до осе **29**).

Носећи систем гараже је одређен у зависности од саобраћајног решења и функције објекта. Носећа челична конструкција је изведена као скелетна, са спрегнутим међуспратним конструкцијама у виду армиранобетонских плоча на профилисаном лиму. Основни растер у попречном правцу је **15.50 m**, а у подужном **2.50 m**. Наведени растер у попречном правцу омогућава да између саобраћајне траке и паркиралишта нема стубова што обезбеђује рационалну величину паркирног места и квалитетније саобраћајно решење.

Вертикална носећа структура састоји се од: стубова од вруће ваљаних **HEA** и **HEB** профила, који су зглобно ослоњени на АБ темеље самце и подвлака од вруће ваљаних **IPE** профила, статичког система прости греде. Стубови имају препусте дужине 1.0 m, намењене за монтажу оgrade, одбојника и евентуалне накнадне фасадне облоге. У подужним фасадним зидовима, средњем зиду (оса **D**) и калканима су предвиђени спрегови за укрупњење од хладно обликованих кутијастих профила, у виду укрштених дијагонала. Вертикални спрегови примају хоризонталне реакције од АБ међуспратних плоча који раде као круте дијафрагме у својој равни. Ради елиминисања торзионих утицаја од сеизмике спрегови су постављени симетрично по обиму објекта. У оси **15** предвиђена је дилатација ради елиминисања неповољних утицаја од температуре.

Међуспратна конструкција је изведена као спрегнута таваница. Подни носачи распона **15.50 m** постављени су на размаку од **2.50 m**. Сваки други подни носач се ослања директно на главни стуб, а међуносач на подвлаку распона **5.0 m**. Спрегнуте међуспратне конструкције изведене су у виду АБ плоче ливене на лицу места, укупне дебљине **15 cm**, на челичном профилисаном лиму типа **ComFlor 80**. Плоче су армиране арматурним мрежама. Спратна висина конструкције износи **280 cm**.

Захтев за кратким периодом изградње условио је да се међуспратне плоче и подни носачи монтирају без претходног подупирања. Спрезање између АБ плоче и челичних подних носача се врши помоћу чеп можданика пречника **22 mm** и висине **130 mm** (**Nelson** или **Tico**). Спрезање се врши за додатно стално и корисно оптерећење.

Фундирање објекта је реализовано на темељима самцима, који су међусобно повезани темељним гредама димензија **40/40 cm**. Између појединих темеља самаца израђени су потпорни зидови дебљине **20 cm**, ослоњени на темељне траке ширине **60 cm**.

Монтажа конструкције се изводи на основу пројекта монтаже коју ради извођач радова. Приликом монтаже треба водити рачуна да у свакој фази буде обезбеђена просторна стабилност носеће челичне конструкције. Основни материјал за све носеће елементе челичне конструкције је челик **S355**. Везе свих елемената се остварују помоћу завртњева класе чврстоће 8.8. Антикорозиона заштита свих елемената конструкције се остварује премазима на бази алкида и то са два основна и два завршна премаза у укупној дебљини не мањој од **200 микрона**. Сви примењени материјали морају поседовати атесте о квалитету.

Одговорни пројектант

3. СТАТИЧКИ ПРОРАЧУН

Стране 1-138.

СТАТИЧКИ ПРОРАЧУН

3.1 ОСНОВНИ ПОДАЦИ ЗА ОБЈЕКАТ

1. ЛОКАЦИЈА:	Београд
2. СЕИЗМИЧКА ЗОНА:	VIII
3. ОСНОВНА БРЗИНА ВЕТРА:	$v_{m,50,10} = 19.0 \text{ m/s}$
4. ОПТЕРЕЋЕЊЕ ОД СНЕГА:	$s = 1.0 \text{ kN/m}^2$
5. ВРСТА ОБЈЕКТА:	Јавна вишеспратна гаража
6. КОНСТРУКЦИЈА:	Челична носећа конструкција са спрегнутим таваницама (челик - бетон)
7. РАСТЕРИ:	подужно 2.50 m; попречно 5.00 и 5.50 m

3.2 МЕТОД ПРОРАЧУНА МЕЂУСПРАТНИХ ПЛОЧА И ПОДНИХ НОСАЧА

Како важећи ЈУС прописи не третирају довољно детаљно прорачун спрегнутих плоча, за потребе израде овог рада извршен је прорачун свих таваница - спрегнутих плоча на профилисаном лиму, у складу са одредбама Европских прописа – Еврокодова за конструкције. Коришћен је стандард EN1994-1-1: 2004: Прорачун спрегнутих конструкција од челика и бетона – Део 1-1: Општа правила и правила за зграде.

Оптерећење снегом ($s = 1.00 \text{ kN/m}^2$) није меродавно за прорачун и димензионисање носећих елемената челичне конструкције. Како се оптерећење снегом не може комбиновати са корисним оптерећењем ($p = 2.50 \text{ kN/m}^2$), а како постоји и релативно мала шанса да се ова оптерећења јаве истовремено у пуном износу (због природе оптерећења) на конструкцији, у прорачуну конструкције је занемарено дејство снега. Још један разлог је и што се кровна плоча такође користи за паркирање возила, а снег и корисно оптерећење су основна оптерећења која се узимају у прорачун са једнаким коефицијентима сигурности.

Након тога је, у складу са претходно наведеним прописима, извршен прорачун подних носача – спрегнутих греда, коришћењем програмског пакета MS EXCEL.

Прорачун међуспратних плоча и подних носача извршен је за утицај следећих оптерећења (сопствена тежина подних носача варира у зависности од позиције подног носача и урачуната је при димензионисању подних носача – дато у наставку):

		d	Запреминска тежина	g
		mm	kN/m^3	kN/m^2
1	Ливени асфалт	40	21.0	0.84
2	Хидроизолација	10	21.0	0.21
3	АБ плоча на профилисаном лиму ComFlor® 80 – бетон нормалне тежине	70	Усвојено према каталогу произвођача	2.65
4	Профилисани лим ComFlor® 80	80	Усвојено према каталогу произвођача	0.15
5	Инсталације			0.40

Стално оптерећење (3 + 4)	$g = 2.80 \text{ kN/m}^2$
Додатно стално оптерећење (1 + 2 + 5)	$\Delta g = 1.45 \text{ kN/m}^2$
Корисно оптерећење (Гараже и паркирне површине за путничка возила и лака доставна возила)	$p = 2.50 \text{ kN/m}^2$
Оптерећење у току грађења	$q = 1.50 \text{ kN/m}^2$

3.3 МЕТОД ПРОРАЧУНА ПОДВЛАКА, СТУБОВА И СПРЕГОВА

За потребе прорачуна носеће челичне конструкције формирана су два просторна модела конструкције у програму Tower 6. Следи опис модела.

Модел 1

Овај модел формиран је за потребе прорачуна тонова осциловања и сеизмичких сила на објекат. Таванице су моделоване у виду пуних АБ плоча. Усвојена спрегнута плоча на профилисаном лиму, дебљине 15 см, је еквивалентна по својој тежини пуној АБ плочи дебљине 11.2 см, па су у тродимензионалном моделу таванице моделиране као пуне АБ плоче дебљине 11.2 см. Ради упрошћења модела, плоче приземља и рампа на јужној страни објекта нису моделиране јер су ослоњене на тло и не преносе утицаје на носеће стубове. Такође су у свим међуспратним плочама (које су монтажног карактера), унети гранични услови на ивицама и изнад свих подних носача, којима се занемарују утицаји момената савијања у горњој зони плоче. Извршена је модална анализа конструкције и добијени су тонови осциловања. Генерисано је сеизмичко оптерећење на конструкцију и добијене су меродавне сеизмичке силе у нивоима таваница, у X и Y правцу.

Сопствена тежина свих челичних конструктивних елемената генерисана је аутоматски коришћењем програмског пакета **Tower 6**.

Сва оптерећења су моделована у складу са извршеном анализом оптерећења. Једнако подељена површинска оптерећења су на основу припадајућих ширина претворена у једнако подељена линијска оптерећења и нанета на одговарајуће линијске елементе конструкције. Оптерећење од степеништа (стално и корисно) је моделирано у виду равномерно расподељеног линијског оптерећења на одговарајућим подвлакама. Температурни утицаји су моделирани као промена температуре у оси одговарајућих линијских елемената.

Проблем у овом моделу представља велики број чворова проузрокован моделираним плочама, преношење температурних утицаја кроз плочу које није у складу са претпоставкама, и индуковање значајних сила притиска у спреговима услед температурних промена. Из тог разлога одлучено је да се штапови у приземном пољу свих спрегова моделирају као ПРОСТИ НЕЛИНЕАРНИ ЗАТЕГНУТИ штапови, и да се изврши нелинеарна анализа.

Како у програму Tower 6 није могуће аутоматски генерисати сеизмичко оптерећење у нелинеарној анализи конструкције, формиран је нови, упрошћен модел, који је послужио за прорачун статичких утицаја у елементима носеће челичне конструкције.

Модел 2

У овом моделу су изостављене плоче, а њихова тежина замењена је еквивалентним површинским оптерећењем од **2.80 kN/m²**. Сва површинска оптерећења на таваницама су редукована преко одговарајућих утицајних површина на линијска оптерећења на подним носачима. Тиме су добијене реалне силе у подвлакама, стубовима и спреговима. Такође је, због изостављања плоча из модела, прорачун знатно убрзан.

Сеизмичко оптерећење је формирано тако што су из Модела 1 преузете одговарајуће вредности индукованих сеизмичких сила у нивоима одговарајућих таваница. Ове силе су распоређене на одговарајуће рамове сразмерно крутостима појединих рамова у подужном и попречном правцу. У попречном правцу (правац X) сеизмичку силу прихватају вертикални спрегови формирану у калканским зидовима. У подужном правцу (правац Y) сеизмичку силу прихватају вертикални спрегови у фасадним зидовима, као и вертикални спрегови у средњем подужном зиду. На овај начин су добијени одговарајући утицаји у носећим елементима конструкције и формиране су комбинације оптерећења за димензионисање. У оси 15, где је предвиђена дилатација, ослобођени су утицаји нормалних сила у подвлакама.

У наставку следи детаљан приказ оптерећења на које је срачуната конструкција и која су коришћена при моделовању конструкције у програмском пакету **Tower 6**.

3.4 ОСНОВНА ОПТЕРЕЋЕЊА**3.4.1 ГРАВИТАЦИОНО ОПТЕРЕЋЕЊЕ**

Стално оптерећење (3 + 4)	g = 2.80 kN/m²
Додатно стално оптерећење (1 + 2 + 5)	Δg = 1.45 kN/m²
Фасадна облога	g_f = 0.20 kN/m²
Корисно оптерећење	p = 2.50 kN/m²
Оптерећење у току грађења	q = 1.50 kN/m²

3.4.2 СТЕПЕНИШТЕ POS ST

Степениште је статичког система коленасте плоче и савладава висинску разлику од 280 см (16 висина по 17.5 см). Степеници су димензија 17⁵/28 см. Дебљина вертикалне и хоризонталне облоге степеника је 5 см.

ХОРИЗОНТАЛНИ ДЕЛОВИ

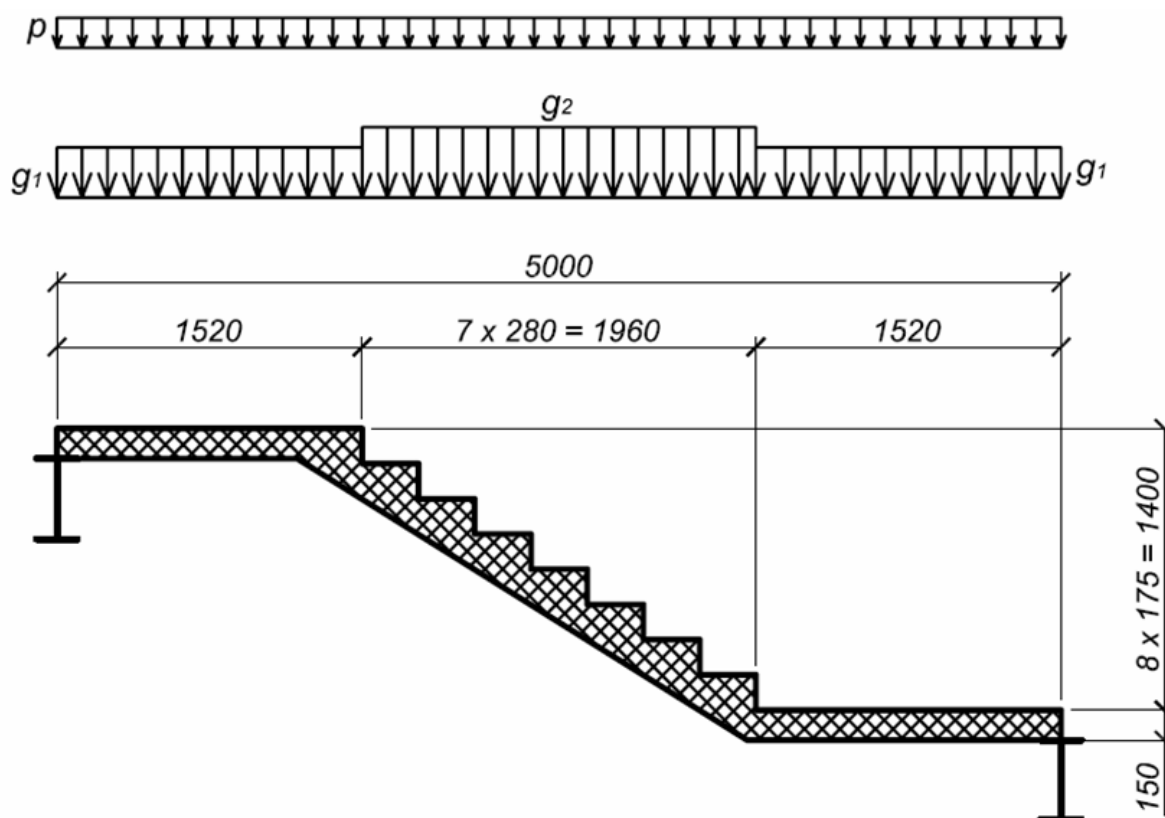
Стално оптерећење

- тежина плоче	0.15 × 25.0 =	3.75 kN/m ²
- додатно стално оптерећење		1.45 kN/m ²
- Укупно стално оптерећење		g₁ = 5.20 kN/m²
- Корисно оптерећење		p = 3.00 kN/m²

КОС ДЕО

Стално оптерећење ($\alpha = \arctg(17^5/28) = 32.00^\circ$)

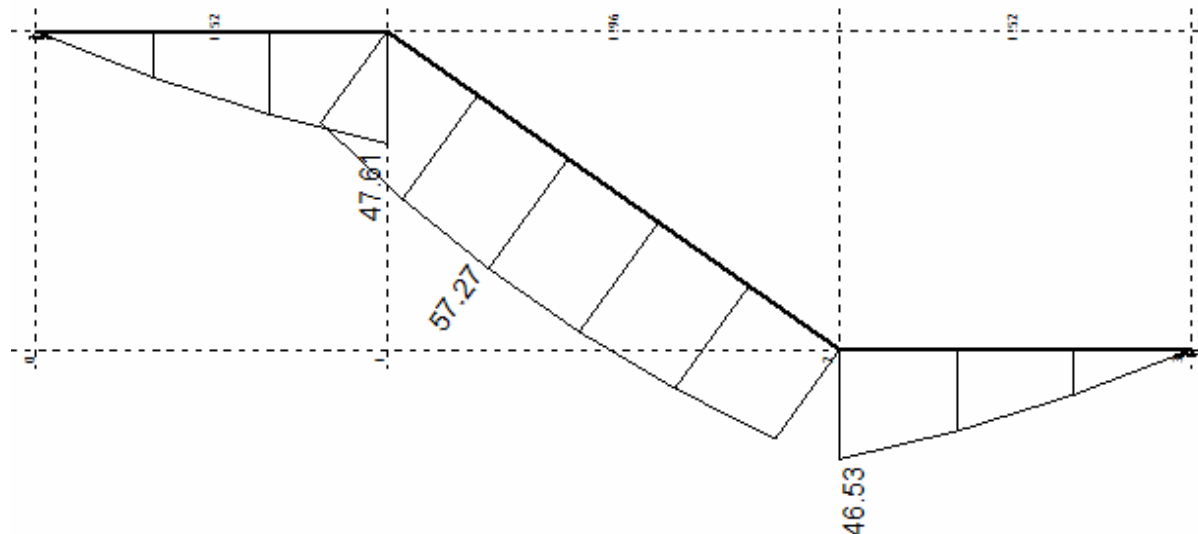
- тежина плоче	$0.15 \times 25.0 \times \cos(32.00^\circ) =$	3.18 kN/m^2
- тежина степеника	$0.5 \times 0.175 \times 24.0 =$	2.10 kN/m^2
- хоризонтална облога	$0.05 \times 25 =$	1.25 kN/m^2
вертикална облога	$17.5/28 \times 0.05 \times 25 =$	0.78 kN/m^2
- Укупно стално оптерећење		$g_2 = 7.31 \text{ kN/m}^2$
- Корисно оптерећење		$p = 3.00 \text{ kN/m}^2$



Димензионисање степеништа

усвојено: MB 30 → $f_B = 20.5 \text{ MPa} = 2.05 \text{ kN/cm}^2$
 RA 400/500 → $\sigma_v = 400 \text{ MPa} = 40 \text{ kN/cm}^2$

Дијаграм момената савијања (1.6G + 1.8P)



$$\max M_u = 57.27 \text{ kNm/m}$$

претпостављено $a_1 = 2.5 \text{ cm} \rightarrow b/d/h = 100/15/12.5 \text{ cm}$

$$k = \frac{12.5}{\sqrt{\frac{57.27 \times 10^2}{100 \times 2.05}}} = 2.365 \rightarrow \frac{\varepsilon_b / \varepsilon_a = 3.325 / 10\text{‰}}{\mu = 19.950\%}$$

$$A_a = 19.950 \times \frac{100 \times 12.5}{100} \times \frac{2.05}{40} = 12.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{ap} = 0.2 \times 12.78 = 2.56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

усвојено:

RØ14/10 (15.40 cm²/m)
RØ10/25 (3.14 cm²/m)

главна арматура
подеона арматура

Реакције ослонаца:

$R_g = 16.84 \text{ kN/m}$
 $R_p = 8.22 \text{ kN/m}$

додатно стално оптерећење
корисно оптерећење

3.5 ДОПУНСКА ОПТЕРЕЋЕЊА

3.5.1 ОПТЕРЕЋЕЊЕ ВЕТРОМ

3.5.1.1 Осредњени аеродинамички притисак ветра ветра

Локација објекта

Београд

Основна брзина ветра

$v_{m,50,10} = 19 \text{ m/s}$

Густина ваздуха

$\rho = 1.225 \text{ kg/m}^3$

Димензије објекта (В/Н/Л)

31.00/10.80/70.00

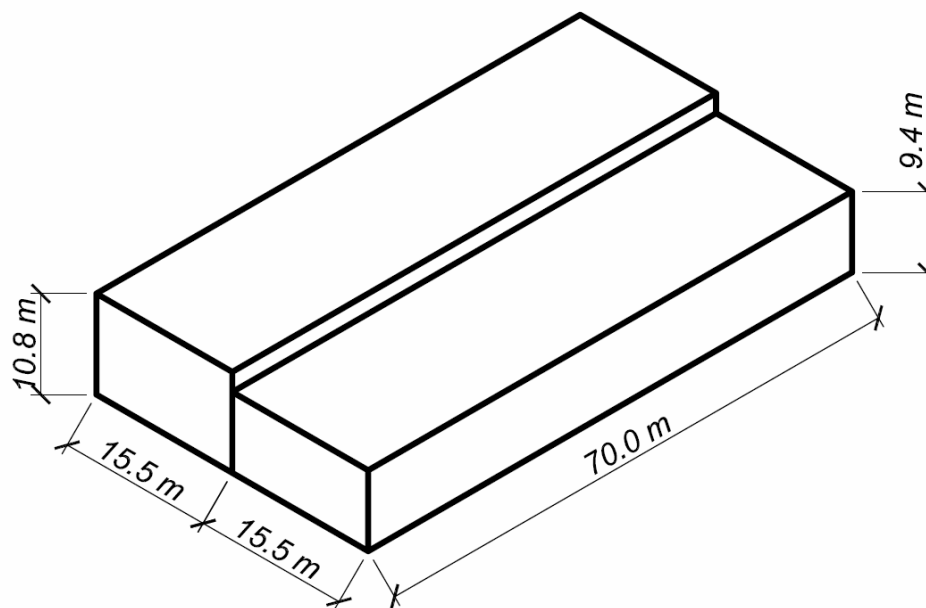
Висина највише тачке објекта

$h_{\max} = 10.80 \text{ m}$

Мирослав Марјановић

ДИПЛОМСКИ – МАСТЕР РАД

Интервал временског осредњавања	$t_a = 3600 \text{ s}$
Повратни период ветра (Комунални објекти)	$T = 50 \text{ година}$
Фактор временског осредњавања	$k_t = 1.00$
Фактор повратног периода ветра	$k_T = 1.00$
Класа храпавости терена (отворени, равни терени)	Б
Параметри храпавости терена	$a = 0.030$
	$b = 1.000$
	$\alpha = 0.140$
Фактор топографије терена (отворен, раван терен)	$S_z = 1.00$



Референтна висина

$$Z = 10.80 \text{ m}$$

Фактор експозиције терена

$$K_z = \sqrt{b} \times \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha = \sqrt{1} \times \left(\frac{10.80}{10.00}\right)^{0.14} = 1.011$$

Основни притисак ветра

$$q_{m,T,10} = \frac{1}{2} \times \rho \times (v_{m,50,10} \times k_t \times k_T)^2 \times 10^{-3} = \frac{1}{2} \times 1.225 \times (19 \times 1 \times 1)^2 \times 10^{-3} = 0.221 \text{ kN/m}^2$$

Осредњени аеродинамички притисак ветра (за $z = h = 10.80 \text{ m}$)

$$q_{m,T,z} = q_{m,T,10} \times S_z^2 \times K_z^2 = 0.221 \times 1^2 \times 1.011^2 = 0.226 \text{ kN/m}^2$$

3.5.1.2 Динамички коефицијент G_z (JUS.U.C7.111)

Да би се зграда могла третирати као мала крута зграда, морају бити испуњени следећи услови:

Висина зграде

$$H \leq 15 \text{ m}$$

Мирослав Марјановић

ДИПЛОМСКИ – МАСТЕР РАД

Димензија зграде управна на деловање ветра
 Зграда није посебно изложена ветру
 Угиб зграде на референтној висини под дејством ветра

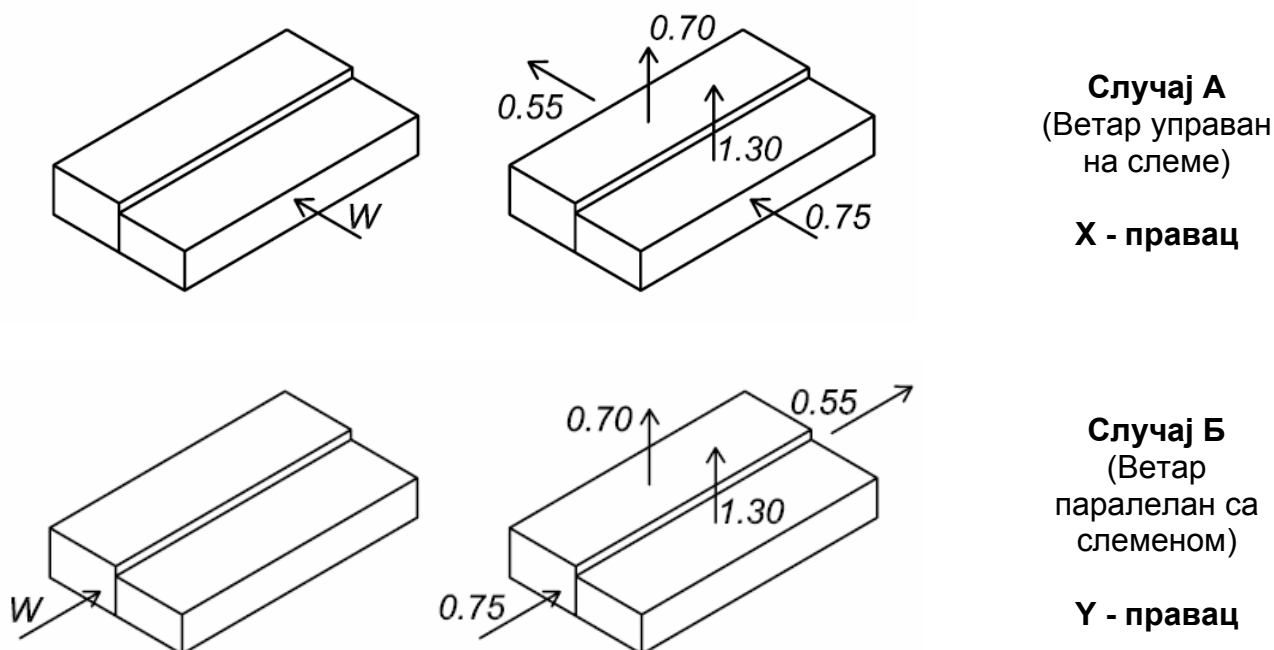
$$L \geq 2H$$

$$S_z = 1.00$$

$$u \leq z/250$$

С обзиром да су наведени услови испуњени, може се применити поједностављени прорачун, са комбинованим коефицијентима G_z и C_p . Такође, обзиром да је зграда неправилног облика, као и да се у свим фасадним зидовима појављује знатно велики број отвора, притисак унутрашњег ветра се може занемарити у прорачуну.

Комбиновани коефицијент спољашњег притиска ветра $G_z C_{pe}$
 (Нагиб кровне равни $\sim 0^\circ$)



Вредности оптерећења ветром w_k на кровне равни за одговарајуће коефицијенте притиска $G_z \times C_p$

$q_{m,T,z} = 0.226 \text{ kN/m}^2$		Усвојено		Усвојено
$G_z \times C_p$	w_k	w_k	w_f	w_f
0.70	0.158	0.20 kN/m ²		
1.30	0.294	0.30 kN/m ²		
0.55			0.124	0.15 kN/m ²
0.75			0.169	0.20 kN/m ²

Оптерећење ветром кровне равни дефинисано је као равномерно површинско оптерећење по површини кровне равни, управно на кровну равну (w_k). Како је кровна равна приближно хоризонтална, оптерећење ветром кровне равни делује вертикално навише.

3.5.1.3 Трење услед ветра

Поред дејства спољног ветра на фасадне зидове, због постојања великих отвора у фасадним зидовима, потребно је узети у обзир и силе трења које потичу од трења ветра који дува паралелно са спољним површинама.

Како домаћи прописи не третирају довољно детаљно прорачун сила трења услед ветра, коефицијенти силе су преузети из Европских прописа – Еврокодова за конструкције. Коришћен је стандард EN1991-1-4: 2004: Дејства на конструкције – Општа правила – Део 1-4: Оптерећење ветром.

Сила трења услед дејства ветра се срачунава на следећи начин:

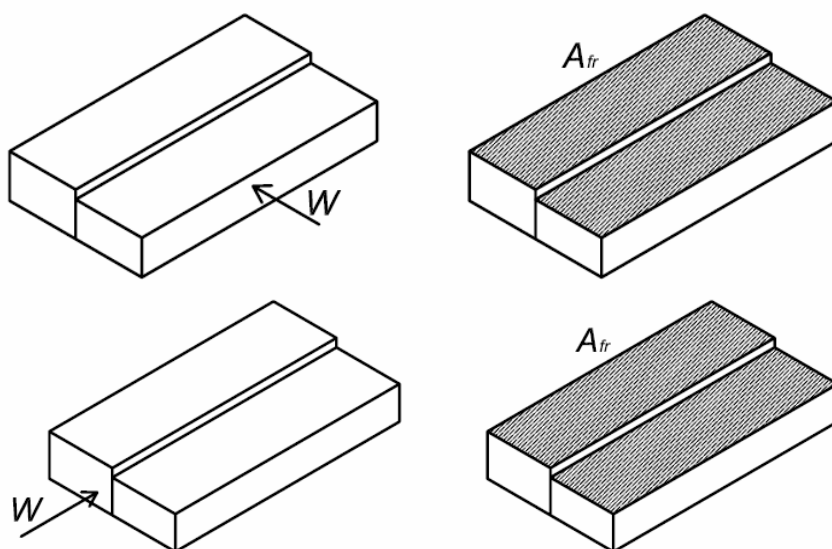
$$c_{fr} = 0.02$$

$$A_{fr}$$

Коефицијент трења (површине средње храпавости)

Површина паралелна са правцем дувања ветра

$$F_{fr} = c_{fr} \times q_{m,T,z} \times A_{fr} = 0.02 \times 0.226 \times A_{fr} = 0.005 \times A_{fr} \text{ [kN]}$$



Сила трења услед ветра делује као равномерно расподељено површинско оптерећење на одговарајућој површини, у смеру дувања ветра. За припадајућу површину је усвојена површина три међусpratне конструкције (осим приземља).

Максимална сила трења:
$$F_{fr} = c_{fr} \times q_{m,T,z} \times A_{fr,max} = 0.02 \times 0.226 \times 3 \times 31.0 \times 70.0 = 29.4 \text{ kN}$$

Максимална сила када ветар дува паралелно са слемом:

$$F_{max} = (0.75 + 0.55) \times q_{m,T,z} \times A_{kalkan} = 1.3 \times 0.226 \times \frac{9.4 + 10.8}{2} \times 31.0 = 92.0 \text{ kN}$$

$$n = \frac{F_{fr} + F_{max}}{F_{max}} = \frac{29.4 + 92.0}{92.0} = 1.32$$

Како би се упростио прорачунски модел и смањио број случајева оптерећења у програму TOWER 6, раније срачунато оптерећење ветром на калканске и подужне зидове ће се увећати фактором n .

$q_{m,T,z} = 0.226 \text{ kN/m}^2$		Усвојено		Усвојено
$G_z \times C_p$	$n \times w_k$	$n \times w_k$	$n \times w_f$	$n \times w_f$
0.70	0.209	0.25 kN/m²		
1.30	0.388	0.40 kN/m²		
0.55			0.164	0.20 kN/m²
0.75			0.223	0.25 kN/m²

3.5.1.4 Случајеви оптерећења за програм TOWER

За прорачун утицаја од ветра у програму Tower 6 дефинисано је 2 случаја оптерећења, за сваки од 2 могућа правца дувања ветра. Ово је учињено ради упрошћења прорачунског модела. Површинско оптерећење ветром на фасадне зидове је преко одговарајућих утицајних површина редуковано на линијско оптерећење које делује на стубовима. Оптерећење ветром кровних плоча је моделовано као површинско оптерећење које делује на кровним плочама.

3.4.2 ТЕМПЕРАТУРНИ УТИЦАЈИ

Приликом прорачунавања носећих конструкција изложених у пуној мери температурним променама треба узети у обзир осцилације температуре изнад и испод средње месне температуре. Код челичних конструкција ова осцилација износи **30°C**.

Температурни утицаји у гредама су моделирани као температурна промена у оси греде од **30°C**. Температурни утицаји у плочама су моделирани као температурна промена у средњој равни плоче од **30°C**. Утицај је моделиран са алтернативним дејством.

3.6 ИЗУЗЕТНА ОПТЕРЕЋЕЊА - СЕИЗМИЧКО ОПТЕРЕЋЕЊЕ

Сеизмичко оптерећење конструкције се срачунава према Правилнику о техничким нормативима за изградњу објеката високоградње у сеизмичким подручјима, методом еквивалентног статичког оптерећења. На основу дефинисаних параметара и извршене модалне анализе конструкције се ово оптерећење у програму **Tower 6** срачунава аутоматски.

3.6.1 МОДАЛНА АНАЛИЗА

Модална анализа извршена је на Моделу 1 конструкције на бесконачно крутим ослонцима. Маса објекта је срачуната као сума сопствене тежине, додатног сталног оптерећења и половине корисног оптерећења. Сопствена тежина елемената конструкције одређена је аутоматски коришћењем опција програма **Tower 6**, док су остала наведена оптерећења моделована у складу са приказаном анализом оптерећења. Модалном анализом добијено је 6 тонова осциловања конструкције.

Усвојен је реални распоред маса по висини објекта. Такође је спречено осциловање конструкције у вертикалном правцу, чиме се смањује број степени слободе померања и убрзава прорачун, без битног утицаја на коначне резултате.

Фактори оптерећења за прорачун маса

Р.Б.	Назив	Коефицијент
1	Сопствена тежина (g)	1.00
2	Додатно стално оптерећење	1.00
3	Корисно оптерећење	0.50

Распоред маса по висини објекта

Ниво	Z [m]	X [m]	Y [m]	Маса [Т]
Кровна плоча запад	9.80	7.74	33.28	640.48
Кровна плоча исток	8.40	23.35	35.71	651.87
Други спрат запад	7.00	7.82	34.31	669.44
Други спрат исток	5.60	23.38	35.71	655.41
Први спрат запад	4.20	7.82	34.30	669.56
Први спрат исток	2.80	22.89	36.59	696.77
Σ	6.24	15.54	35.00	3983.52

Положај центара крутости по висини објекта

Ниво	Z [m]	X [m]	Y [m]
Кровна плоча запад	9.80	8.98	34.12
Кровна плоча исток	8.40	15.42	35.00
Други спрат запад	7.00	15.48	35.00
Други спрат исток	5.60	15.52	35.00
Први спрат запад	4.20	15.48	35.00
Први спрат исток	2.80	15.52	35.00

Ексцентрицитет по висини објекта

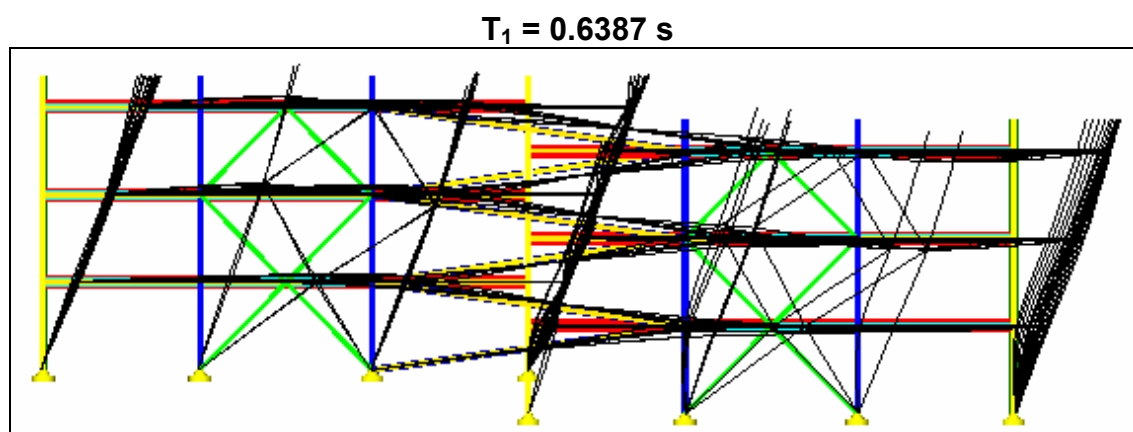
Ниво	Z [m]	e _x [m]	e _y [m]
Кровна плоча запад	9.80	1.24	0.84
Кровна плоча исток	8.40	7.93	0.71
Други спрат запад	7.00	7.66	0.69
Други спрат исток	5.60	7.86	0.71
Први спрат запад	4.20	7.66	0.70
Први спрат исток	2.80	7.37	1.59

**Периоди осциловања
конструкције**

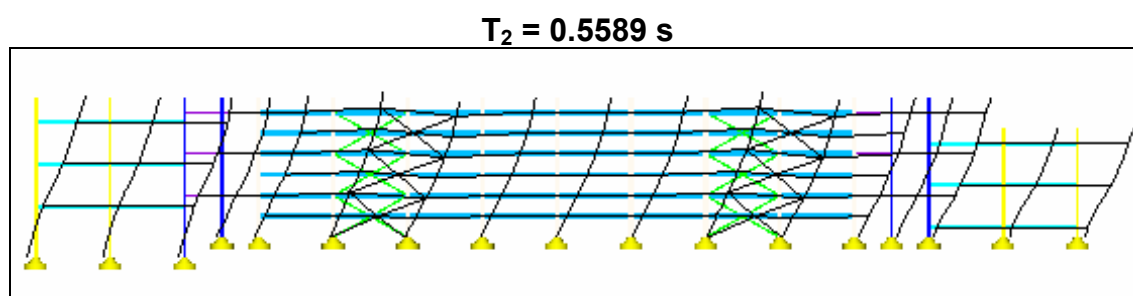
Р.Б.	T [s]	f [Hz]
1	0.6387	1.5657
2	0.5589	1.7891
3	0.3776	2.6486
4	0.2566	3.8968
5	0.1947	5.1355
6	0.1644	6.0838

3.6.1.1 Анализа тонова осциловања

Тоновни осциловања су анализирани посматрањем анимације осциловања модела конструкције.



Конструкција у овом тону осциловања има јасно изражену транслацију у попречном правцу (правац X).



Конструкција у овом тону осциловања има јасно изражену транслацију у подужном правцу (правац Y).

У трећем тону осциловања конструкција нема јасно изражену транслацију у одређеном правцу – померање се састоји од транслације у X и Y правцу и ротације. Овај тон осциловања није меродаван за прорачун сеизмичког оптерећења. Остали тонови су виши тонови осциловања, па нису меродавни за прорачун сеизмичког оптерећења.

3.6.2 СЛУЧАЈЕВИ ОПТЕРЕЋЕЊА ЗА ПРОГРАМ TOWER

За прорачун сеизмичког оптерећења меродавни су периоди осциловања T_1 и T_2 , у којима се јавља јасно изражена транслација конструкције. На основу ових периода осциловања дефинисана су два случаја сеизмичког оптерећења. Због природе дејства сеизмичког оптерећења, приликом комбиновања се задаје алтернативно дејство за сваки од ових случајева оптерећења.

- Земљотрес S_x (земљотрес у попречном правцу) $\rightarrow T_1 = 0.6387 \text{ s}$
- Земљотрес S_y (земљотрес у подужном правцу) $\rightarrow T_2 = 0.5589 \text{ s}$

3.6.2.1 Прорачун еквивалентног статичког оптерећења

Локација објекта	Београд
Категорија објекта (јавне зграде)	II
Категорија тла (збијена и полутврда тла)	II
Повратни период земљотреса	500 година
Зона сеизмичности по MCS (Београд, $T = 500$ година)	VIII
Коефицијент категорије објекта (објекат II категорије)	$K_0 = 1.0$
Коефицијент сеизмичког интензитета (VIII зона сеизмичности)	$K_s = 0.05$
Коефицијент дуктилитета и пригушења (челичне конструкције са дијагоналама)	$K_p = 1.30$
Коефицијент динамичности (II категорија тла)	$K_d = \frac{0.70}{T}$ $0.47 < K_d < 1$

$$T_1 = 0.6346 \text{ s (Земљотрес } S_x) \quad K_d^x = \frac{0.70}{T} = \frac{0.70}{0.6387} = 1.0959 > 1 \rightarrow K_d^x = 1.00$$

$$T_2 = 0.4772 \text{ s (Земљотрес } S_y) \quad K_d^y = \frac{0.70}{T} = \frac{0.70}{0.5589} = 1.2525 > 1 \rightarrow K_d^y = 1.00$$

Укупни сеизмички коефицијент

Земљотрес S_x	$K_x = K_0 \times K_s \times K_p \times K_d^x = 1 \times 0.05 \times 1.30 \times 1.0 = 0.065$	> 0.02
Земљотрес S_y	$K_y = K_0 \times K_s \times K_p \times K_d^y = 1 \times 0.05 \times 1.30 \times 1.0 = 0.065$	> 0.02

Укупна хоризонтална сеизмичка сила S одређује се према формули

$$S = K \times Q$$

где је Q укупна тежина објекта и опреме. Расподела сеизмичке силе по нивоима врши се према формули:

$$S_i = S \times \frac{G_i \times H_i}{\sum_{i=1}^n G_i \times H_i}$$

где су:

- S_i Сеизмичка хоризонтална сила у i -том спрату
 G_i Тежина i -тог спрата
 H_i Висина i -тог спрата од коте укљештења

Угао дејства земљотреса:

Назив	T [s]	α [°]
S_x	0.6387	0.00
S_y	0.5589	90.00

Распоред сеизмичких сила по висини објекта

Ниво	Z [m]	S_x [kN]	S_y [kN]	A [m ²]	s_x [kN/m ²]	s_y [kN/m ²]
Кровна плоча запад	9.80	633.55	633.55	1085	0.59	0.59
Кровна плоча исток	8.40	560.79	560.79	1085	0.52	0.52
Други спрат запад	7.00	479.99	479.99	1085	0.44	0.44
Други спрат исток	5.60	376.24	376.24	1085	0.35	0.35
Први спрат запад	4.20	288.52	288.52	1085	0.27	0.27
Први спрат исток	2.80	196.51	196.51	1085	0.18	0.18
Σ				2535.6	2535.6	

3.7 КОМБИНАЦИЈЕ ОПТЕРЕЋЕЊА

На основу претходне анализе у програму TOWER 6 генерисано је 9 случајева оптерећења:

- I** *Sopstvena težina (g)*
- II** *Dodatno stalno opterećenje*
- III** *Korisno opterećenje*
- IV** *Vetar X +*
- V** *Vetar X -*
- VI** *Vetar Y +*
- VII** *Vetar Y -*
- VIII** *Temperatura*
- IX** S_x
- X** S_y

При генерисању комбинација оптерећења узети су у обзир услови по којима неке случајеве оптерећења није могуће комбиновати:

- Сопствена тежина и додатно стално оптерећење (I и II) делују у свакој комбинацији
- Оптерећења ветром (IV, V, VI и VII) не могу се комбиновати међусобно. Такође се ова оптерећења не комбинују са сеизмичким оптерећењима (IX и X)
- Температурни утицаји (VIII) су алтернативног карактера
- Сеизмички утицаји (IX и X) се не могу комбиновати међусобно. Такође, ови утицаји су алтернативног карактера.

На основу горе наведених услова, опцијама програма је генерисано укупно **54** комбинације оптерећења. Свакој комбинацији додељен је одговарајући коефицијент сигурности, у зависности од природе дејстава, а све у складу са важећим ЈУС

прописима:

- 1) За комбинације основних дејстава $\nu = 1.50$
 2) За комбинације основних и допунских дејстава $\nu = 1.33$
 3) За комбинације основних, допунских и инцидентних дејстава $\nu = 1.20$

#	КОМБИНАЦИЈА	СЛУЧАЈ ОПТ.	ν	#	КОМБИНАЦИЈА	СЛУЧАЈ ОПТ.	ν
1	I+II	I	1.50	28	I+II+VII-1xVIII	II	1.33
2	I+II+III	I	1.50	29	I+II+III+VII+VIII	II	1.33
3	I+II+IV	II	1.33	30	I+II+III+VII-1xVIII	II	1.33
4	I+II+III+IV	II	1.33	31	I+II+IX	III	1.20
5	I+II+V	II	1.33	32	I+II-1xIX	III	1.20
6	I+II+III+V	II	1.33	33	I+II+III+IX	III	1.20
7	I+II+VI	II	1.33	34	I+II+III-1xIX	III	1.20
8	I+II+III+VI	II	1.33	35	I+II+VIII+IX	III	1.20
9	I+II+VII	II	1.33	36	I+II-1xVIII+IX	III	1.20
10	I+II+III+VII	II	1.33	37	I+II+VIII-1xIX	III	1.20
11	I+II+VIII	II	1.33	38	I+II-1xVIII-1xIX	III	1.20
12	I+II-1xVIII	II	1.33	39	I+II+III+VIII+IX	III	1.20
13	I+II+III+VIII	II	1.33	40	I+II+III-1xVIII+IX	III	1.20
14	I+II+III-1xVIII	II	1.33	41	I+II+III+VIII-1xIX	III	1.20
15	I+II+IV+VIII	II	1.33	42	I+II+III-1xVIII-1xIX	III	1.20
16	I+II+IV-1xVIII	II	1.33	43	I+II+X	III	1.20
17	I+II+III+IV+VIII	II	1.33	44	I+II-1xX	III	1.20
18	I+II+III+IV-1xVIII	II	1.33	45	I+II+III+X	III	1.20
19	I+II+V+VIII	II	1.33	46	I+II+III-1xX	III	1.20
20	I+II+V-1xVIII	II	1.33	47	I+II+VIII+X	III	1.20
21	I+II+III+V+VIII	II	1.33	48	I+II-1xVIII+X	III	1.20
22	I+II+III+V-1xVIII	II	1.33	49	I+II+VIII-1xX	III	1.20
23	I+II+VI+VIII	II	1.33	50	I+II-1xVIII-1xX	III	1.20
24	I+II+VI-1xVIII	II	1.33	51	I+II+III+VIII+X	III	1.20
25	I+II+III+VI+VIII	II	1.33	52	I+II+III-1xVIII+X	III	1.20
26	I+II+III+VI-1xVIII	II	1.33	53	I+II+III+VIII-1xX	III	1.20
27	I+II+VII+VIII	II	1.33	54	I+II+III-1xVIII-1xX	III	1.20

3.8 ПРОРАЧУН МЕЂУСПРАТНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ

3.8.1 ПРОРАЧУН СПРЕГНУТИХ ПЛОЧА *POS PP1, POS PP2, POS RP1, POS RP2*

Парцијални коефицијенти сигурности за материјале, за гранично стање носивости					
Прорачунске ситуације	конструкциони челик	бетон	арматура	профилисани челични лим	спојна средства
	γ_{Mo}	γ_c	γ_s	γ_{Mo}	γ_v
сталне и пролазне	1.00	1.50	1.15	1.00	1.25
Парцијални коефицијенти сигурности за дејства, за гранично стање носивости					
Прорачунске ситуације	стална дејства, повољно	стална дејства, неповољно		променљива дејства	
	γ_G	γ_G		γ_Q	
сталне и пролазне	1.00	1.35		1.50	
Парцијални коефицијенти сигурности за дејства и материјале, за гранично стање употребљивости, су једнаки 1.0					

Све наведене спрегнуте плоче су распона **2.50 m**, и изводе се без привремених ослонаца.

Дебљина профилисаног лима

$$t = 0.90 \text{ mm}$$

Дебљина профилисаног лима (Design)

$$t_{design} = 0.86 \text{ mm}$$

ComFlor 80 composite slab – volume and weight

Slab depth (mm)	Concrete volume (m ³ /m ²)	Weight of concrete (kN/m ²)			
		Normal weight concrete		Lightweight concrete	
		Wet	Dry	Wet	Dry
130	0.066	2.03	1.99	1.61	1.53
140	0.066	2.27	2.22	1.80	1.70
150	0.106	2.51	2.45	1.98	1.88
160	0.116	2.74	2.68	2.17	2.06
170	0.126	2.98	2.91	2.36	2.23
180	0.136	3.21	3.14	2.54	2.41
190	0.146	3.45	3.38	2.73	2.59
200	0.156	3.68	3.61	2.92	2.76
250	0.206	4.86	4.76	3.85	3.64

Section properties (per metre width)

Nominal thickness (mm)	Design thickness (mm)	Profile weight (kN/m ²)	Area of steel (mm ² /m)	Height to neutral axis (mm)	Moment of inertia (cm ⁴ /m)	Ultimate moment capacity (kNm/m)	
						Sagging	Hogging
0.90	0.88	0.12	1387	47.6	185	15.4	12.5
1.20	1.18	0.15	1871	47.6	245	22.2	18.5

Површина попречног пресека профилисаног лима

$$A_{ap} = 1387 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Момент инерције профилисаног лима

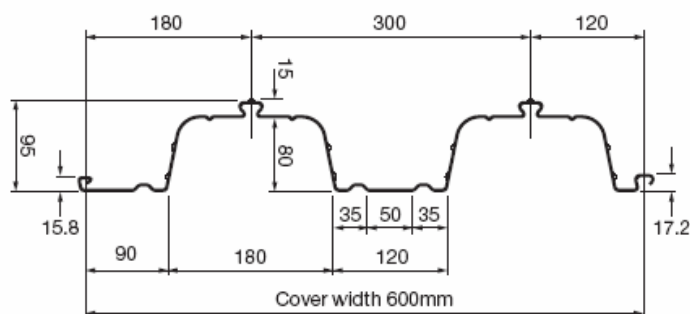
$$I_{ap} = 185 \text{ cm}^4/\text{m}$$

Растојање тежишта профилисаног лима од доње ивице

$$e = 47.6 \text{ mm}$$

Носивост на савијање профилисаног лима

$$M_{ap,Rd} = 15.4 \text{ kNm/m}$$



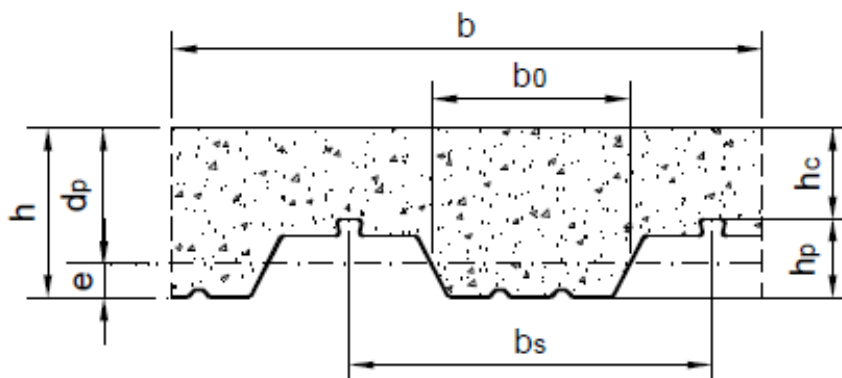
Експериментални подаци носивости на смицање подужног смичућег споја за профилисани лим **ComFlor® 80**:

Експериментални податак 1

$$m = 367 \text{ MPa}$$

Експериментални податак 2

$$k = 0.003 \text{ MPa}$$



$$b_0 = 133.8 \text{ mm}$$

$$h_c = 70 \text{ mm}$$

$$b_s = 300 \text{ mm}$$

$$h_p = 80 \text{ mm}$$

$$d_p = 102.4 \text{ mm}$$

$$h = 150 \text{ mm}$$

Бетон класе чврстоће С30/37

Карактеристична чврстоћа на притисак

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Секантни модул еластичности за краткотрајна оптерећења

$$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$$

Карактеристична чврстоћа на затезање

$$f_{ctk} = 1.8 \text{ MPa}$$

Номинална чврстоћа на смицање

$$f_{ctd} = 1.2 \text{ MPa}$$

Запреминска маса

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

Ребраста арматура S420

Карактеристична чврстоћа на затезање

$$f_{sk} = 420 \text{ MPa}$$

Модул еластичности

$$E = 210 \text{ GPa}$$

Профилисани лим **ComFlor® 80**

Номинална граница развлачења за челични материјал

$$f_{yp} = 355 \text{ MPa}$$

Модул еластичности

$$E = 210 \text{ GPa}$$

ФАЗА 1 – Грађење – Профилисани лим као оплата

Стално оптерећење

$$g = 2.80 \text{ kN/m}^2$$

Оптерећење у току грађења

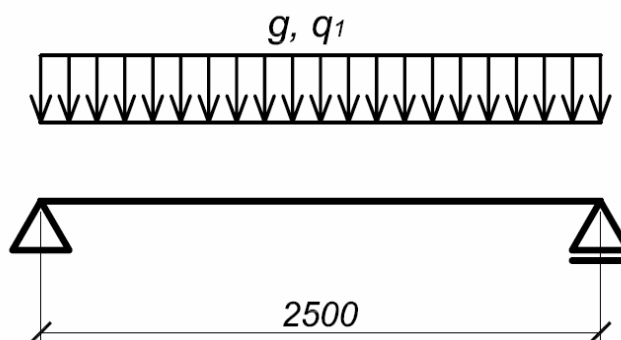
$$q_1 = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

На најнеповољнијем месту на плочи

$$q_2 = 0.75 \text{ kN/m}^2$$

Мирослав Марјановић

ДИПЛОМСКИ – МАСТЕР РАД



Гранично стање носивости

$$p_{1,ULS} = \gamma_G \times g + \gamma_Q \times q_1 = 6.03 \text{ kN/m}^2$$

Прорачунска вредност момента савијања у средини плоче:

$$M_{Ed} = 4.71 \text{ kNm/m}$$

Прорачунска вредност смичуће силе над ослоном:

$$V_{Ed} = 7.54 \text{ kN/m}$$

А) Контрола носивости профилисаног лима при савијању

$$M_{Ed} = 4.71 \text{ kNm/m} < M_{ap,Rd} = 15.4 \text{ kNm/m}$$

Б) Контрола носивости профилисаног лима при смицању (EN1993-1-3)

Коса висина ребра

$$s_w = 82.0 \text{ mm}$$

Висина ребра између тежишта ножица

$$h_w = 80.0 \text{ mm}$$

Нагиб ребра у односу на ножице

$$\varphi = 79^\circ$$

Релативна виткост ребра (за ребра без подужних укрућења)

$$\lambda_w = 0.346 s_w/t (f_{yp}/E)^{0.5} = 1.356$$

Носивост на смицање која узима у обзир избочавање

$$f_{bv} = 12.56 \text{ kN/cm}^2$$

Носивост на смицање

$$V_{b,Rd} = 8.80 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 7.54 \text{ kN/m} < V_{b,Rd} = 8.80 \text{ kNm/m}$$

Гранично стање употребљивости

$$p_{1,SLS} = g + q_1 = 3.55 \text{ kN/m}^2$$

Максимални угиб у средини просте греде:
$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{p_{1,SLS} \times L^4}{I_{ap} \times E_{ap}} = \frac{5}{384} \times \frac{3.55 \times 2.50^4}{185 \times 210} = 0.46 \text{ cm}$$

Дозвољени угиб у ФАЗИ 1:

$$\delta_{dop} = \frac{L}{180} = \frac{2.50 \times 100}{180} = 1.39 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.46 \text{ cm} < \delta_{dop} = 1.39 \text{ cm}$$

Дозвољени угиб у ФАЗИ 1 услед “ponding” ефекта – ефекта улегнућа:

$$\delta_{dop,ponding} = \frac{L}{250} = \frac{2.50 \times 100}{250} = 1.00 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.46 \text{ cm} < \delta_{dop,ponding} = 1.00 \text{ cm}$$

Ефекат улегнућа се може занемарити.

ФАЗА 2 – Експлоатација – Спрегнута плоча на профилисаном лиму

Статички систем спрегнуте плоче је проста греда распона 2.50 m.

Стално оптерећење

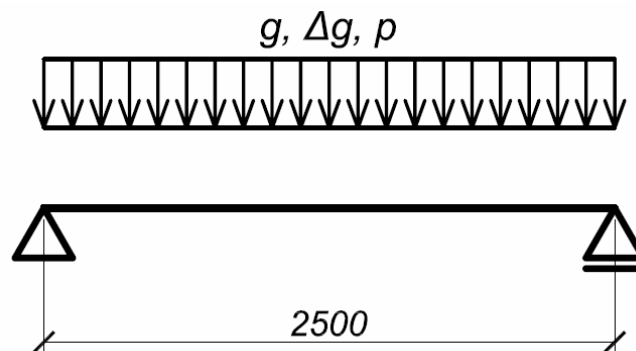
$$g = 2.80 \text{ kN/m}^2$$

Додатно стално оптерећење

$$\Delta g = 1.45 \text{ kN/m}^2$$

Корисно оптерећење

$$p = 2.50 \text{ kN/m}^2$$



Гранично стање носивости

$$p_{2,ULS} = \gamma_G \times (g + \Delta g) + \gamma_Q \times p = 9.49 \text{ kN/m}^2$$

Прорачунска вредност момента савијања у средини плоче:

$$M_{Ed,2} = 7.41 \text{ kNm/m}$$

Прорачунска вредност смичуће силе над ослономцем:

$$V_{Ed,2} = 11.86 \text{ kN/m}$$

А) Гранична носивост при савијању

Претпоставља се да се пластична неутрална оса налази у бетонској плочи изнад горње ивице профилисаног лима.

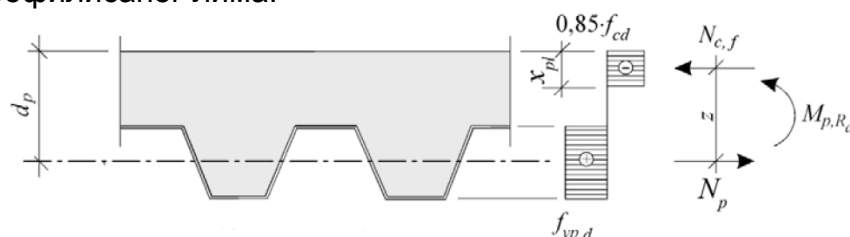
Сила при пуној пластификацији проф. лима

$$N_p = A_{ap} f_{yp} = 492.39 \text{ kN/m}$$

Положај пластичне неутралне осе

$$x_{pl} = N_p / (0.85 f_{ck} / \gamma_c) = 29.0 \text{ mm}$$

Претпоставка је тачна – пластична неутрална оса се налази у бетонској плочи изнад горње ивице профилисаног лима.



Момент носивости

$$M_{Rd,2} = N_p (d_p - x/2) = 43.29 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,2} = 7.41 \text{ kNm/m} < M_{Rd,2} = 43.29 \text{ kNm/m}$$

Б) Гранична носивост при смицању (EN1992 6.2.2)

$$k = \min\left(\sqrt{1 + \frac{200}{d_p}}; 2\right) = 1.72$$

$$V_{min} = 0.035 \text{ MPa } k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.432 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_c; 0.2 f_{cd}) = 0.00$$

Носивост плоче

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_0 / b_s h = 28.89 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2} = 11.86 \text{ kN/m} < V_{Rd,c} = 28.89 \text{ kN/m}$$

В) Гранична носивост при подужном смицању, “m-k” метода

Дужина смицања

$$L_s = L / 4 = 0.625 \text{ m}$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

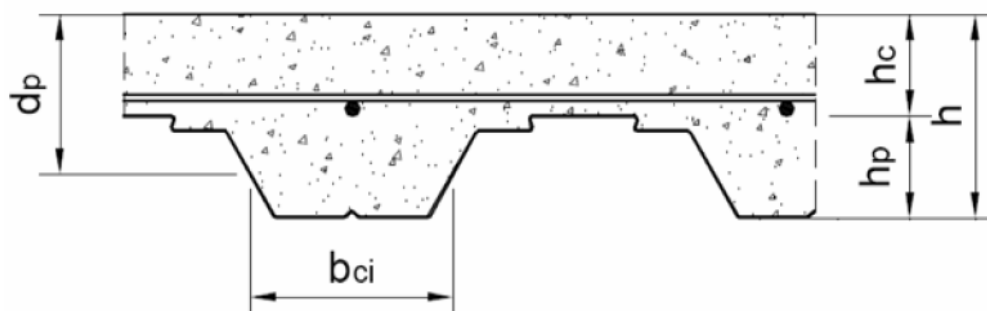
Носивост плоче

$$V_{I,Rd} = b d_p ((m A_{ap}) / (b L_s) + k) 1/\gamma_v = 66.72 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2} = 11.86 \text{ kN/m} < V_{I,Rd} = 66.72 \text{ kN/m}$$

Гранично стање употребљивости

$$p_{2,SLS} = g + \Delta g + p = 6.75 \text{ kN/m}^2$$



$$\text{Из услова } f(X_{el}) = \frac{b \times X_{el}^2}{2n} + A_{ap} \times d_p - \frac{b \times X_{el} + A_{ap}}{n} X_{el} = 0 \text{ одређује се } X_{el}.$$

Одатле се добија $X_{el} = 51.78 \text{ mm}$.

Ефективни момент инерције	$I_{eff} = bX_{el}^3 / 3n + A_{ap}(d_p - X_{el})^2 + I_{ap} =$	782.81 cm ⁴
Максимални угиб у ФАЗИ 2	$\delta_{max} = 5/384 \times p_{2,SLS} \times L^4 / I_{eff} / E_{ap} =$	0.88 cm
Дозвољени угиб у ФАЗИ 2	$\delta_{dop,2} = L/250 =$	1.00 cm

$$\delta_{max} = 0.88 \text{ cm} < \delta_{dop,2} = 1.00 \text{ cm}$$

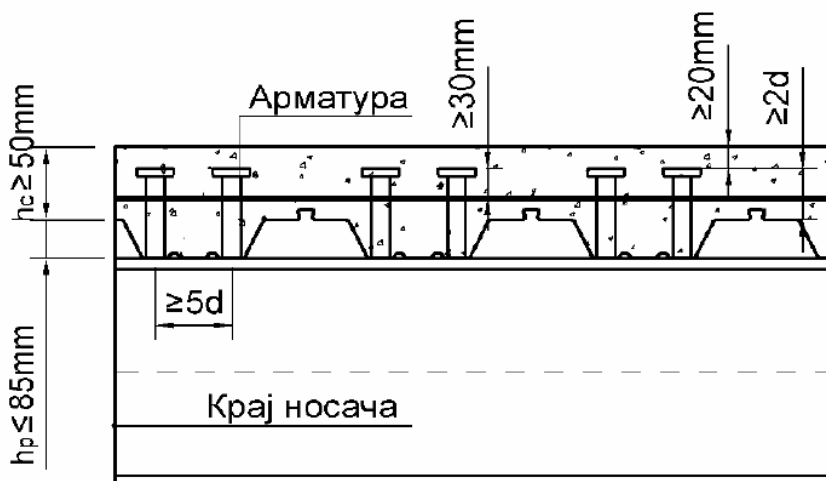
3.8.2 ПРОРАЧУН ПОДНИХ НОСАЧА

POS PN1

Претпостављају се подни носачи **IPE 450**.

Распон носача	$L =$	15.50 m
Размак носача	$\lambda =$	2.50 m

Греда је неподупрта у току грађења. Правац профилације лима је управан на правац пружања греде. За спрезање се користе можданице са главом пречника **22 mm** и висине **130 mm** (**125 mm** након заваривања).



Стално оптерећење	$g =$	2.80 kN/m ²
Сопствена тежина подних носача IPE450	$g_1 =$	0.80 kN/m
Додатно стално оптерећење	$\Delta g =$	1.45 kN/m ²

Корисно оптерећење	$p =$	2.50 kN/m ²
Оптерећење у току грађења	$q_1 =$	1.50 kN/m ²

Гранично стање носивости (ULS)	$\Sigma(\gamma_{Gi} G_i) + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Sigma(\gamma_{Qj} \psi_{0j} Q_{kj})$
Гранично стање употребљивости (SLS)	$\Sigma G_i + Q_{k1} + \Sigma(\psi_{0j} Q_{kj})$

Бетон класе чврстоће С30/37

Карактеристична чврстоћа на притисак	$f_{ck} =$	30 MPa
Секантни модул еластичности за краткотрајна оптерећења	$E_{cm} =$	33 GPa

Ребраста арматура S420

Карактеристична чврстоћа на затезање	$f_{sk} = 420 \text{ MPa}$
Модул еластичности	$E = 210 \text{ GPa}$

Конструкциони челик

Номинална граница развлачења за челични материјал	$f_y = 355 \text{ MPa}$
Модул еластичности	$E = 210 \text{ GPa}$

Профилисани лим *ComFlor® 80*

Номинална граница развлачења за челични материјал	$f_{yp} = 355 \text{ MPa}$
Модул еластичности	$E = 210 \text{ GPa}$
Средња ширина таласа профилисаног лима	$b_0 = 133.8 \text{ mm}$
Висина профилисаног лима	$h_p = 80 \text{ mm}$

Еластични можданици са главом – чеп можданици

Пречник можданика	$d_s = 22 \text{ mm}$
Висина можданика након заваривања	$h_{sc} = 125 \text{ mm}$
Гранична чврстоћа можданика на затезање	$f_u = 450 \text{ MPa}$
Номинална граница развлачења за челични материјал	$f_{y,st} = 355 \text{ MPa}$

Прорачунске вредности својстава материјала

Бетон	$f_{cd} = 20.0 \text{ MPa}$
Арматура	$f_{sd} = 365.2 \text{ MPa}$
Конструкциони челик	$f_{yd} = 355.0 \text{ MPa}$
Профилисани лим	$f_{ypd} = 355.0 \text{ MPa}$

Прорачун утицаја у конструкцији

Посматра се пресек у средини распона просте греде за прорачун момената савијања и пресек над ослоном за прорачун трансверзалних сила.

Утицаји у ФАЗИ 1

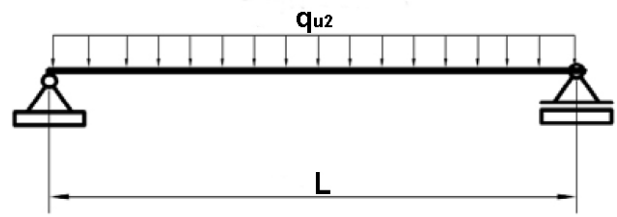
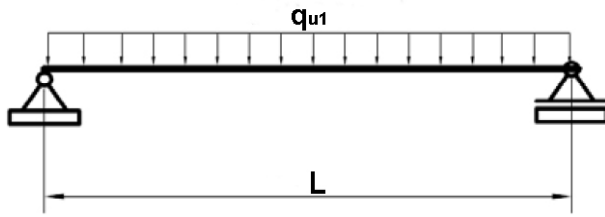
$$q_{u1} = \gamma_G \times (g \times \lambda + g_1) + \gamma_Q \times q_1 \times \lambda = 1.35 \times (2.80 \times 2.50 + 0.80) + 1.50 \times 1.50 \times 2.50$$

$$\mathbf{q_{u1} = 16.16 \text{ kN/m}}$$

Утицаји у ФАЗИ 2

$$q_{u2} = \gamma_G \times [(g + \Delta g) \times \lambda + g_1] + \gamma_Q \times p \times \lambda = 1.35 \times [(2.80 + 1.45) \times 2.50 + 0.80] + 1.50 \times 2.50 \times 2.50$$

$$\mathbf{q_{u2} = 24.80 \text{ kN/m}}$$



Прорачунски момент савијања у ФАЗИ 1
Прорачунска трансверзална сила у ФАЗИ 1

$$M_{Ed,1} = 485.15 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,1} = 125.20 \text{ kN}$$

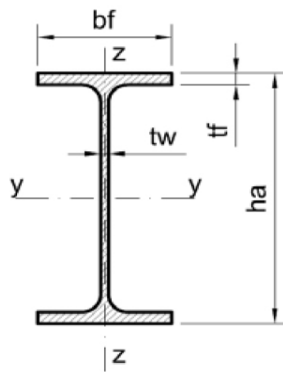
Прорачунски момент савијања у ФАЗИ 2
Прорачунска трансверзална сила у ФАЗИ 2

$$M_{Ed,2} = 744.74 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,2} = 192.19 \text{ kN}$$

Контрола граничног стања носивости

За типски подни носач се усваја вруће ваљани профил IPE450, са следећим геометријским карактеристикама:



$$h_a = 450 \text{ mm}$$

$$d = 420.8 \text{ mm}$$

$$b_f = 190 \text{ mm}$$

$$t_f = 14.6 \text{ mm}$$

$$t_w = 9.4 \text{ mm}$$

$$r = 21 \text{ mm}$$

$$A_a = 98.8 \text{ cm}^2$$

$$I_{a,y} = 33740 \text{ cm}^4$$

$$W_{el,y} = 1500 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 1701 \text{ cm}^3$$

Класификација попречног пресека

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Горња ножица $\frac{b_f}{2t_f} = \frac{190}{2 \times 14.6} = 6.51 < 10\varepsilon = 10 \times 0.81 = 8.10$

КЛАСА 1

Ребро $\frac{d}{t_w} = \frac{420.8}{9.4} = 44.77 < 72\varepsilon = 72 \times 0.81 = 58.32$

КЛАСА 1

Попречни пресек је КЛАСЕ 1.

Пластични момент носивости попречног пресека

$$M_{a,pl,Rd} = f_y \times W_{pl,y}$$

$$M_{a,pl,Rd} = 355 \times 1701 = 603.86 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,1} = 485.15 \text{ kNm} < M_{a,pl,Rd} = 603.86 \text{ kNm}$$

Површина смицања $A_v = 43.99 \text{ cm}^2$

Носивост при вертикалном смицању $V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{43.99}{\sqrt{3}} \times \frac{355}{1.00} = 901.66 \text{ kN}$

$$V_{Ed,1} = 125.20 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 901.66 \text{ kN}$$

Избочавање ребра смицањем $\frac{d}{t_w} = \frac{420.8}{9.4} = 44.77 < \frac{72\varepsilon}{\eta} = \frac{72 \times 0.81}{1.20} = 48.82$

Вредност коефицијента η је једнака 1.20 за челике S235, S275, S355 и S460. Ребро задовољава потребан услов и нема опасности од избочавања смицањем.

Интеракција савијања и смицања

Носач је статичког система просте греде и како је оптерећен равномерно расподељеним оптерећењем није потребно проверавати интеракцију дејстава момента савијања и смичуће силе.

Бочно торзионо извијање

Сматра се да је челична греда континуално бочно придржана челичним профилисаним лимом у току грађења. Да би се обезбедило бочно придржавање носача лим мора бити фиксиран за греду заваривањем можданика кроз профилисани лим.

Фаза експлоатације

А) Контрола момента носивости

Срачунато оптерећење у ФАЗИ 2 прихвата спрегнути пресек.

Ефективна ширина бетонске плоче: $b_{eff} = \min(2L/8; \lambda) = 2.50 \text{ m}$

Висина бетонске плоче изнад горње ивице профилисаног лима: $h_c = 70 \text{ mm}$

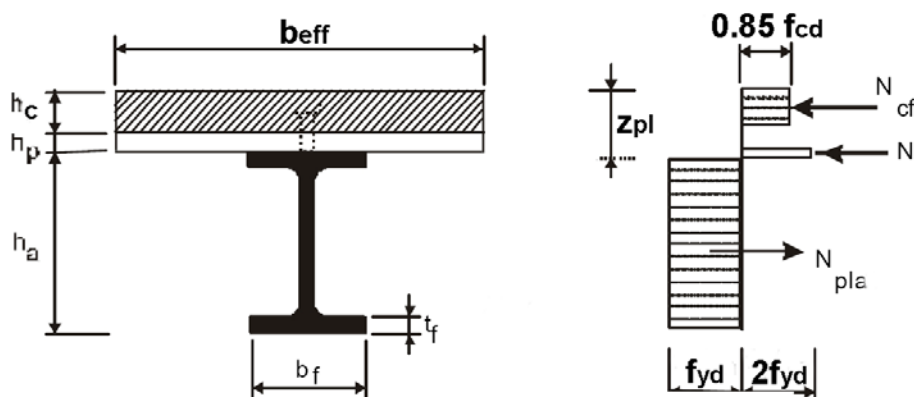
Нормална сила потпуно пластификованог бетона: $N_{cf} = 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c = 2975 \text{ kN}$

Нормална сила потпуно пластификованог челичног профила: $N_{pl,a} = A_a f_y = 3507 \text{ kN}$

Нормална сила потпуно пластификоване горње ножице: $N_f' = f_{yd} b_f t_f = 984.8 \text{ kN}$

$$N_{pl,a} = 3507 \text{ kN} < N_{cf} + 2N_f' = 4944.6 \text{ kN}$$

Пластична неутрална оса се налази у горњој ножици челичног профила



Положај пластичне неутралне осе:
$$z_{pl} = h + \frac{N_{pl,a} - N_{cf}}{2 \times f_{yd} \times b_f} = 15 + \frac{3507 - 2975}{2 \times 35.5 \times 19.0} = 15.39 \text{ cm}$$

Из услова равнотеже момената савијања у односу на горњу ивицу бетонске плоче одређује се момент пуне пластичности.

Момент пуне пластичности:
$$M_{pl,Rd,2} = N_{pl,a} \times \left(z_a - \frac{h_c}{2}\right) - 2f_{yd}b_f \times (z_{pl} - h) \times \frac{z_{pl} + h_p}{2}$$

$$M_{pl,Rd,2} = 3507 \times \left(15.0 + \frac{45.0}{2} - \frac{7.0}{2}\right) - 2 \times 35.5 \times 19.0 \times (15.39 - 15.0) \times \frac{15.39 + 8.0}{2} = 1130.9 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2} = 744.74 \text{ kNm} < M_{pl,Rd,2} = 1130.9 \text{ kNm}$$

Б) Контрола смичућих напона при вертикалном смицању

Површина смицања $A_v = 43.99 \text{ cm}^2$

Носивост при вертикалном смицању
$$V_{pl,Rd,2} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{43.99}{\sqrt{3}} \times \frac{355}{1.00} = 901.66 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2} = 192.19 \text{ kN} < V_{pl,Rd,2} = 901.66 \text{ kN}$$

Прорачун можданика

Прво је потребно одредити подужну силу смицања у бетонској плочи V_1 . Утицај подужне арматуре у бетонској плочи се може занемарити.

Површина бетонске плоче $A_c = h_c b_{eff} = 7 \times 250 = 1750 \text{ cm}^2$

Носивост челичног носача $F_{cf,1} = A_a f_y = 3507 \text{ kN}$

Носивост бетонског дела пресека $F_{cf,2} = 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c = 2975 \text{ kN}$

Максимална смичућа сила $V_1 = \min(F_{cf,1}; F_{cf,2}) = 2975 \text{ kN}$

А) Носивост можданика

Коефицијент α је функција односа висине и пречника можданика. За $h_{sc}/d > 4 \rightarrow \alpha = 1$.

Лом можданика $P_{Rd1} = 0,8 f_u \pi d_s^2/4 1/\gamma_V = 109.48 \text{ kN}$

Лом гњечењем бетона $P_{Rd2} = 0,29 \alpha d_s^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} 1/\gamma_V = 111.73 \text{ kN}$

Челични носач се спреже са плочом на профилисаном лиму па се носивост можданика мора помножити редукционим коефицијентом. Претпостављају се по два можданика у ребру профилисаног лима. Како су ребра плоче управна на осу носача срачунава се вредност редукционог коефицијента:

$$\text{Редукциони коефицијент} \quad k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_R}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0.7}{\sqrt{2}} \times \frac{133.8}{80} \times \left(\frac{125}{80} - 1 \right) = 0.466$$

$$\text{Носивост можданика} \quad P_{Rd} = k_t \min(P_{Rd1}; P_{Rd2}) = 0.466 \times 109.48 = 50.98 \text{ kN}$$

Потребан број можданика за пун смичући спој на половини распона $n_{pot} = 58.4 \text{ kom}$

Усвојено $n_{usv} = 60 \text{ kom}$

Б) Максималан број можданика – по два можданика у свако ребро профилисаног лима – на половини распона

Размак можданика – оговара размаку ребара профилисаног лима $b_s = 300 \text{ mm}$

$$\text{Максималан број можданика} \quad n_{max} = \frac{L}{b_s} = \frac{15.5}{0.3} = 51.6 \text{ kom}$$

Максималан број можданика није довољан да обезбеди да се у критичном пресеку оствари момент пуне пластичности. Из конструктивних разлога се не може поставити потребан број можданика за пун смичући спој. Сада се одређује потребан број можданика за пренос прорачунског момента савијања M_{Ed2} .

$$M_{Ed2} = 744.74 \text{ kNm}$$

$$M_{a,pl,Rd} = 603.86 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd,2} = 1130.90 \text{ kNm}$$

Вредност подужне смичуће силе да би се остварио пластични момент носивости неопходан за пренос прорачунског момента савијања M_{Ed2} износи:

$$F_c = V_I \frac{M_{Ed,2} - M_{a,pl,Rd}}{M_{pl,Rd,2} - M_{a,pl,Rd}} = 2975 \times \frac{744.74 - 603.86}{1130.90 - 603.86} = 795.23 \text{ kN}$$

Минималан потребан број можданика на половини распона

$$n_{min} = \frac{2F_c}{P_{Rd}} = \frac{2 \times 795.23}{50.98} = 31.2 \text{ kom}$$

Усваја се максималан могући број можданика

$$n_{usv} = 52 \text{ kom}$$

Минималан потребан број можданика који се сме поставити на носач мора да задовољи следеће услове:

$$\eta = \frac{n_{usv}}{n_{pot}} = \frac{52}{58.4} = 0.891 > 1 - \frac{355MPa}{f_y} (0.75 - 0.03L) = 1 - \frac{355MPa}{355MPa} (0.75 - 0.03 \times 15.5) = 0.715$$

$$\eta = \frac{n_{usv}}{n_{pot}} = \frac{52}{58.4} = 0.891 > 0.4$$

$$\frac{M_{pl,Rd,2}}{M_{a,pl,Rd}} = \frac{1130.90}{906.86} = 1.87 < 2.50$$

На носачу се поставља $2 \times 52 = 104$ еластичних чеп можданика на једнаким растојањима.

В) Парцијални подужни смичући спој који је формиран са 104 еластична чеп можданика

Сила коју могу да пренесу можданици

$$N_c = n_{usv} \times P_{Rd} = 2651 \text{ kN}$$

Пластична неутрална оса је у бетонској плочи

$$z_{pl,1} = \frac{N_c}{0.85 \times b_{eff} f_{cd}} = \frac{2651}{0.85 \times 250 \times 20.0} = 62.38 \text{ mm}$$

Пластична неутрална оса у челичном делу попречног пресека се одређује из услова равнотеже нормалних сила

$$z_a = h_a/2 + h = 375 \text{ mm}$$

Нормална сила пластификованог челичног дела пресека

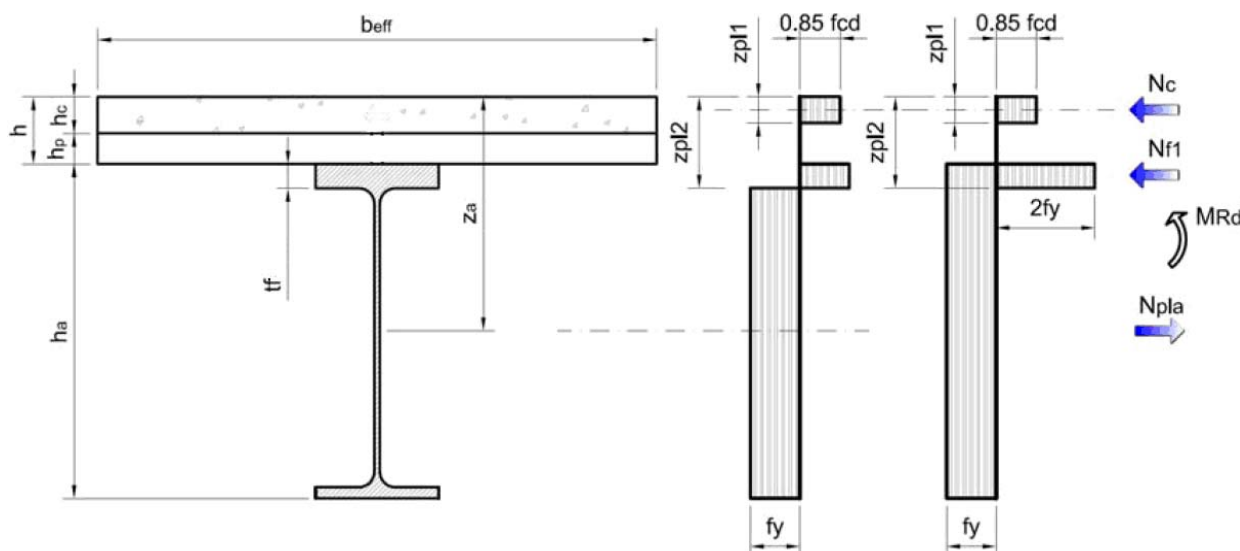
$$N_{pl,a} = 3507 \text{ kN}$$

$$N_f = 2 f_{yd} b_f t_f = 1969 \text{ kN}$$

$$N_c + N_f = 4620 \text{ kN}$$

Пластична неутрална оса је у горњој ножици чел. носача

$$N_{pl,a} < N_c + N_f$$



$$z_{pl,2} = h + \frac{N_{pl,a} - N_c}{2 \times f_{yd} \times b_f} = 15.0 + \frac{3507 - 2651}{2 \times 35.5 \times 19.0} = 15.63 \text{ cm}$$

$$N_{f1} = 2 f_{yd} b_f (z_{pl,2} - h) = 2 \times 35.5 \times 19.0 \times (15.63 - 15.0) = 856.4 \text{ kN}$$

Пластични момент носивости

$$M_{Rd,2} = 1101.41 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,2} = 744.74 \text{ kNm} < M_{Rd,2} = 1101.41 \text{ kNm}$$

Подужно смицање бетонске плоче

$$\Delta F_d = N_d/2 = 1325.5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \Delta x) = 2.443 \text{ MPa}$$

$$\Delta x = L/2 = 7.75 \text{ m}$$

$$h_f = h_c$$

А) Носивост притиснутих бетонских дијагонала

$$\text{Коефицијент} \quad \nu = 0.6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}\right) = 0.6 \times \left(1 - \frac{30}{250 \text{ MPa}}\right) = 0.528$$

Усвојен угао

$$\Theta = 45^\circ$$

$$\nu f_{cd} \sin \Theta \cos \Theta = 5.28 \text{ MPa} > V_{Ed} = 2.44 \text{ MPa}$$

Б) Попречна арматура

Усваја се размак шипки арматуре

$$s_f = 150 \text{ mm}$$

Потребна површина једне шипке за усвојен размак

$$A_{sf} = V_{Ed} h_f \tan \Theta s_f / f_{sd} = 0.702 \text{ cm}^2$$

Усвојено R@10/150 у оба правца (арматурна мрежа Q525).

Гранично стање употребљивости

Ради елиминисања угиба од оптерећења у ФАЗИ 1 носач се изводи са надвишењем.

$$\text{Утицаји у ФАЗИ 1} \quad q_{u1} = g \times \lambda + g_1 + q_1 \times \lambda = 2.80 \times 2.50 + 0.80 + 1.50 \times 2.50 = 11.55 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Утицаји у ФАЗИ 2} \quad q_{u2} = (\Delta g + p) \times \lambda = (1.45 + 2.50) \times 2.50 = 9.88 \text{ kN/m}^2$$

Угиб у средини распона у првој фази

$$\delta_1 = 122.51 \text{ mm}$$

Однос модула еластичности

$$n_t = E_a / (E_{cm}/3) = 19.091$$

$$b_e = b_{eff} / n_t = 130.95 \text{ mm}$$

Ефективна површина бетонске плоче

$$A_{c,e} = b_e \times h_c = 91.67 \text{ cm}^2$$

А) Геометријске карактеристике спрегнутог пресека	$A_i = A_a + A_{c,e} =$	190.47 cm^2
	$e_i = \frac{A_a (\frac{h_a}{2} + h) + A_{ce} \frac{h_c}{2}}{A_i} =$	21.137 cm
	$I_{cy} = 1/12 b_{eff} h_c^3 =$	7146 cm^4
	$I_i =$	89082 cm^4
Угиб у средини распона у другој фази	$\delta_2 =$	39.67 mm
Предвиђено је надвишење носача од 110 mm .		
Укупан угиб носача са узимањем у обзир надвишења	$\delta_1 + \delta_2 =$	52.19 mm

$$\delta_1 + \delta_2 = 52.19 \text{ mm} < \delta_{доп} = L / 250 = 62.00 \text{ mm}$$

3.8.3 ПРОРАЧУН ПОДНИХ НОСАЧА **POS PN2**

Прорачун је у свему исти као прорачун претходних спрегнутих греда – подних носача, па ће бити приказан у нешто скраћеном облику.

Наведене спрегнуте се изводе без привремених ослонаца. За израду је такође коришћен профилисани лим **ComFlor® 80**, бетон класе чврстоће С30/37, ребраста арматура S420 и еластични чеп можданици са главом пречника 22 mm и висине 130 mm.

Претпостављају се подни носачи **IPE 300**.

Распон носача	$L =$	10.50 m
Размак носача	$\lambda =$	2.50 m
Стално оптерећење	$g =$	2.80 kN/m^2
Сопствена тежина подних носача IPE 300	$g_1 =$	0.40 kN/m
Додатно стално оптерећење	$\Delta g =$	1.45 kN/m^2
Корисно оптерећење	$p =$	2.50 kN/m^2
Оптерећење у току грађења	$q_1 =$	1.50 kN/m^2

Прорачун утицаја у конструкцији

Посматра се пресек у средини распона просте греде за прорачун момената савијања и пресек над ослономцем за прорачун трансверзалних сила.

Утицаји у ФАЗИ 1	$q_{u1} =$	15.62 kN/m
Утицаји у ФАЗИ 2	$q_{u2} =$	24.26 kN/m

Прорачунски момент савијања у ФАЗИ 1
Прорачунска трансверзална сила у ФАЗИ 1

$$M_{Ed,1} = 215.19 \text{ kNm}$$

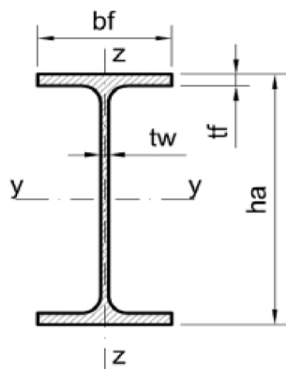
$$V_{Ed,1} = 81.98 \text{ kN}$$

Прорачунски момент савијања у ФАЗИ 2
Прорачунска трансверзална сила у ФАЗИ 2

$$M_{Ed,2} = 334.32 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,2} = 127.36 \text{ kN}$$

Контрола граничног стања носивости



$$h_a = 300 \text{ mm}$$

$$d = 278.6 \text{ mm}$$

$$b_f = 160 \text{ mm}$$

$$t_f = 10.7 \text{ mm}$$

$$t_w = 7.1 \text{ mm}$$

$$r = 15 \text{ mm}$$

$$A_a = 53.8 \text{ cm}^2$$

$$I_{a,y} = 8360 \text{ cm}^4$$

$$W_{el,y} = 557 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 628 \text{ cm}^3$$

Класификација попречног пресека

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Горња ножица $\frac{b_f}{2t_f} = \frac{160}{2 \times 10.7} = 7.48 < 10\varepsilon = 10 \times 0.81 = 8.10$

КЛАСА 1

Ребро $\frac{d}{t_w} = \frac{278.6}{7.1} = 39.24 < 72\varepsilon = 72 \times 0.81 = 58.32$

КЛАСА 1

Попречни пресек је КЛАСЕ 1.

Пластични момент носивости попречног пресека

$$M_{a,pl,Rd} = f_y \times W_{pl,y}$$

$$M_{a,pl,Rd} = 355 \times 628 = 222.94 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,1} = 215.19 \text{ kNm} < M_{a,pl,Rd} = 222.94 \text{ kNm}$$

Површина смицања

$$A_v = 22.15 \text{ cm}^2$$

Носивост при вертикалном смицању

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{22.15}{\sqrt{3}} \times \frac{355}{1.00} = 454.03 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1} = 81.98 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 454.03 \text{ kN}$$

Избочавање ребра смицањем

$$\frac{d}{t_w} = \frac{278.6}{7.1} = 39.24 < \frac{72\varepsilon}{\eta} = \frac{72 \times 0.81}{1.20} = 48.82$$

Вредност коефицијента η је једнака 1.20 за челике S235, S275, S355 и S460. Ребро задовољава потребан услов и нема опасности од избочавања смицањем.

Интеракција савијања и смицања

Носач је статичког система просте греде и како је оптерећен равномерно расподељеним оптерећењем није потребно проверавати интеракцију дејстава момента савијања и смичуће силе.

Бочно торзионо извијање

Сматра се да је челична греда континуално бочно придржана челичним профилисаним лимом у току грађења. Да би се обезбедило бочно придржавање носача лим мора бити фиксиран за греду заваривањем можданика кроз профилисани лим.

Фаза експлоатације

А) Контрола момента носивости

Срачунато оптерећење у ФАЗИ 2 прихвата спрегнути пресек.

Ефективна ширина бетонске плоче:

$$b_{eff} = \min(2L/8; \lambda) = 2.50 \text{ m}$$

Висина бетонске плоче изнад горње ивице профилизованог лима:

$$h_c = 70 \text{ mm}$$

Нормална сила потпуно пластификованог бетона:

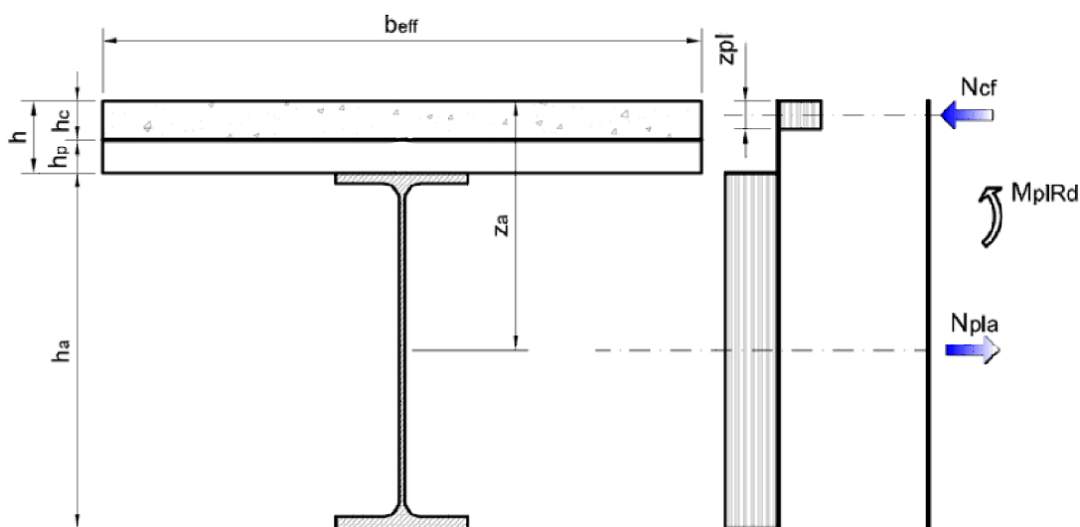
$$N_{cf} = 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c = 2975 \text{ kN}$$

Нормална сила потпуно пластификованог челичног профила:

$$N_{pl,a} = A_a f_y = 1910 \text{ kN}$$

$$N_{pl,a} = 1910 \text{ kN} < N_{cf} = 2975 \text{ kN}$$

Пластична неутрална оса се налази у бетонској плочи.



Из услова равнотеже момената савијања у односу на горњу ивицу бетонске плоче одређује се пластични момент носивости попречног пресека.

$$M_{pl,Rd,2} = N_{pl,a} \times \left(z_a - \frac{z_{pl}}{2} \right) = 1910 \times \frac{(15.0 + 15.0 - \frac{4.494}{2})}{100} = 530.06 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2} = 334.32 \text{ kNm} < M_{pl,Rd,2} = 530.06 \text{ kNm}$$

Б) Контрола смичућих напона при вертикалном смицању

Површина смицања $A_v = 22.15 \text{ cm}^2$

Носивост при вертикалном смицању $V_{pl,Rd,2} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{22.15}{\sqrt{3}} \times \frac{355}{1.00} = 454.03 \text{ kN}$

$$V_{Ed,2} = 127.36 \text{ kN} < V_{pl,Rd,2} = 454.03 \text{ kN}$$

Прорачун можданика

Површина бетонске плоче $A_c = h_c b_{eff} = 7 \times 250 = 1750 \text{ cm}^2$

Носивост челичног носача $F_{cf,1} = A_a f_y = 1910 \text{ kN}$

Носивост бетонског дела пресека $F_{cf,2} = 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c = 2975 \text{ kN}$

Максимална смичућа сила $V_I = \min(F_{cf,1}; F_{cf,2}) = 1910 \text{ kN}$

А) Носивост можданика

Коефицијент α је функција односа висине и пречника можданика. За $h_{sc}/d > 4 \rightarrow \alpha = 1$.

Лом можданика $P_{Rd1} = 0,8 f_u \pi d_s^2 / 4 \cdot 1/\gamma_v = 109.48 \text{ kN}$

Лом гњечењем бетона $P_{Rd2} = 0,29 \alpha d_s^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} \cdot 1/\gamma_v = 111.73 \text{ kN}$

Претпостављају се по два можданика у ребру профилисаног лима.

Редукциони коефицијент $k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_R}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0.7}{\sqrt{2}} \times \frac{133.8}{80} \times \left(\frac{125}{80} - 1 \right) = 0.466$

Носивост можданика $P_{Rd} = k_t \min(P_{Rd1}; P_{Rd2}) = 0.466 \times 109.48 = 50.98 \text{ kN}$

Потребан број можданика за пун смичући спој на половини распона $n_{pot} = 37.5 \text{ kom}$

Усвојено $n_{usv} = 38 \text{ kom}$

Б) Максималан број можданика – по два можданика у свако ребро профилисаног лима – на половини распона

Размак можданика – одговара размаку ребара профилисаног лима $b_s = 300 \text{ mm}$

Максималан број можданика

$$n_{\max} = \frac{L}{b_s} = \frac{10.5}{0.3} = \mathbf{35 \text{ kom}}$$

Максималан број можданика није довољан да обезбеди да се у критичном пресеку оствари момент пуне пластичности.

$$M_{Ed2} = 334.32 \text{ kNm}$$

$$M_{a,pl,Rd} = 222.94 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd,2} = 530.06 \text{ kNm}$$

$$F_c = V_1 \frac{M_{Ed,2} - M_{a,pl,Rd}}{M_{pl,Rd,2} - M_{a,pl,Rd}} = 1910 \times \frac{334.32 - 222.94}{530.06 - 222.94} = 692.6 \text{ kN}$$

Минималан потребан број можданика на половини распона

$$n_{\min} = \frac{2F_c}{P_{Rd}} = \frac{2 \times 692.6}{50.98} = 27.2 \text{ kom}$$

Усваја се максималан могући број можданика

$$n_{usv} = \mathbf{34 \text{ kom}}$$

Минималан потребан број можданика који се сме поставити на носач мора да задовољи следеће услове:

$$\eta = \frac{n_{usv}}{n_{pot}} = \frac{34}{37.5} = 0.908 > 1 - \frac{355 \text{ MPa}}{f_y} (0.75 - 0.03L) = 1 - \frac{355 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa}} (0.75 - 0.03 \times 10.5) = 0.565$$

$$\eta = \frac{n_{usv}}{n_{pot}} = \frac{34}{37.5} = 0.908 > 0.4$$

$$\frac{M_{pl,Rd,2}}{M_{a,pl,Rd}} = \frac{530.06}{222.94} = 2.38 < 2.50$$

На носачу се поставља $2 \times 34 = 68$ еластичних чеп можданика.

В) Парцијални подужни смичући спој који је формиран са 68 еластичних чеп можданика

Сила коју могу да пренесу можданици

$$N_c = n_{usv} \times P_{Rd} = 1733 \text{ kN}$$

Пластична неутрална оса је у бетонској плочи

$$z_{pl,1} = \frac{N_c}{0.85 \times b_{eff} f_{cd}} = \frac{1733}{0.85 \times 250 \times 20.0} = 40.78 \text{ mm}$$

Пластична неутрална оса у челичном делу попречног пресека се одређује из услова равнотеже нормалних сила

$$z_a = h_a/2 + h = 300 \text{ mm}$$

Нормална сила пластификованог челичног дела пресека

$$N_{pl,a} = 1910 \text{ kN}$$

$$N_f = 2 f_{yd} b_f t_f = 1216 \text{ kN}$$

$$N_c + N_f = 2949 \text{ kN}$$

Пластична неутрална оса је у горњој ножици чел. носача $N_{pl,a} < N_c + N_f$

$$z_{pl,2} = h + \frac{N_{pl,a} - N_c}{2 \times f_{yd} \times b_f} = 15.0 + \frac{1910 - 1733}{2 \times 35.5 \times 15.0} = 15.16 \text{ cm}$$

$$N_{f1} = 2 f_{yd} b_f (z_{pl,2} - h) = 2 \times 35.5 \times 15.0 \times (15.16 - 15.0) = 176.6 \text{ kN}$$

Пластични момент носивости

$$M_{Rd,2} = 511.0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,2} = 334.32 \text{ kNm} < M_{Rd,2} = 511.0 \text{ kNm}$$

Подужно смицање бетонске плоче

$$\Delta F_d = N_d / 2 = 866.7 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \Delta x) = 2.358 \text{ MPa}$$

$$\Delta x = L/2 = 5.25 \text{ m}$$

$$h_f = h_c$$

$$\nu f_{cd} \sin \theta \cos \theta = 5.28 \text{ MPa} > V_{Ed} = 2.36 \text{ MPa}$$

Усваја се размак шипки арматуре

$$s_f = 150 \text{ mm}$$

Потребна површина једне шипке за усвојен размак

$$A_{sf} = V_{Ed} h_f \tan \theta s_f / f_{sd} = 0.678 \text{ cm}^2$$

Усвојено R@10/150 у оба правца (арматурна мрежа Q525).

Гранично стање употребљивости

Ради елиминисања угиба од оптерећења у ФАЗИ 1 носач се изводи са надвишењем.

$$\text{Утицаји у ФАЗИ 1} \quad q_{u1} = g \times \lambda + g_1 + q_1 \times \lambda = 2.80 \times 2.50 + 0.40 + 1.50 \times 2.50 = 11.15 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Утицаји у ФАЗИ 2} \quad q_{u2} = (\Delta g + p) \times \lambda = (1.45 + 2.50) \times 2.50 = 9.88 \text{ kN/m}^2$$

Угиб у средини распона у првој фази

$$\delta_1 = 100.52 \text{ mm}$$

Однос модула еластичности

$$n_t = E_a / (E_{cm}/3) = 19.091$$

$$b_e = b_{eff} / n_t = 130.95 \text{ mm}$$

Ефективна површина бетонске плоче

$$A_{c,e} = b_e \times h_c = 91.67 \text{ cm}^2$$

Геометријске карактеристике спрегнутог пресека

$$A_i = A_a + A_{c,e} = 145.47 \text{ cm}^2$$

$$e_i = \frac{A_a \left(\frac{h_a}{2} + h \right) + A_{ce} \frac{h_c}{2}}{A_i} = 13.301 \text{ cm}$$

$$I_{cy} = 1/12 b_{\text{eff}} h_c^3 = 7146 \text{ cm}^4$$

$$I_i = 32542 \text{ cm}^4$$

Угиб у средини распона у другој фази

$$\delta_2 = 22.87 \text{ mm}$$

Предвиђено је надвишење носача од **90 mm**.

Укупан угиб носача са узимањем у обзир надвишења

$$\delta_1 + \delta_2 = 33.39 \text{ mm}$$

$$\delta_1 + \delta_2 = 33.39 \text{ mm} < \delta_{\text{dop}} = L / 250 = 42.00 \text{ mm}$$

3.8.4 ПРОРАЧУН ПОДНИХ НОСАЧА

POS PN3

Претпостављају се подни носачи **IPE 240**.

Распон носача

$$L = 5.05 \text{ m}$$

Размак носача

$$\lambda = 2.50 \text{ m}$$

Стално оптерећење

$$g = 2.80 \text{ kN/m}^2$$

Сопствена тежина подних носача **IPE 240**

$$g_1 = 0.30 \text{ kN/m}$$

Додатно стално оптерећење

$$\Delta g = 1.45 \text{ kN/m}^2$$

Корисно оптерећење

$$p = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

Оптерећење у току грађења

$$q_1 = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

Прорачун утицаја у конструкцији

Посматра се пресек у средини распона просте греде за прорачун момената савијања и пресек над ослонцем за прорачун трансверзалних сила.

Утицаји у ФАЗИ 1 $q_{u1} = 15.48 \text{ kN/m}$

Утицаји у ФАЗИ 2 $q_{u2} = 24.12 \text{ kN/m}$

Прорачунски момент савијања у ФАЗИ 1

$$M_{Ed,1} = 49.35 \text{ kNm}$$

Прорачунска трансверзална сила у ФАЗИ 1

$$V_{Ed,1} = 39.09 \text{ kN}$$

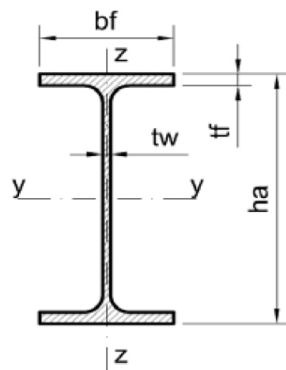
Прорачунски момент савијања у ФАЗИ 2

$$M_{Ed,2} = 76.90 \text{ kNm}$$

Прорачунска трансверзална сила у ФАЗИ 2

$$V_{Ed,2} = 60.91 \text{ kN}$$

Контрола граничног стања носивости



$$\begin{aligned}
 h_a &= 240 \text{ mm} \\
 d &= 220.4 \text{ mm} \\
 b_f &= 120 \text{ mm} \\
 t_f &= 9.8 \text{ mm} \\
 t_w &= 6.2 \text{ mm} \\
 r &= 15 \text{ mm} \\
 A_a &= 39.1 \text{ cm}^2 \\
 I_{a,y} &= 3890 \text{ cm}^4 \\
 W_{el,y} &= 324 \text{ cm}^3 \\
 W_{pl,y} &= 366 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Класификација попречног пресека

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\text{Горња ножица} \quad \frac{b_f}{2t_f} = \frac{120}{2 \times 9.8} = 6.12 < 10\varepsilon = 10 \times 0.81 = 8.10 \quad \text{КЛАСА 1}$$

$$\text{Ребро} \quad \frac{d}{t_w} = \frac{220.4}{6.2} = 35.55 < 72\varepsilon = 72 \times 0.81 = 58.32 \quad \text{КЛАСА 1}$$

Попречни пресек је КЛАСЕ 1.

$$\begin{aligned}
 \text{Пластични момент носивости попречног пресека} \quad M_{a,pl,Rd} &= f_y \times W_{pl,y} \\
 M_{a,pl,Rd} &= 355 \times 366 = 129.93 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_{Ed,1} = 49.35 \text{ kNm} < M_{a,pl,Rd} = 129.93 \text{ kNm}$$

$$\text{Површина смицања} \quad A_v = 15.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Носивост при вертикалном смицању} \quad V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15.48}{\sqrt{3}} \times \frac{355}{1.00} = 317.18 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1} = 39.09 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 317.18 \text{ kN}$$

$$\text{Избочавање ребра смицањем} \quad \frac{d}{t_w} = \frac{220.4}{6.2} = 35.55 < \frac{72\varepsilon}{\eta} = \frac{72 \times 0.81}{1.20} = 48.82$$

Вредност коефицијента η је једнака 1.20 за челике S235, S275, S355 и S460. Ребро задовољава потребан услов и нема опасности од избочавања смицањем.

Интеракција савијања и смицања

Носач је статичког система просте греде и како је оптерећен равномерно расподељеним оптерећењем није потребно проверавати интеракцију дејства момента савијања и смичуће силе.

Бочно торзионо извијање

Сматра се да је челична греда континуално бочно придржана челичним профилисаним лимом у току грађења. Да би се обезбедило бочно придржавање носача лим мора бити фиксиран за греду заваривањем можданика кроз профилисани лим.

Фаза експлоатације

А) Контрола момента носивости

Срачунато оптерећење у ФАЗИ 2 прихвата спрегнути пресек.

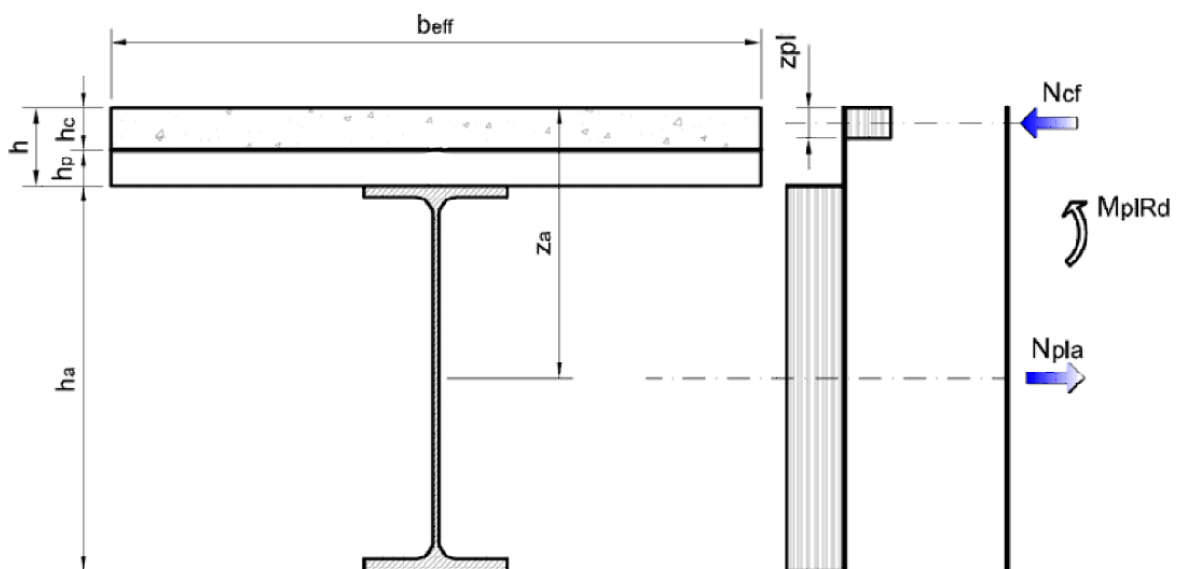
Ефективна ширина бетонске плоче: $b_{eff} = \min(2L/8; \lambda) = 1.26 \text{ m}$

Нормална сила потпуно пластификованог бетона: $N_{cf} = 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c = 1502 \text{ kN}$

Нормална сила потпуно пластификованог челичног профила: $N_{pl,a} = A_a f_y = 1388 \text{ kN}$

$$N_{pl,a} = 1388 \text{ kN} < N_{cf} = 1502 \text{ kN}$$

Пластична неутрална оса се налази у бетонској плочи.



Из услова равнотеже момената савијања у односу на горњу ивицу бетонске плоче одређује се пластични момент носивости попречног пресека.

$$M_{pl,Rd,2} = N_{pl,a} \times \left(z_a - \frac{z_{pl}}{2} \right) = 1388 \times \frac{(15.0 + 12.0 - \frac{6.467}{2})}{100} = 329.89 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2} = 76.90 \text{ kNm} < M_{pl,Rd,2} = 329.89 \text{ kNm}$$

Б) Контрола смичућих напона при вертикалном смицању

Површина смицања $A_v = 15.48 \text{ cm}^2$

Носивост при вертикалном смицању $V_{pl,Rd,2} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15.48}{\sqrt{3}} \times \frac{355}{1.00} = 317.18 \text{ kN}$

$$V_{Ed,2} = 60.91 \text{ kN} < V_{pl,Rd,2} = 317.18 \text{ kN}$$

Прорачун можданика

Површина бетонске плоче $A_c = h_c b_{eff} = 7 \times 126 = 883.75 \text{ cm}^2$
 Носивост челичног носача $F_{cf,1} = A_a f_y = 1388 \text{ kN}$
 Носивост бетонског дела пресека $F_{cf,2} = 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c = 1502 \text{ kN}$

Максимална смичућа сила $V_I = \min(F_{cf,1}; F_{cf,2}) = 1388 \text{ kN}$

А) Носивост можданика

Коефицијент α је функција односа висине и пречника можданика. За $h_{sc}/d > 4 \rightarrow \alpha = 1$.

Лом можданика $P_{Rd1} = 0,8 f_u \pi d_s^2 / 4 \cdot 1/\gamma_v = 109.48 \text{ kN}$
 Лом гњечењем бетона $P_{Rd2} = 0,29 \alpha d_s^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} \cdot 1/\gamma_v = 111.73 \text{ kN}$

Претпостављају се по два можданика у ребру профилисаног лима.

Редукциони коефицијент $k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_R}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) = \frac{0.7}{\sqrt{2}} \times \frac{133.8}{80} \times \left(\frac{125}{80} - 1\right) = 0.466$

Носивост можданика $P_{Rd} = k_t \min(P_{Rd1}; P_{Rd2}) = 0.466 \times 109.48 = 50.98 \text{ kN}$

Потребан број можданика за пун смичући спој на половини распона $n_{pot} = 27.2 \text{ kom}$

Б) Максималан број можданика – по два можданика у свако ребро профилисаног лима – на половини распона

Размак можданика – одговара размаку ребара профилисаног лима $b_s = 300 \text{ mm}$

Максималан број можданика $n_{max} = \frac{L}{b_s} = \frac{5.05}{0.3} = 16 \text{ kom}$

Усваја се максималан могући број можданика $n_{usv} = 16 \text{ kom}$

Минималан потребан број можданика који се сме поставити на носач мора да задовољи следеће услове:

$$\eta = \frac{n_{usv}}{n_{pot}} = \frac{16}{27.2} = 0.588 > 1 - \frac{355 \text{ MPa}}{f_y} (0.75 - 0.03L) = 1 - \frac{355 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa}} (0.75 - 0.03 \times 5.05) = 0.402$$

$$\eta = \frac{n_{usv}}{n_{pot}} = \frac{16}{27.2} = 0.588 > 0.4$$

$$\frac{M_{pl,Rd,2}}{M_{a,pl,Rd}} = \frac{329.89}{129.93} = 2.51 \approx 2.50$$

На носачу се поставља $2 \times 16 = 32$ еластична чеп можданика.

В) Парцијални подужни смичући спој који је формиран са 32 еластична чеп можданика

Сила коју могу да пренесу можданици $N_c = n_{usv} \times P_{Rd} = 816 \text{ kN}$

Пластична неутрална оса је у бетонској плочи

$$z_{pl,1} = \frac{N_c}{0.85 \times b_{eff} f_{cd}} = \frac{816}{0.85 \times 126 \times 20.0} = 38.00 \text{ mm}$$

Пластична неутрална оса у челичном делу попречног пресека се одређује из услова равнотеже нормалних сила

$$z_a = h_a/2 + h = 270 \text{ mm}$$

Нормална сила пластификованог челичног дела пресека

$$N_{pl,a} = 1388 \text{ kN}$$

$$N_f = 2 f_{yd} b_f t_f = 835 \text{ kN}$$

$$N_c + N_f = 1651 \text{ kN}$$

Пластична неутрална оса је у горњој ножици чел. носача $N_{pl,a} < N_c + N_f$

$$z_{pl,2} = h + \frac{N_{pl,a} - N_c}{2 \times f_{yd} \times b_f} = 15.0 + \frac{1388 - 816}{2 \times 35.5 \times 12.0} = 15.67 \text{ cm}$$

$$N_{f1} = 2 f_{yd} b_f (z_{pl,2} - h) = 2 \times 35.5 \times 12.0 \times (15.67 - 15.0) = 572.4 \text{ kN}$$

Пластични момент носивости

$$M_{Rd,2} = 271.5 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2} = 76.90 \text{ kNm} < M_{Rd,2} = 271.5 \text{ kNm}$$

Подужно смицање бетонске плоче

$$\Delta F_d = N_d/2 = 407.8 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \Delta x) = 2.307 \text{ MPa}$$

$$\Delta x = L/2 = 2.53 \text{ m}$$

$$h_f = h_c$$

$$\nu f_{cd} \sin \theta \cos \theta = 5.28 \text{ MPa} > V_{Ed} = 2.31 \text{ MPa}$$

Усваја се размак шипки арматуре

$$s_f = 150 \text{ mm}$$

Потребна површина једне шипке за усвојен размак

$$A_{sf} = V_{Ed} h_f \tan \Theta s_f / f_{sd} = 0.663 \text{ cm}^2$$

Усвојено RØ10/150 у оба правца (арматурна мрежа Q525).

Гранично стање употребљивости

Ради елиминисања угиба од оптерећења у ФАЗИ 1 носач се изводи са надвишењем.

Утицаји у ФАЗИ 1 $q_{u1} = g \times \lambda + g_1 + q_1 \times \lambda = 2.80 \times 2.50 + 0.40 + 1.50 \times 2.50 = 11.05 \text{ kN/m}^2$

Утицаји у ФАЗИ 2 $q_{u2} = (\Delta g + p) \times \lambda = (1.45 + 2.50) \times 2.50 = 9.88 \text{ kN/m}^2$

Угиб у средини распона у првој фази

$$\delta_1 = 11.46 \text{ mm}$$

Однос модула еластичности

$$n_t = E_a / (E_{cm}/3) = 19.091$$

$$b_e = b_{eff} / n_t = 66.13 \text{ mm}$$

Ефективна површина бетонске плоче

$$A_{c,e} = b_e \times h_c = 46.29 \text{ cm}^2$$

А) Геометријске карактеристике спрегнутог пресека

$$A_i = A_a + A_{c,e} = 85.39 \text{ cm}^2$$

$$e_i = \frac{A_a \left(\frac{h_a}{2} + h \right) + A_{ce} \frac{h_c}{2}}{A_i} = 14.26 \text{ cm}$$

$$I_{cy} = 1/12 b_{eff} h_c^3 = 3609 \text{ cm}^4$$

$$I_i = 15785 \text{ cm}^4$$

Угиб у средини распона у другој фази

$$\delta_2 = 2.52 \text{ mm}$$

Укупан угиб носача

$$\delta_1 + \delta_2 = 13.98 \text{ mm}$$

$$\delta_1 + \delta_2 = 13.98 \text{ mm} < \delta_{dop} = L / 250 = 20.2 \text{ mm}$$

3.8.5 ПРОРАЧУН ПОДНИХ НОСАЧА

POS PN4, POS PN5, POS PN6

Наведени носачи прихватају оптерећење са двоструко мање утицајне површине него претходно анализирани носачи. Распони су:

POS PN4 $L = 5.00 \text{ m}$

POS PN5 $L = 5.05 \text{ m}$

POS PN6 $L = 5.50 \text{ m}$

Утицајна ширина

$$\lambda = 1.25 \text{ m}$$

Анализа ће се извршити према носачима са највећим распонем (**POS PN6**), а за све носаче се усваја исти попречни пресек (профил).

Претпостављају се подни носачи **IPE 160**.

Стално оптерећење

$$g = 2.80 \text{ kN/m}^2$$

Сопствена тежина подних носача **IPE 160**

$$g_1 = 0.20 \text{ kN/m}$$

Додатно стално оптерећење

$$\Delta g = 1.45 \text{ kN/m}^2$$

Корисно оптерећење

$$p = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

Оптерећење у току грађења

$$q_1 = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

Прорачун утицаја у конструкцији

Утицаји у ФАЗИ 1

$$q_{u1} = 7.81 \text{ kN/m}$$

Утицаји у ФАЗИ 2

$$q_{u2} = 12.13 \text{ kN/m}$$

Прорачунски момент савијања у ФАЗИ 1

$$M_{Ed,1} = 29.52 \text{ kNm}$$

Прорачунска трансверзална сила у ФАЗИ 1

$$V_{Ed,1} = 21.47 \text{ kN}$$

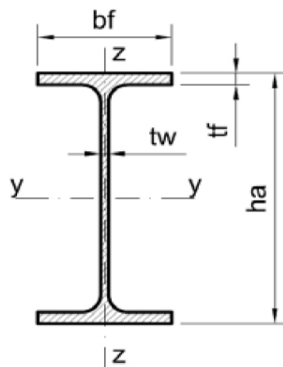
Прорачунски момент савијања у ФАЗИ 2

$$M_{Ed,2} = 45.86 \text{ kNm}$$

Прорачунска трансверзална сила у ФАЗИ 2

$$V_{Ed,2} = 33.36 \text{ kN}$$

Контрола граничног стања носивости



$$h_a = 160 \text{ mm}$$

$$d = 145.2 \text{ mm}$$

$$b_f = 82 \text{ mm}$$

$$t_f = 7.4 \text{ mm}$$

$$t_w = 5.0 \text{ mm}$$

$$r = 9 \text{ mm}$$

$$A_a = 20.1 \text{ cm}^2$$

$$I_{a,y} = 869 \text{ cm}^4$$

$$W_{el,y} = 109 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 123 \text{ cm}^3$$

Класификација попречног пресека

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Горња ножица

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{82}{2 \times 7.4} = 5.54 < 10\varepsilon = 10 \times 0.81 = 8.10$$

КЛАСА 1

Ребро

$$\frac{d}{t_w} = \frac{145.2}{5.0} = 29.04 < 72\varepsilon = 72 \times 0.81 = 58.32$$

КЛАСА 1**Попречни пресек је КЛАСЕ 1.**

Пластични момент носивости попречног пресека $M_{a,pl,Rd} = f_y \times W_{pl,y}$
 $M_{a,pl,Rd} = 355 \times 123 = 43.66 \text{ kNm}$

$$M_{Ed,1} = 29.52 \text{ kNm} < M_{a,pl,Rd} = 43.66 \text{ kNm}$$

Површина смицања $A_v = 8.32 \text{ cm}^2$
 Носивост при вертикалном смицању $V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8.32}{\sqrt{3}} \times \frac{355}{1.00} = 170.53 \text{ kN}$

$$V_{Ed,1} = 21.47 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 170.53 \text{ kN}$$

Избочавање ребра смицањем $\frac{d}{t_w} = \frac{145.2}{5.0} = 29.04 < \frac{72\varepsilon}{\eta} = \frac{72 \times 0.81}{1.20} = 48.82$

Вредност коефицијента η је једнака 1.20 за челике S235, S275, S355 и S460. Ребро задовољава потребан услов и нема опасности од избочавања смицањем.

Интеракција савијања и смицања

Носач је статичког система прости греде и како је оптерећен равномерно расподељеним оптерећењем није потребно проверавати интеракцију дејстава момента савијања и смичуће силе.

Бочно торзионо извијање

Сматра се да је челична греда континуално бочно придржана челичним профилисаним лимом у току грађења. Да би се обезбедило бочно придржавање носача лим мора бити фиксиран за греду заваривањем можданика кроз профилисани лим.

Фаза експлоатације

А) Контрола момента носивости

Срчунато оптерећење у ФАЗИ 2 прихвата спрегнути пресек.

Ефективна ширина бетонске плоче: $b_{eff} = \min(2L/8; \lambda) = 1.25 \text{ m}$

Нормална сила потпуно пластификованог бетона: $N_{cf} = 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c = 1488 \text{ kN}$

Нормална сила потпуно пластификованог челичног профила: $N_{pl,a} = A_a f_y = 714 \text{ kN}$

$$N_{pl,a} = 714 \text{ kN} < N_{cf} = 1488 \text{ kN}$$

Пластична неутрална оса се налази у бетонској плочи.

Из услова равнотеже момената савијања у односу на горњу ивицу бетонске плоче одређује се пластични момент носивости попречног пресека.

$$M_{pl,Rd,2} = N_{pl,a} \times \left(z_a - \frac{z_{pl}}{2} \right) = 714 \times \frac{(15.0 + 8.0 - \frac{3.358}{2})}{100} = 152.14 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2} = 45.86 \text{ kNm} < M_{pl,Rd,2} = 152.14 \text{ kNm}$$

Б) Контрола смичућих напона при вертикалном смицању

$$V_{Ed,2} = 33.36 \text{ kN} < V_{pl,Rd,2} = 170.53 \text{ kN}$$

Прорачун можданика

Површина бетонске плоче	$A_c = h_c b_{eff} = 7 \times 125 =$	875 cm ²
Носивост челичног носача	$F_{cf,1} = A_a f_y =$	714 kN
Носивост бетонског дела пресека	$F_{cf,2} = 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c =$	1488 kN
Максимална смичућа сила	$V_I = \min(F_{cf,1}; F_{cf,2}) =$	714 kN

А) Носивост можданика

Коефицијент α је функција односа висине и пречника можданика. За $h_{sc}/d > 4 \rightarrow \alpha = 1$.

Лом можданика	$P_{Rd1} = 0,8 f_u \pi d_s^2 / 4 \cdot 1/\gamma_v =$	109.48 kN
Лом гњечењем бетона	$P_{Rd2} = 0,29 \alpha d_s^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} 1/\gamma_v =$	111.73 kN

Претпостављају се по два можданика у ребру профилисаног лима.

$$\text{Редукциони коефицијент} \quad k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_R}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0.7}{\sqrt{2}} \times \frac{133.8}{80} \times \left(\frac{125}{80} - 1 \right) = 0.466$$

$$\text{Носивост можданика} \quad P_{Rd} = k_t \min(P_{Rd1}; P_{Rd2}) = 0.466 \times 109.48 = 50.98 \text{ kN}$$

$$\text{Потребан број можданика за пун смичући спој на половини распона} \quad n_{pot} = 14.0 \text{ ком}$$

Б) Максималан број можданика – по два можданика у свако ребро профилисаног лима – на половини распона

$$\text{Размак можданика – одговара размаку ребара профилисаног лима} \quad b_s = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Максималан број можданика} \quad n_{max} = \frac{L}{b_s} = \frac{5.50}{0.3} = 18 \text{ ком}$$

Усвајају се по два можданика у сваком ребру профилисаног лима на свим носачима. На носачима се остварује пун смичући спој.

$$\text{Сила коју могу да пренесу можданици} \quad N_c = n_{usv} \times P_{Rd} = 918 \text{ kN}$$

Подужно смицање бетонске плоче

$$\Delta F_d = N_c / 2 = 459 \text{ kN} \quad V_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \Delta x) = 2.383 \text{ MPa}$$

$$\Delta x = L / 2 = 2.75 \text{ m} \quad h_f = h_c$$

$$\checkmark f_{cd} \sin \theta \cos \theta = 5.28 \text{ MPa} > V_{Ed} = 2.38 \text{ MPa}$$

Усваја се размак шипки арматуре

$$s_f = 150 \text{ mm}$$

Потребна површина једне шипке за усвојен размак

$$A_{sf} = V_{Ed} h_f \tan \theta s_f / f_{sd} = 0.685 \text{ cm}^2$$

Усвојено R@10/150 у оба правца (арматурна мрежа Q525).

Гранично стање употребљивости

Ради елиминисања угиба од оптерећења у ФАЗИ 1 носач се изводи са надвишењем.

Утицаји у ФАЗИ 1 $q_{u1} = g \times \lambda + g_1 + q_1 \times \lambda = 2.80 \times 1.25 + 0.20 + 1.50 \times 1.25 = 5.58 \text{ kN/m}^2$

Утицаји у ФАЗИ 2 $q_{u2} = (\Delta g + p) \times \lambda = (1.45 + 2.50) \times 1.25 = 4.94 \text{ kN/m}^2$

Угиб у средини распона у првој фази

$$\delta_1 = 36.40 \text{ mm}$$

Однос модула еластичности

$$n_t = E_a / (E_{cm}/3) = 19.091$$

$$b_e = b_{eff} / n_t = 65.48 \text{ mm}$$

Ефективна површина бетонске плоче

$$A_{c,e} = b_e \times h_c = 45.83 \text{ cm}^2$$

А) Геометријске карактеристике спрегнутог пресека

$$A_i = A_a + A_{c,e} = 65.93 \text{ cm}^2$$

$$e_i = \frac{A_a \left(\frac{h_a}{2} + h \right) + A_{ce} \frac{h_c}{2}}{A_i} = 9.45 \text{ cm}$$

$$I_{cy} = 1/12 b_{eff} h_c^3 = 3573 \text{ cm}^4$$

$$I_i = 4766 \text{ cm}^4$$

Угиб у средини распона у другој фази

$$\delta_2 = 5.88 \text{ mm}$$

Предвиђа се надвишење носача од 25 mm.

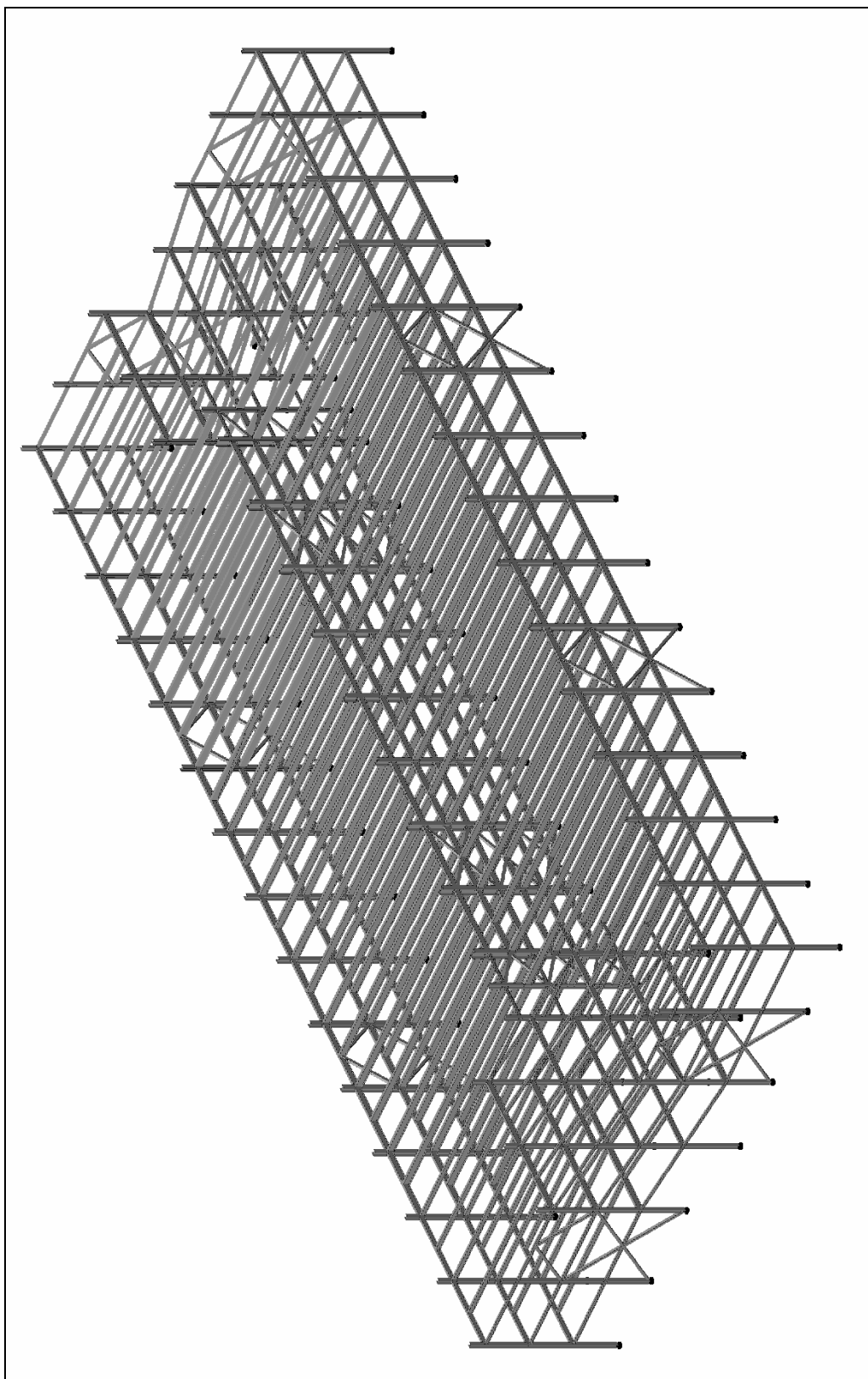
Укупан угиб носача (надвишење је узето у обзир)

$$\delta_1 + \delta_2 = 17.28 \text{ mm}$$

$$\delta_1 + \delta_2 = 17.28 \text{ mm} < \delta_{dop} = L / 250 = 22.0 \text{ mm}$$

3.9 СТАТИЧКИ ПРОРАЧУН

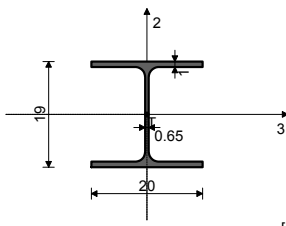
Табела материјала							
No	Назив материјала	E [kN/m ²]	μ	γ [kN/m ³]	α_t [1/C]	E _m [kN/m ²]	μ_m
1	Čelik	2.100e+8	0.30	78.50	1.000e-5	2.100e+8	0.30



3.9.1 СЕТОВИ ГРЕДА

Сет: 1 Пресек: IPB 200, Фиктивна ексцентричност

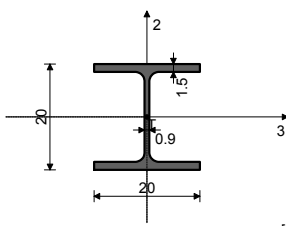
Мат.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Celik	5.380 e-3	1.805 e-3	3.575 e-3	2.110 e-7	1.340 e-5	3.690 e-5


Сет: 2 Пресек: IPB 300, Фиктивна ексцентричност

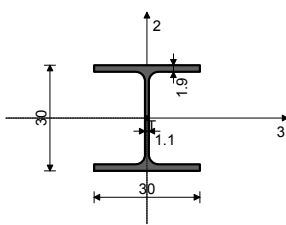
Мат.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Celik	1.130 e-2	3.775 e-3	7.525 e-3	8.560 e-7	6.310 e-5	1.826 e-4


Сет: 3 Пресек: IPB 200, Фиктивна ексцентричност

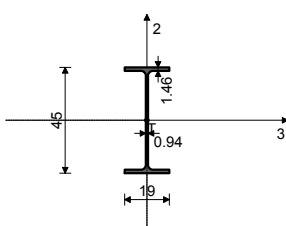
Мат.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Celik	7.810 e-3	2.485 e-3	5.325 e-3	5.950 e-7	2.000 e-5	5.700 e-5


Сет: 4 Пресек: IPB 300, Фиктивна ексцентричност

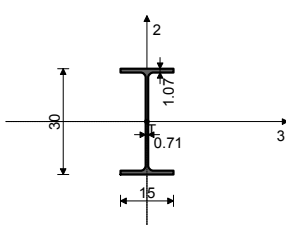
Мат.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Celik	1.490 e-2	4.735 e-3	1.016 e-2	1.860 e-6	8.560 e-5	2.517 e-4

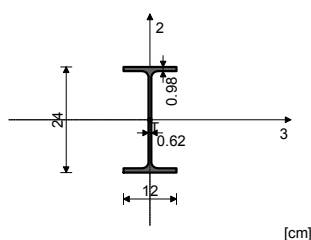

Сет: 5 Пресек: IPE 450, Фиктивна ексцентричност

Мат.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Celik	9.880 e-3	5.082 e-3	4.798 e-3	6.710 e-7	1.680 e-5	3.374 e-4


Сет: 6 Пресек: IPE 300, Фиктивна ексцентричност

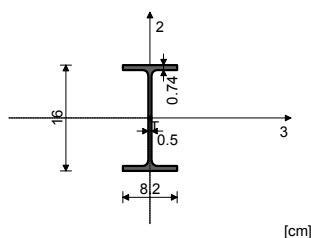
Мат.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Celik	5.380 e-3	2.567 e-3	2.813 e-3	2.020 e-7	6.040 e-6	8.360 e-5



Сет: 7 Пресек: IPE 240, Фиктивна ексцентричност

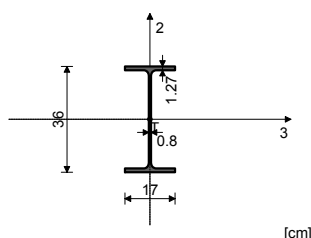
[cm]

Мат.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Celik	3.910 e-3	1.913 e-3	1.997 e-3	1.290 e-7	2.840 e-6	3.890 e-5

Сет: 8 Пресек: IPE 160, Фиктивна ексцентричност

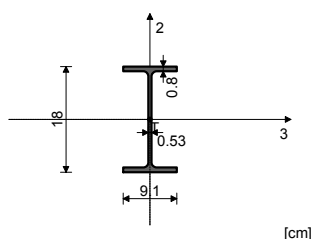
[cm]

Мат.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Celik	2.010 e-3	9.666 e-4	1.043 e-3	3.620 e-8	6.830 e-7	8.690 e-6

Сет: 9 Пресек: IPE 360, Фиктивна ексцентричност

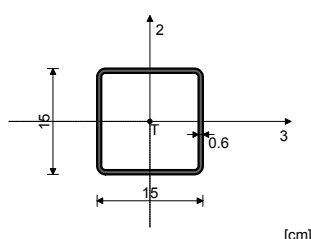
[cm]

Мат.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Celik	7.270 e-3	3.511 e-3	3.759 e-3	3.750 e-7	1.040 e-5	1.627 e-4

Сет: 10 Пресек: IPE 180, Фиктивна ексцентричност

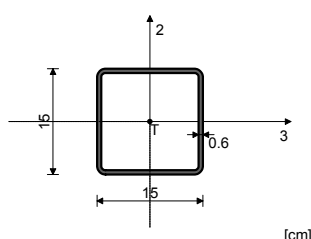
[cm]

Мат.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Celik	2.390 e-3	1.120 e-3	1.270 e-3	4.800 e-8	1.010 e-6	1.320 e-5

Сет: 11 Пресек: НОР □ 150x150x6, Прост нелинеаран (затегнут) штап, Фиктивна ексцентричност

[cm]

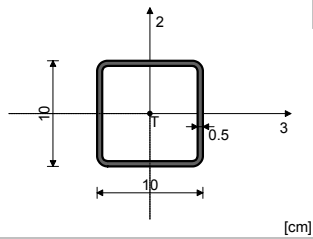
Мат.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Celik	3.363 e-3	1.800 e-3	1.800 e-3	1.792 e-5	1.121 e-5	1.121 e-5

Сет: 12 Пресек: НОР □ 150x150x6, Прост штап, Фиктивна ексцентричност

[cm]

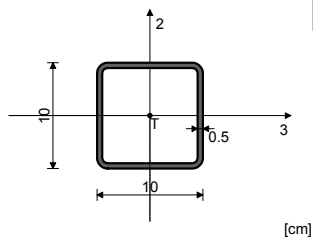
Мат.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Celik	3.363 e-3	1.800 e-3	1.800 e-3	1.792 e-5	1.121 e-5	1.121 e-5

Сет: 13 Пресек: НОР □ 100x100x5, Прост нелинеаран (затегнут) штап, Фиктивна ексцентричност



Мат.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Celik	1.836 e-3	1.000 e-3	1.000 e-3	4.287 e-6	2.618 e-6	2.618 e-6

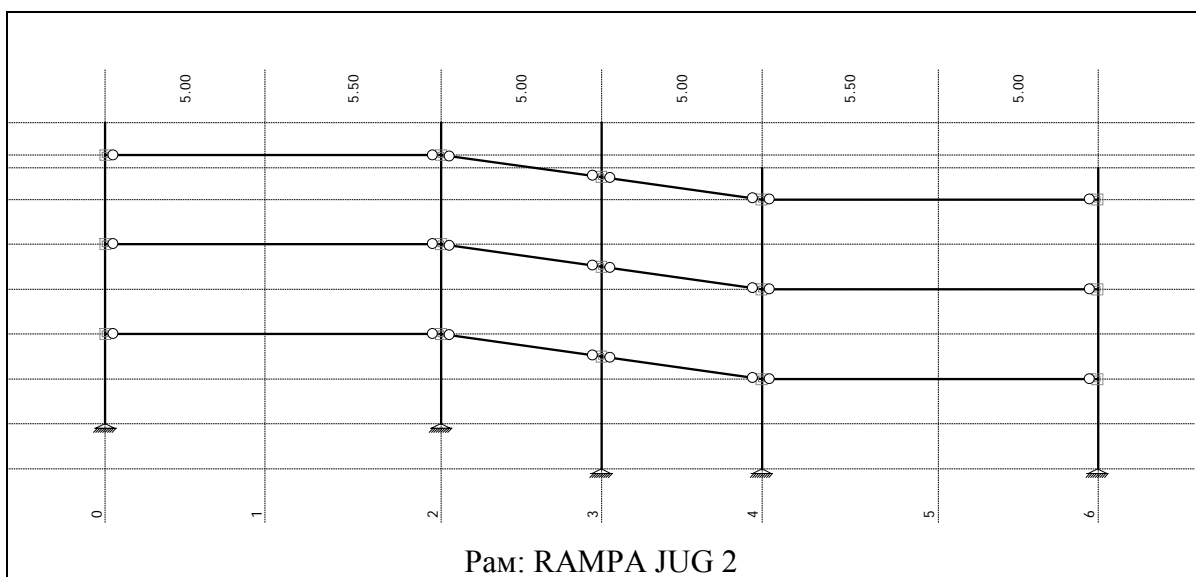
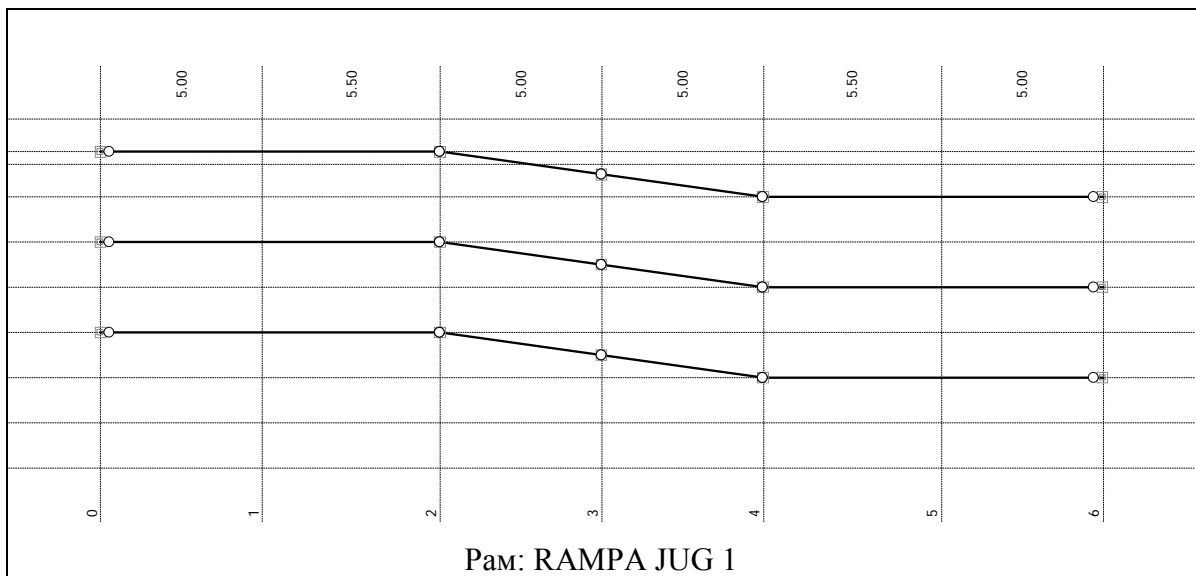
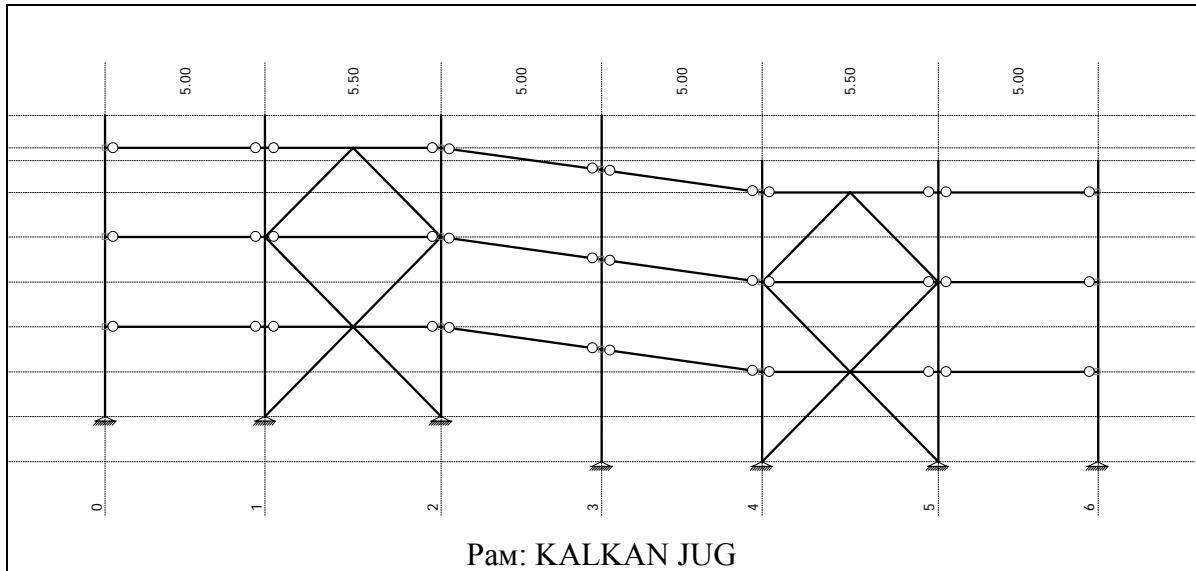
Сет: 14 Пресек: НОР □ 100x100x5, Прост штап, Фиктивна ексцентричност

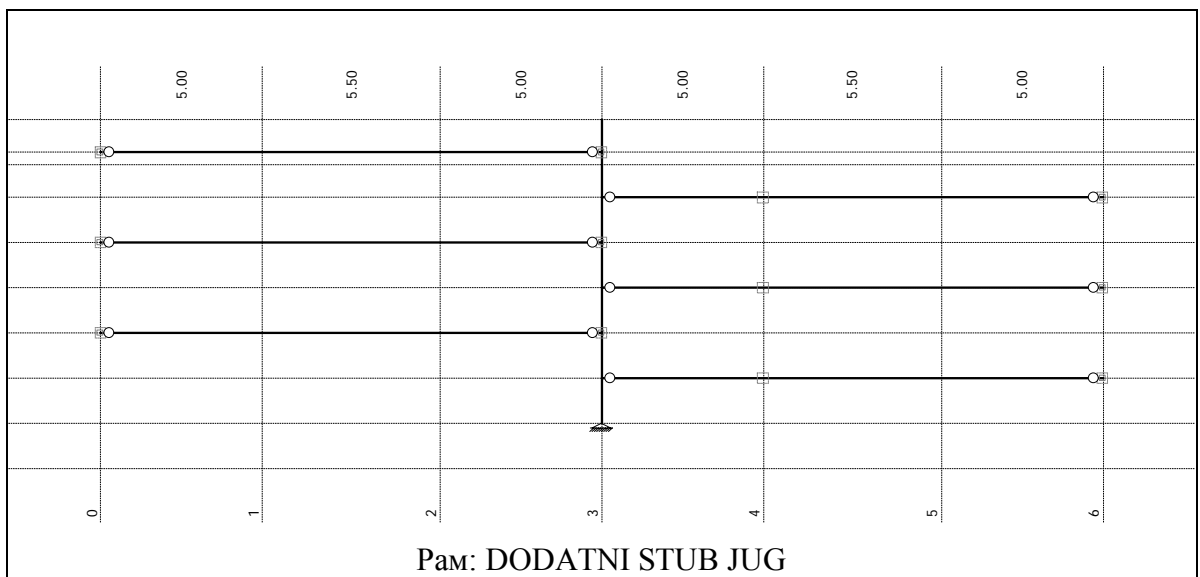
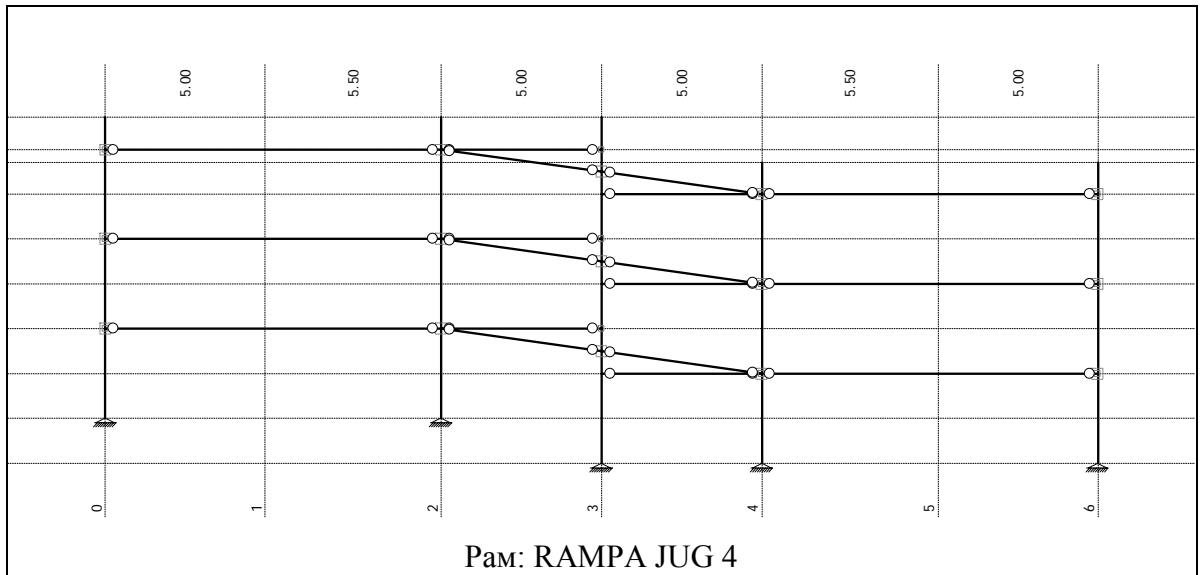
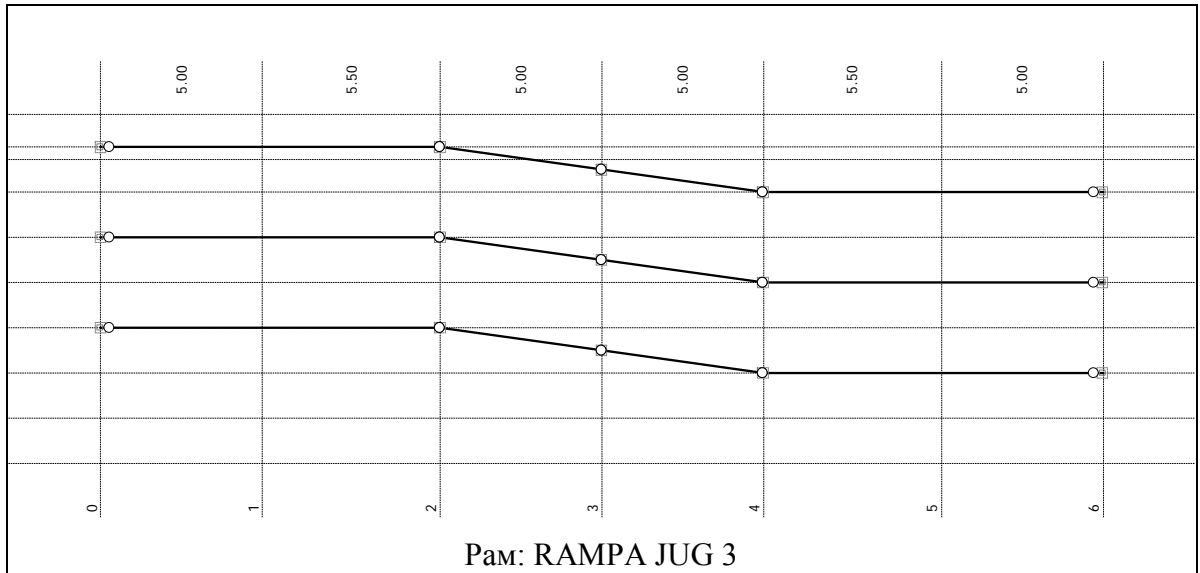


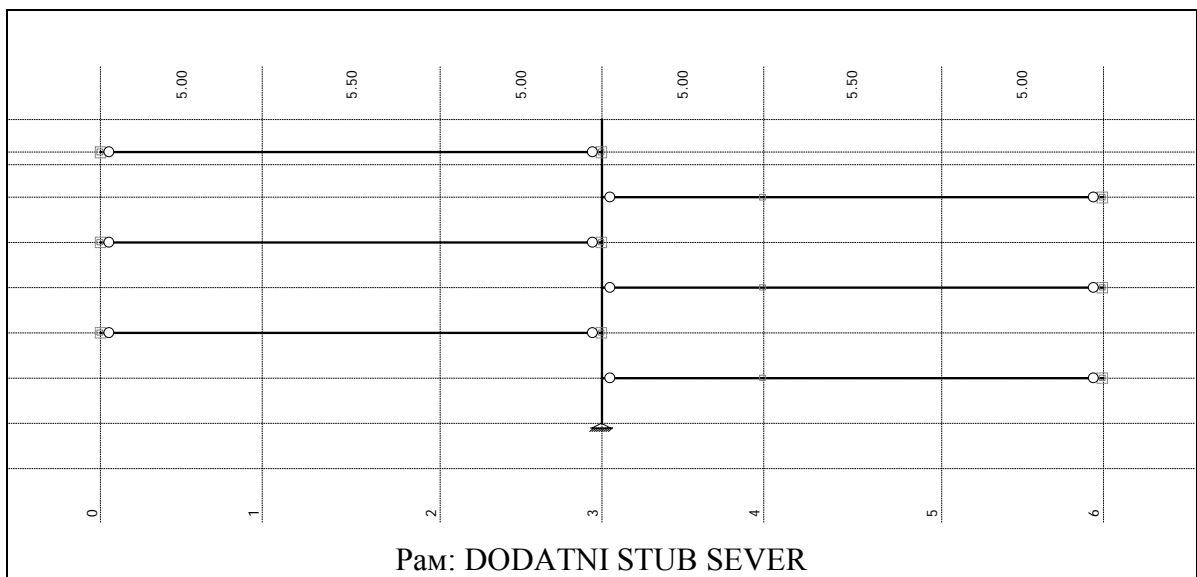
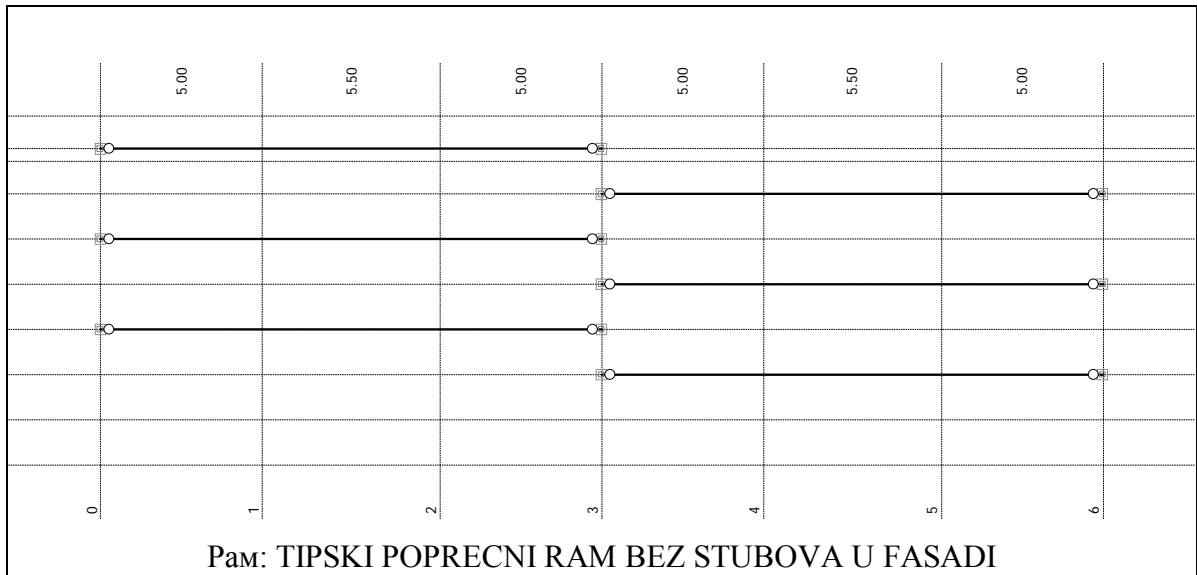
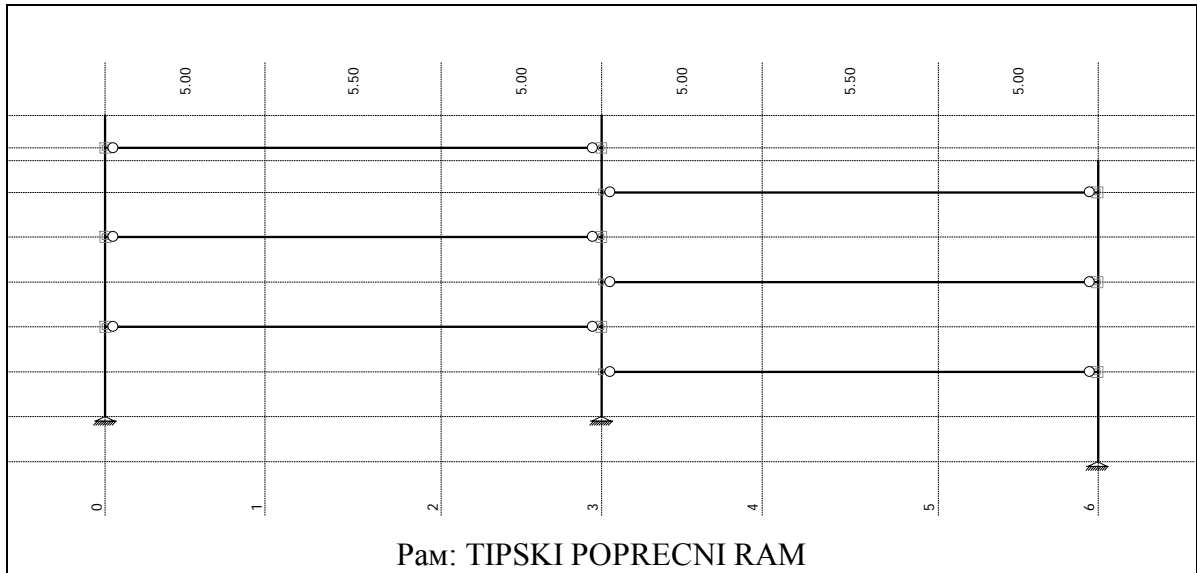
Мат.	A1	A2	A3	I1	I2	I3
1 - Celik	1.836e-3	1.000e-3	1.000e-3	4.287e-6	2.618e-6	2.618e-6

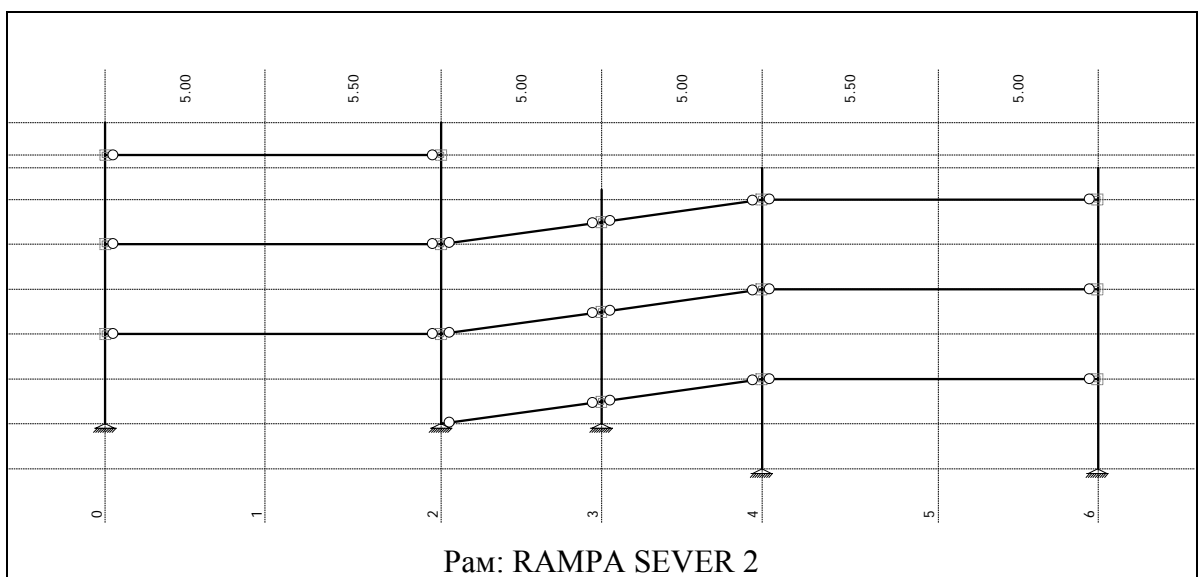
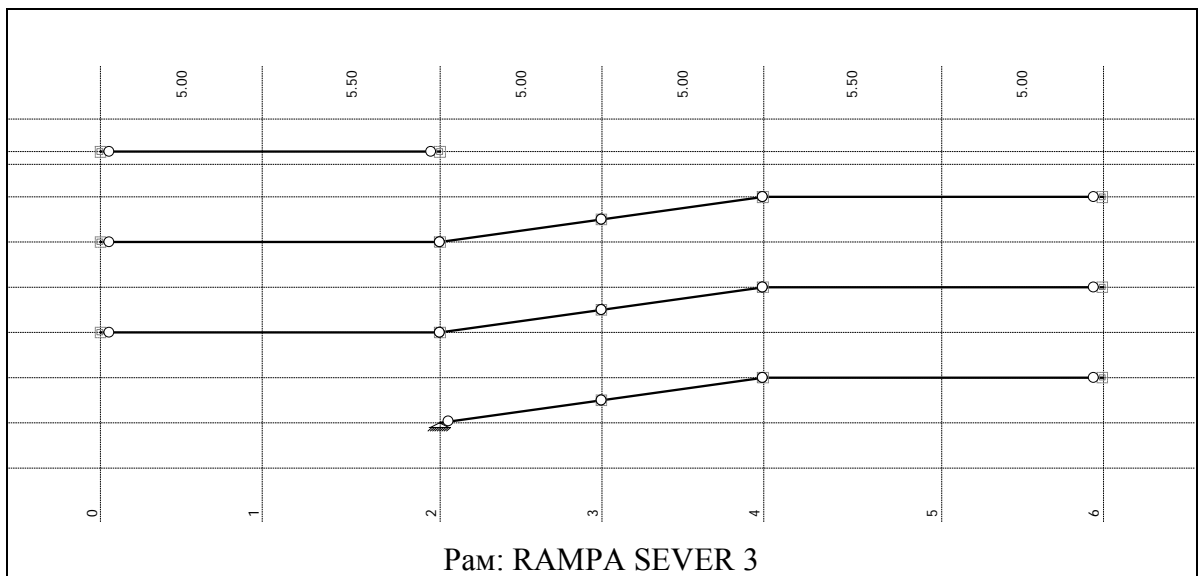
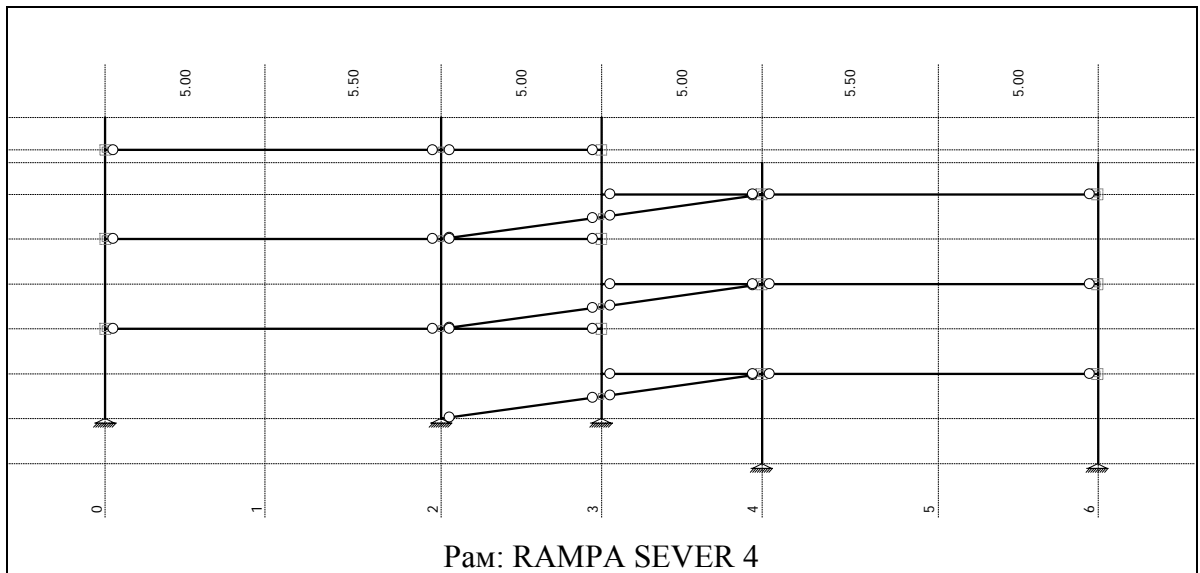
3.9.2 ДИСПОЗИЦИЈА РАМОВА И ПОМОЋНИ ПОГЛЕДИ

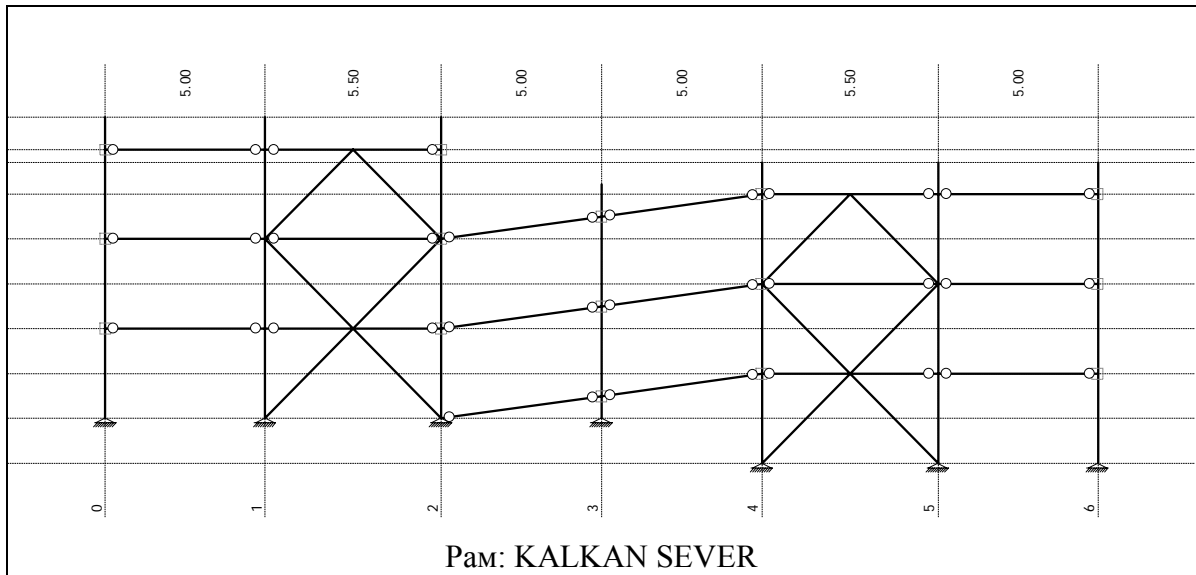
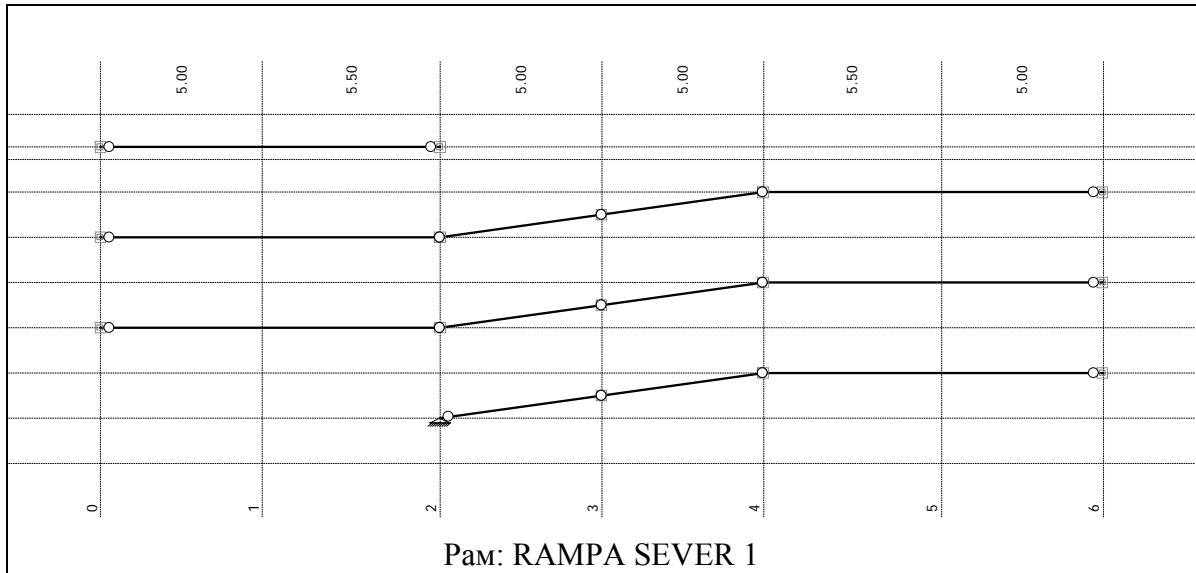
	5.00	5.50	5.00	5.00	5.50	5.00	
28			KALKAN SEVER				
27			RAMPA SEVER 1				2.50
26			RAMPA SEVER 2				2.50
25			RAMPA SEVER 3				2.50
24			RAMPA SEVER 4				2.50
23			DODATNI STUB SEVER				2.50
22			TIPSKI POPRECNI RAM				2.50
21			TIPSKI POPRECNI RAM BEZ STUBOVA U FASADI				2.50
20			TIPSKI POPRECNI RAM				2.50
19			TIPSKI POPRECNI RAM BEZ STUBOVA U FASADI				2.50
18			TIPSKI POPRECNI RAM				2.50
17			TIPSKI POPRECNI RAM BEZ STUBOVA U FASADI				2.50
16			TIPSKI POPRECNI RAM				2.50
15			TIPSKI POPRECNI RAM BEZ STUBOVA U FASADI				2.50
14	FASADA ZAPAD	SAMO STUBOVI ZAPAD	ZAPAD 2	SREDA	ISTOK 2	SAMO STUBOVI ISTOK	FASADA ISTOK
13			TIPSKI POPRECNI RAM BEZ STUBOVA U FASADI				2.50
12			TIPSKI POPRECNI RAM				2.50
11			TIPSKI POPRECNI RAM BEZ STUBOVA U FASADI				2.50
10			TIPSKI POPRECNI RAM				2.50
9			TIPSKI POPRECNI RAM BEZ STUBOVA U FASADI				2.50
8			TIPSKI POPRECNI RAM				2.50
7			TIPSKI POPRECNI RAM BEZ STUBOVA U FASADI				2.50
6			TIPSKI POPRECNI RAM				2.50
5			DODATNI STUB JUG				2.50
4			RAMPA JUG 4				2.50
3			RAMPA JUG 3				2.50
2			RAMPA JUG 2				2.50
1			RAMPA JUG 1				2.50
0			KALKAN JUG				2.50

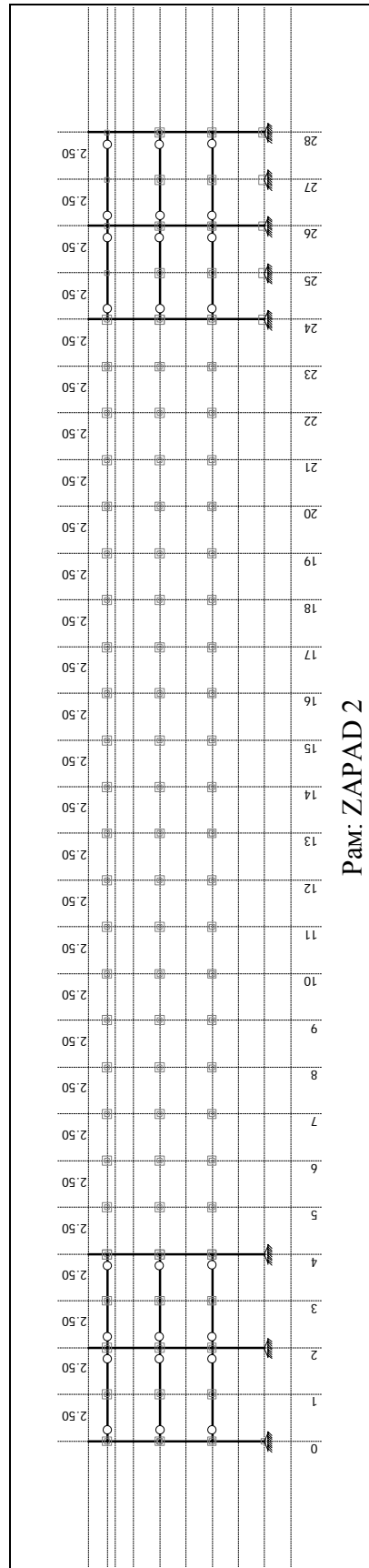
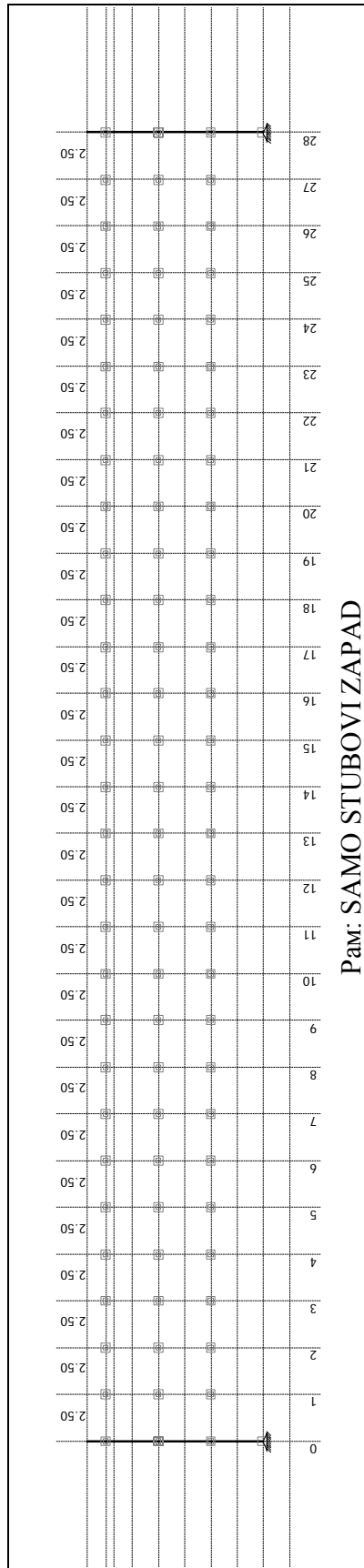
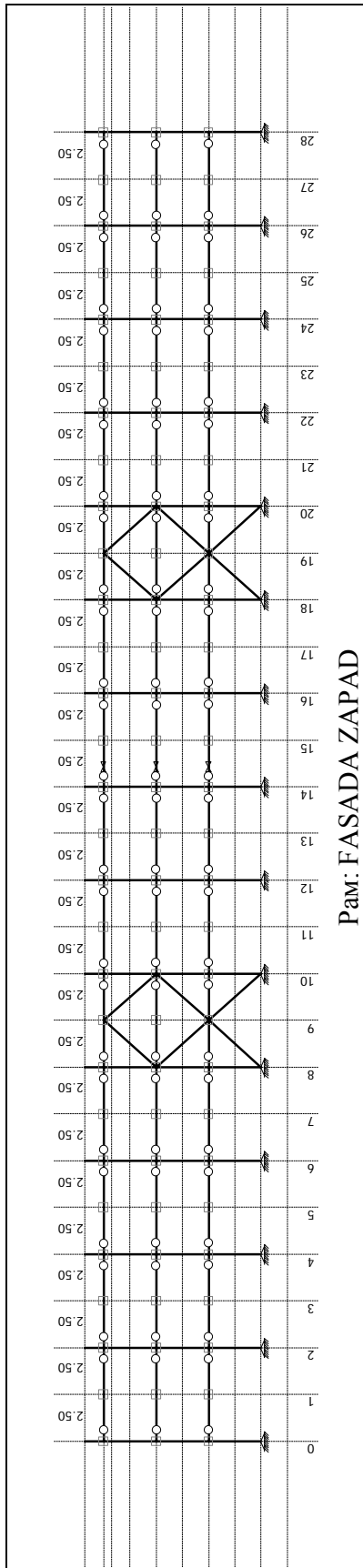


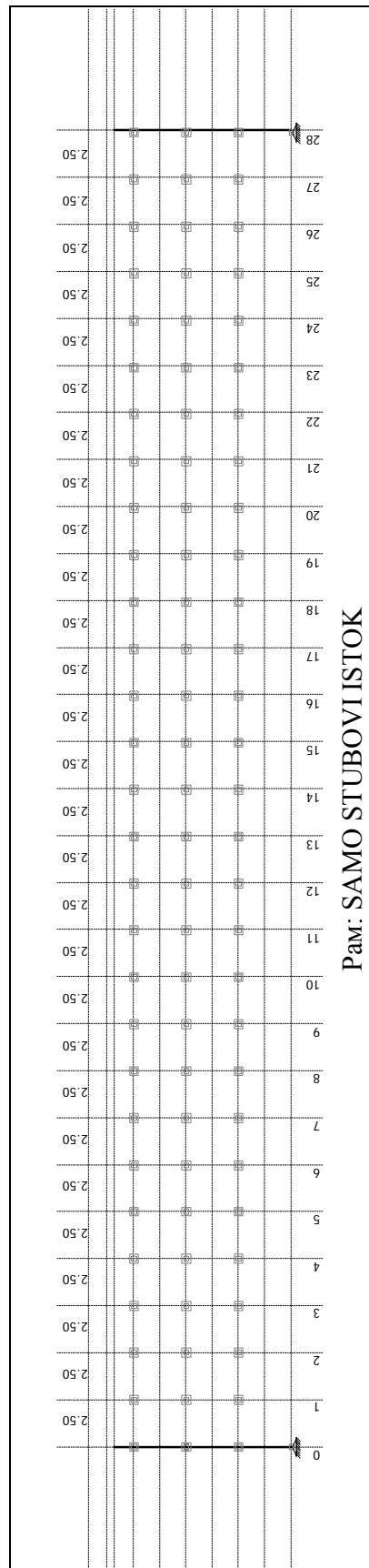
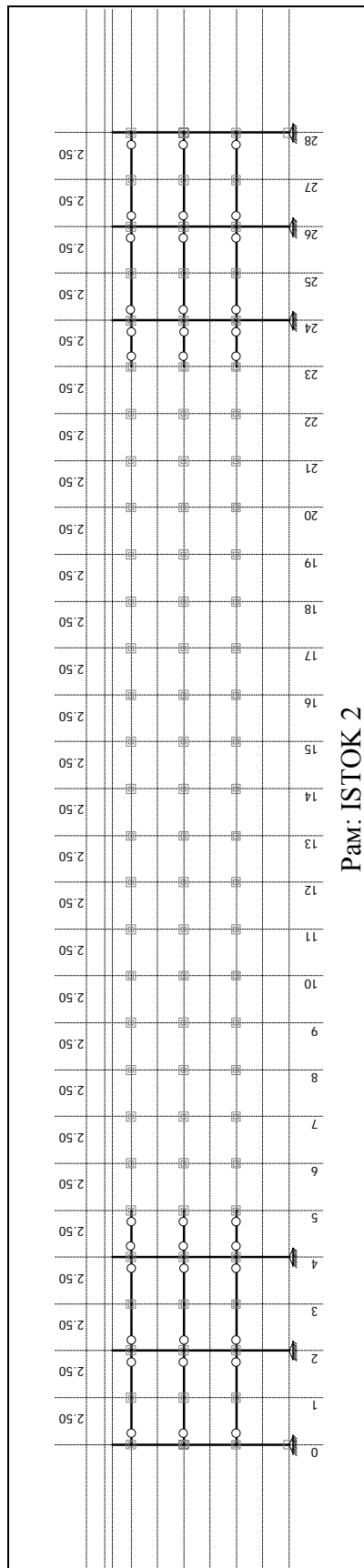
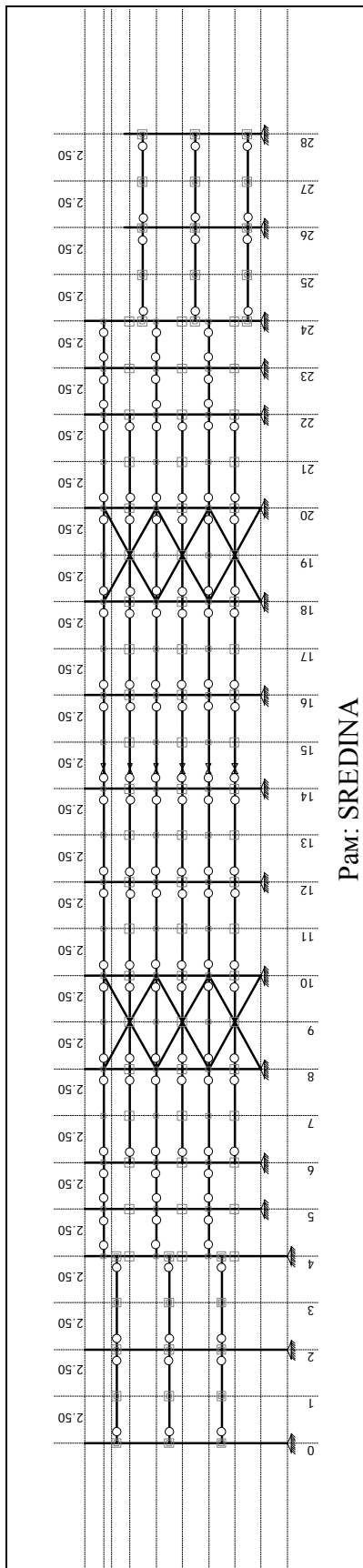


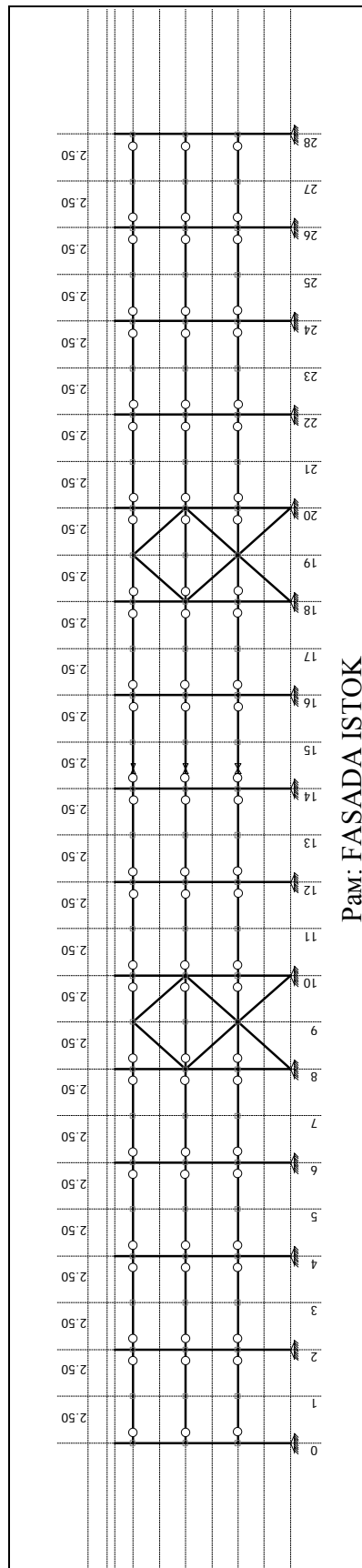


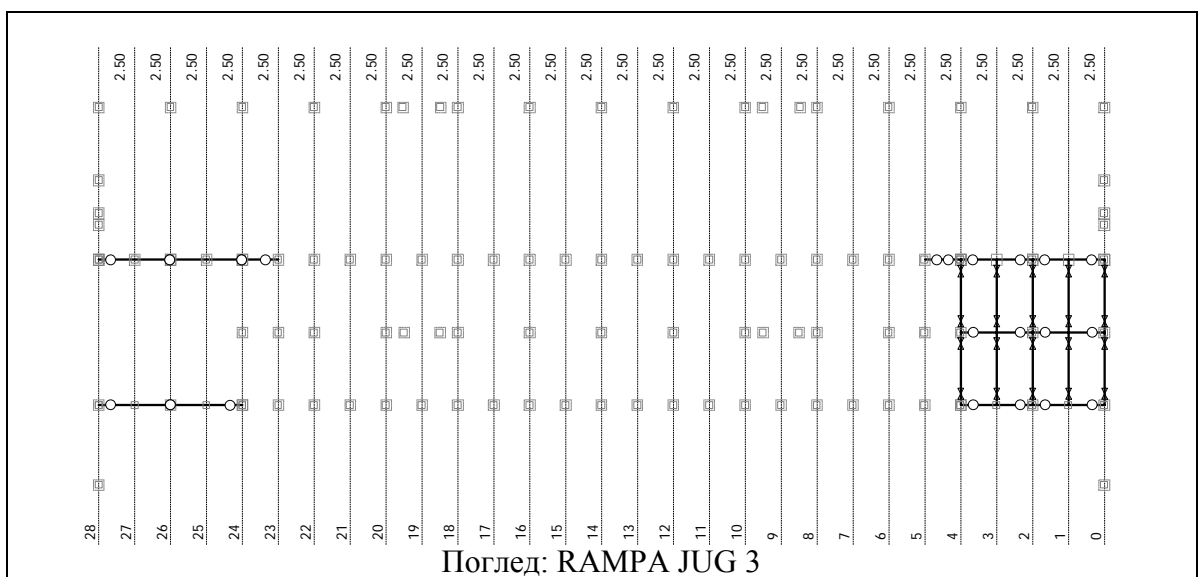
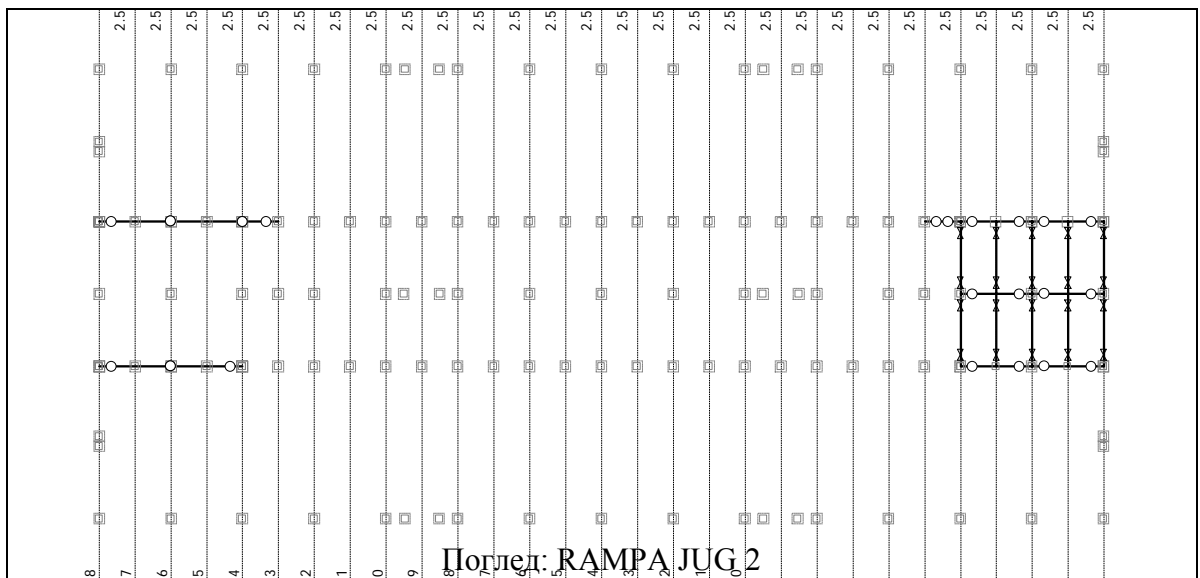
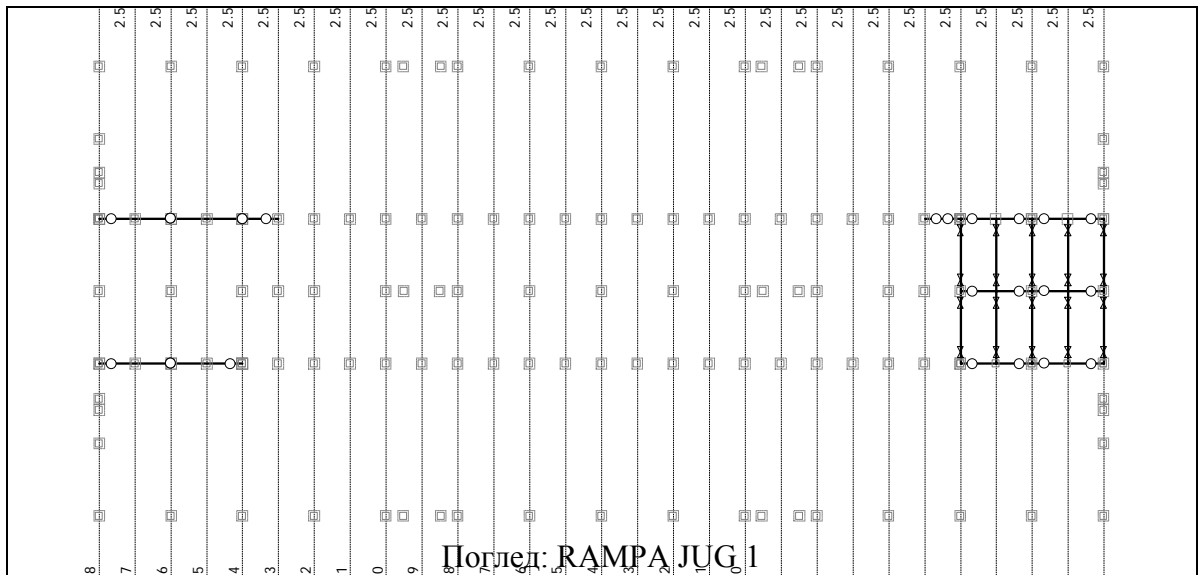


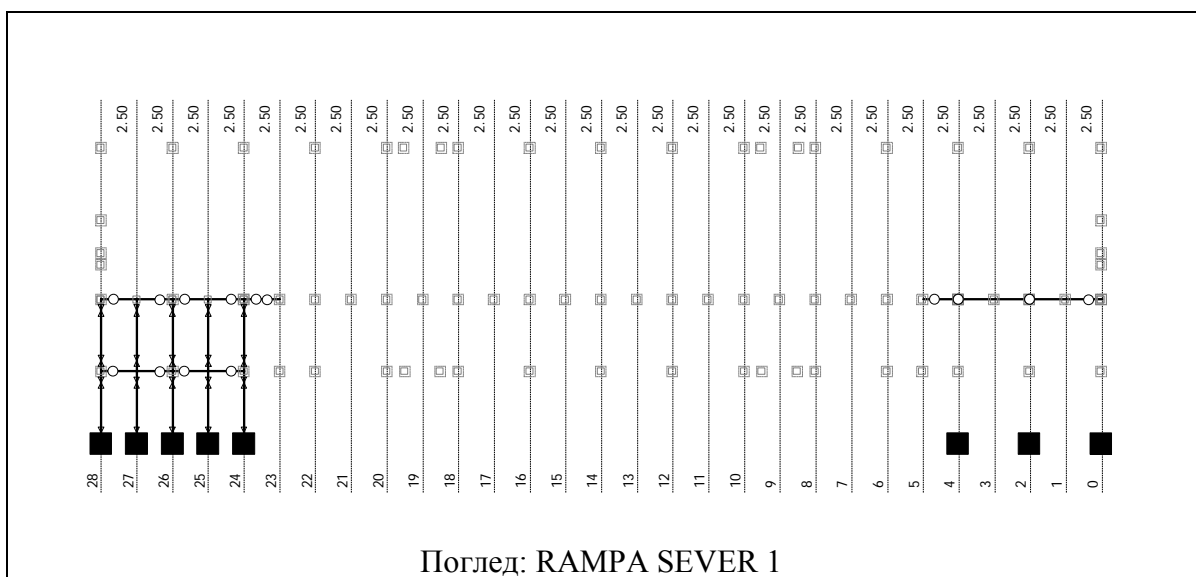
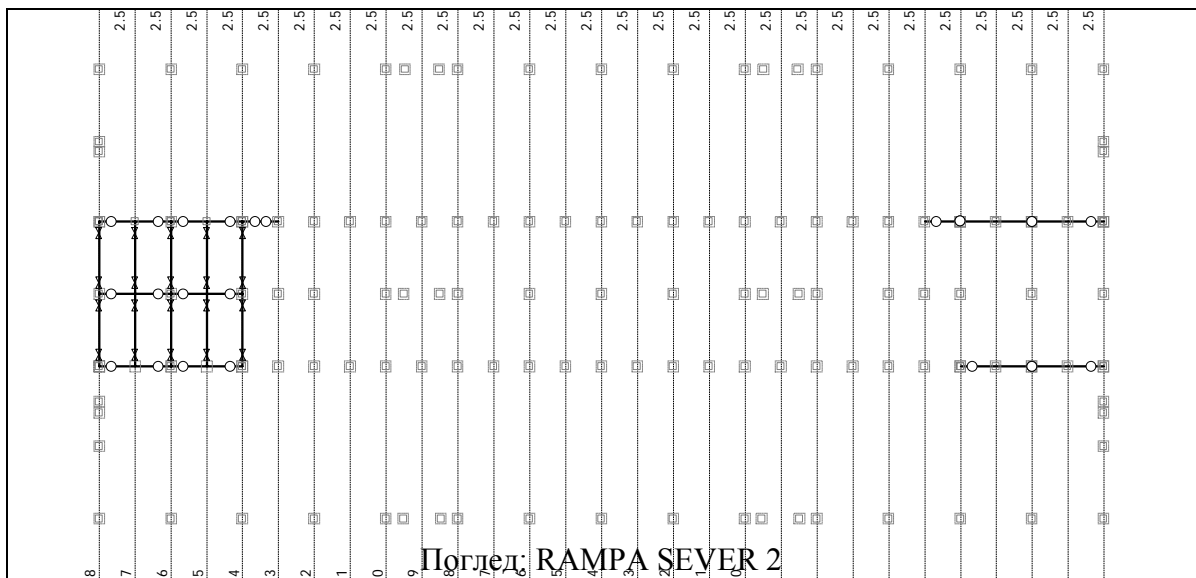
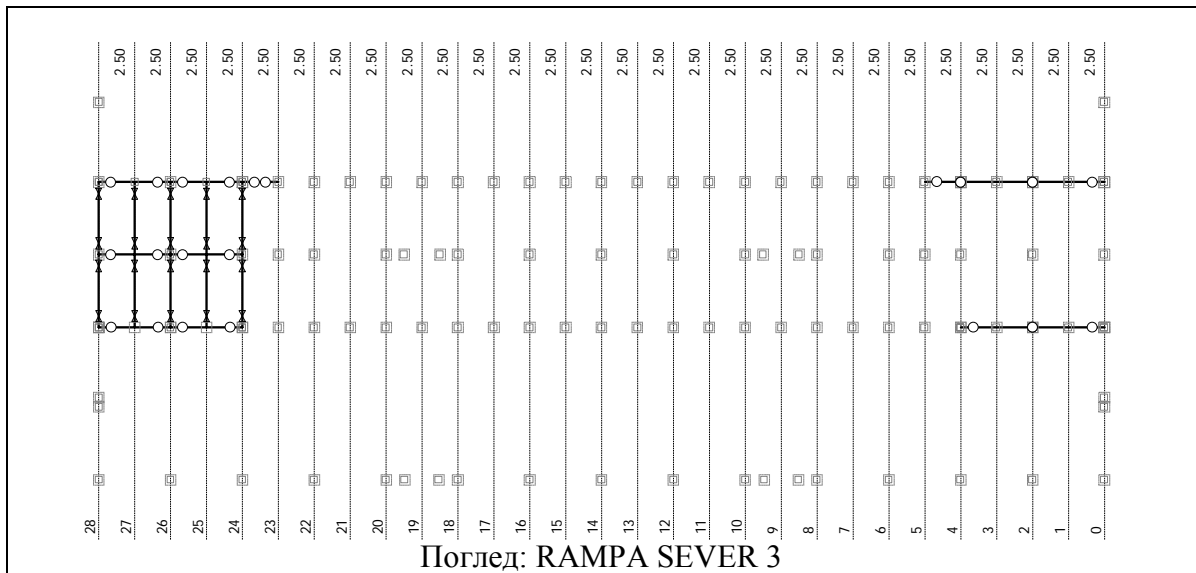




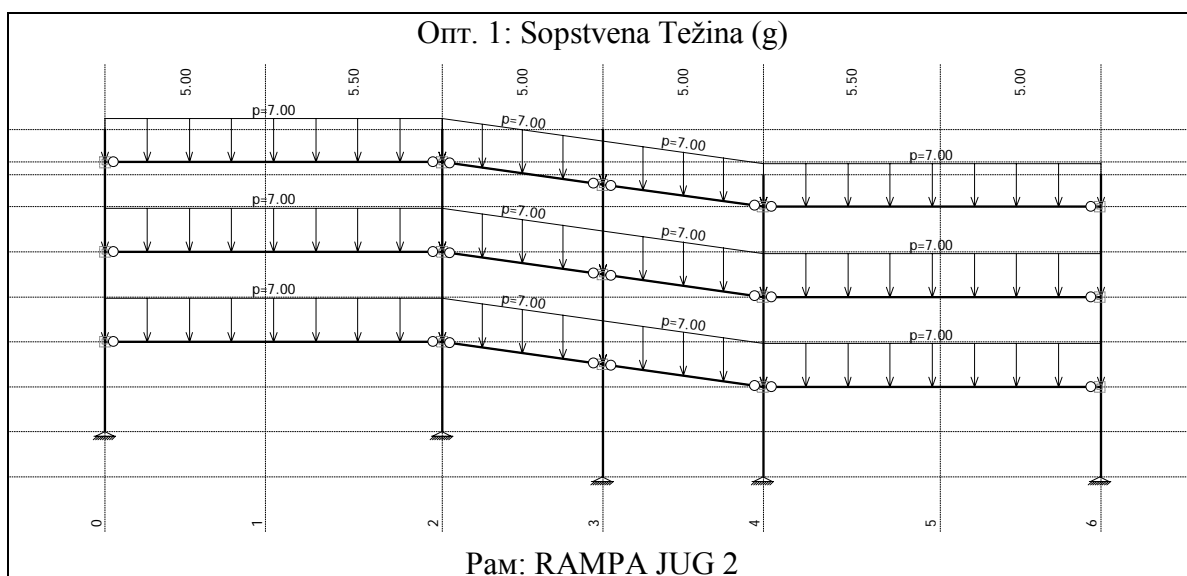
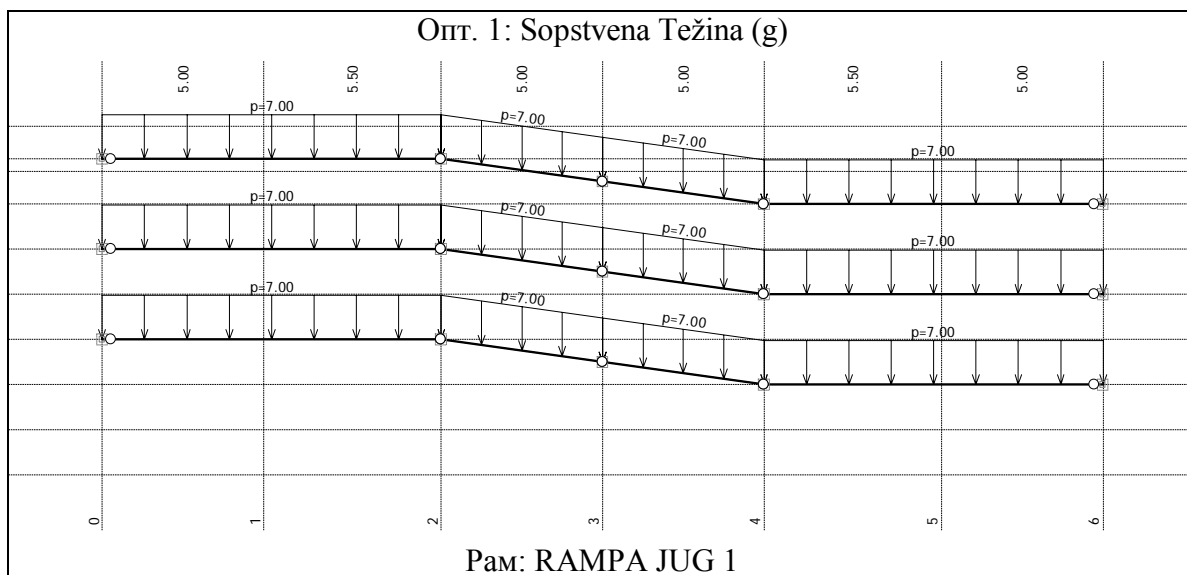
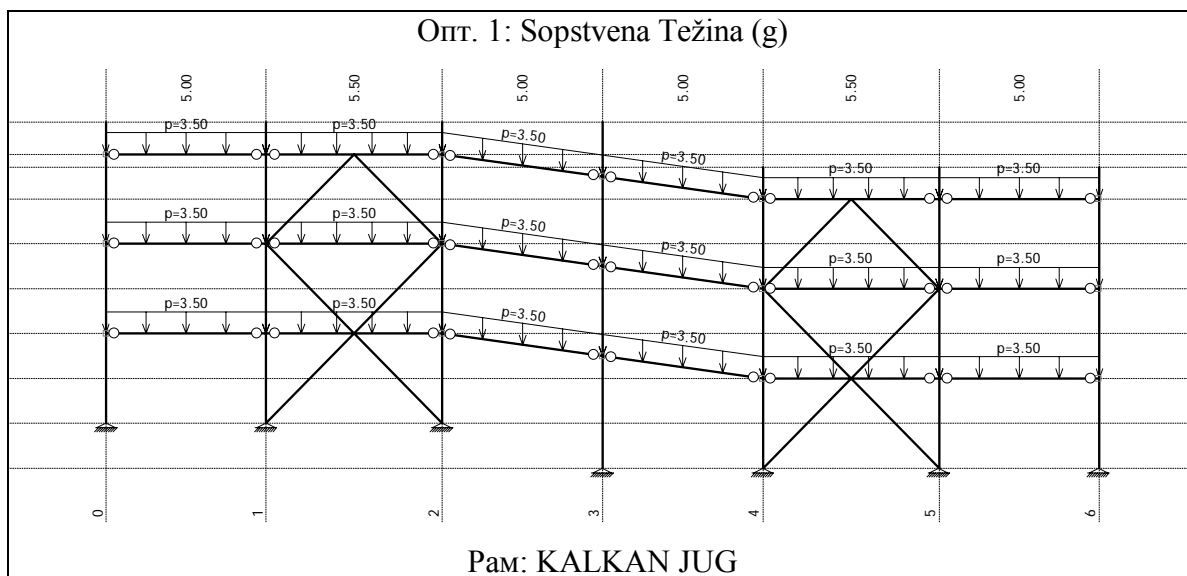


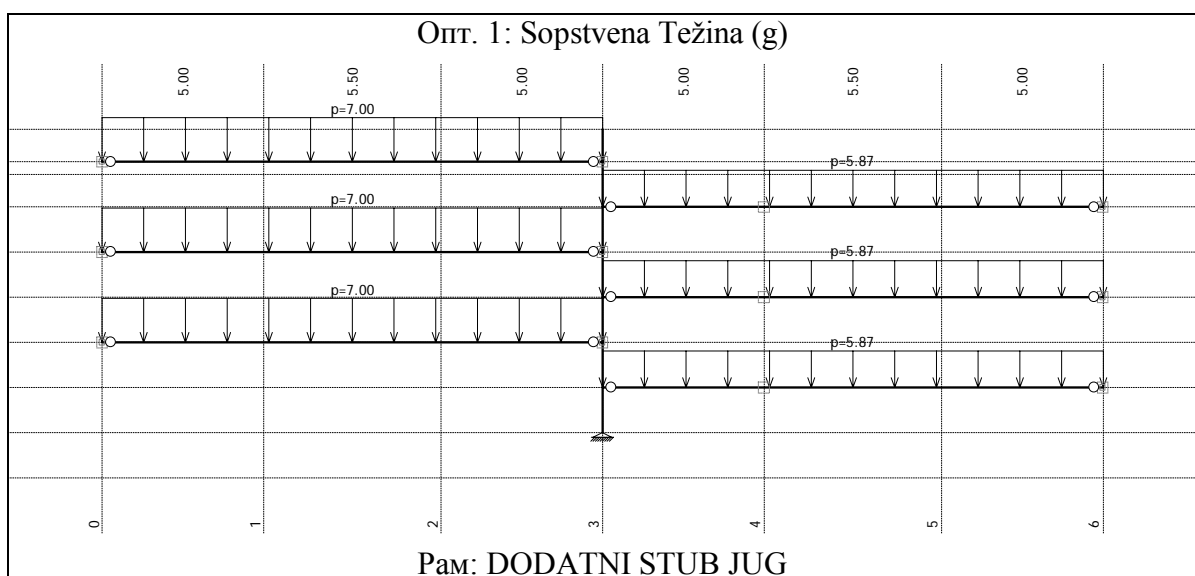
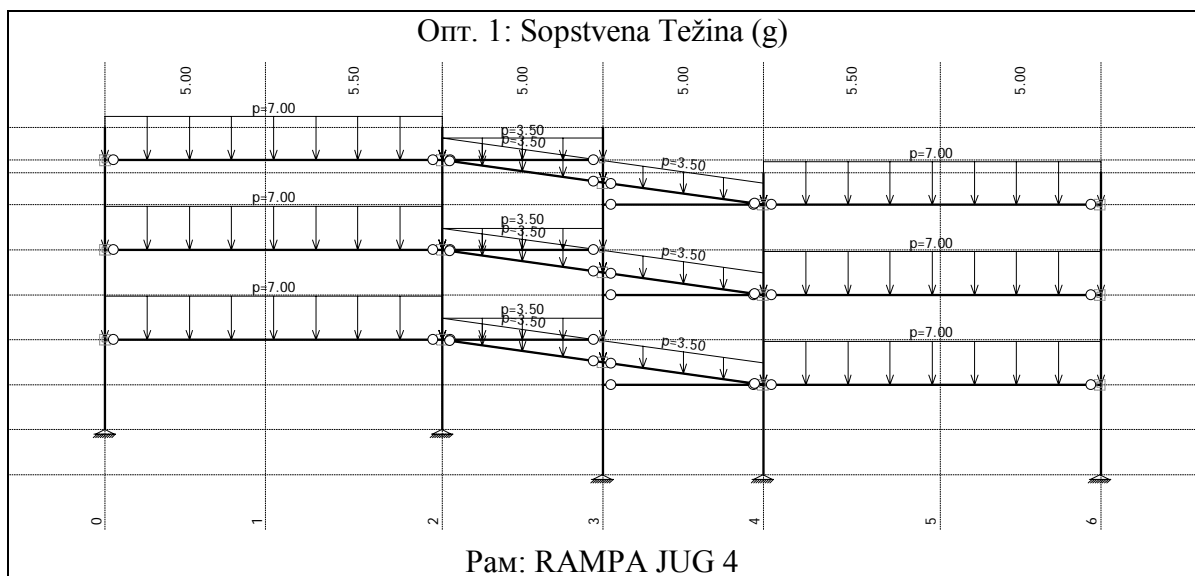
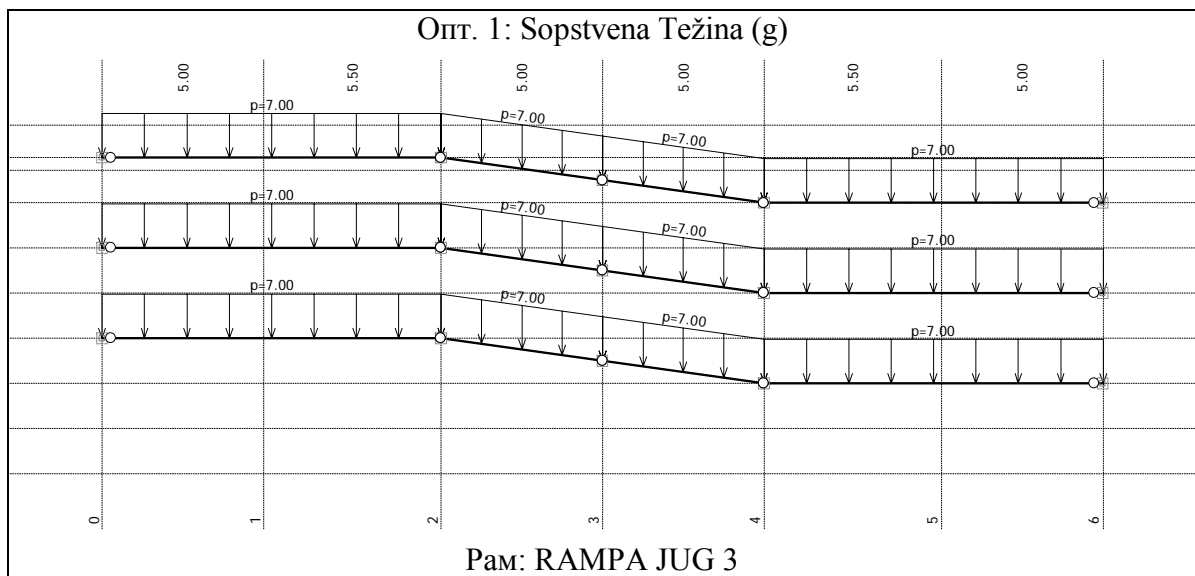


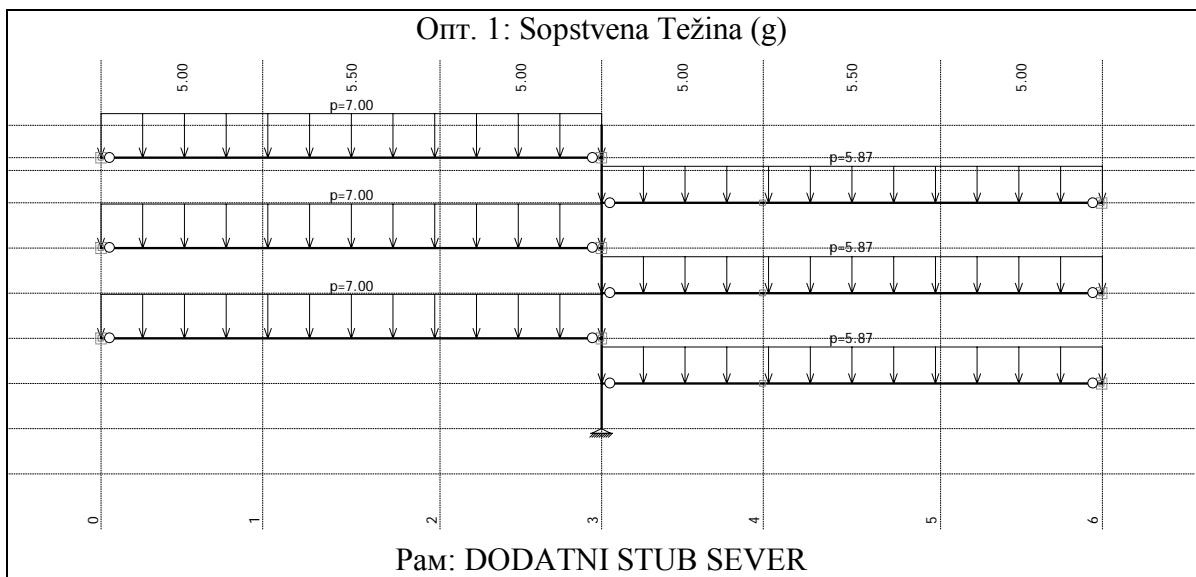
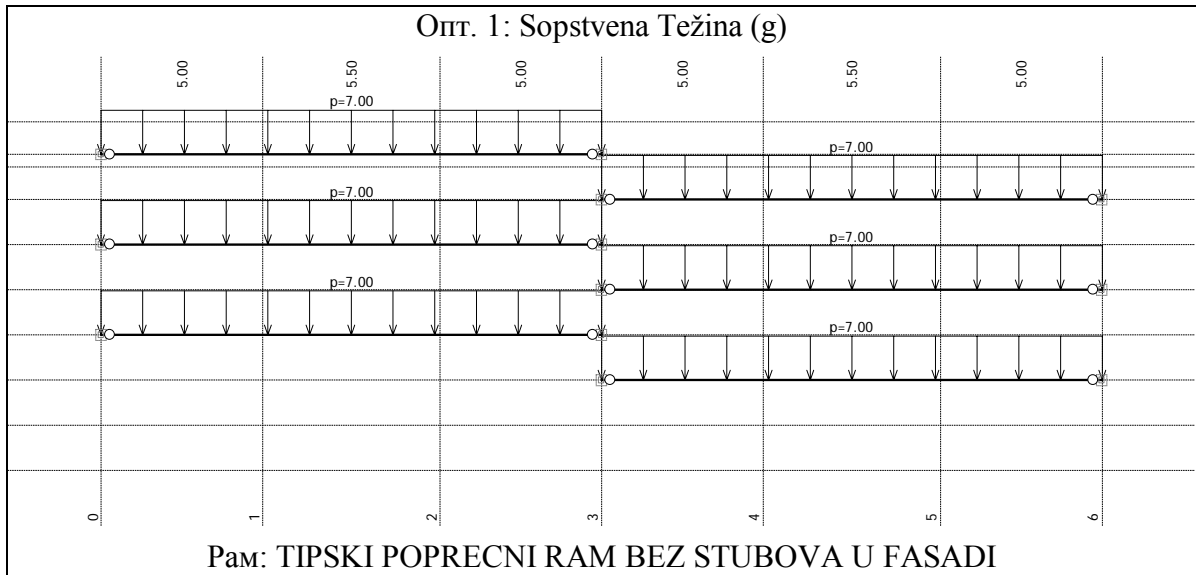
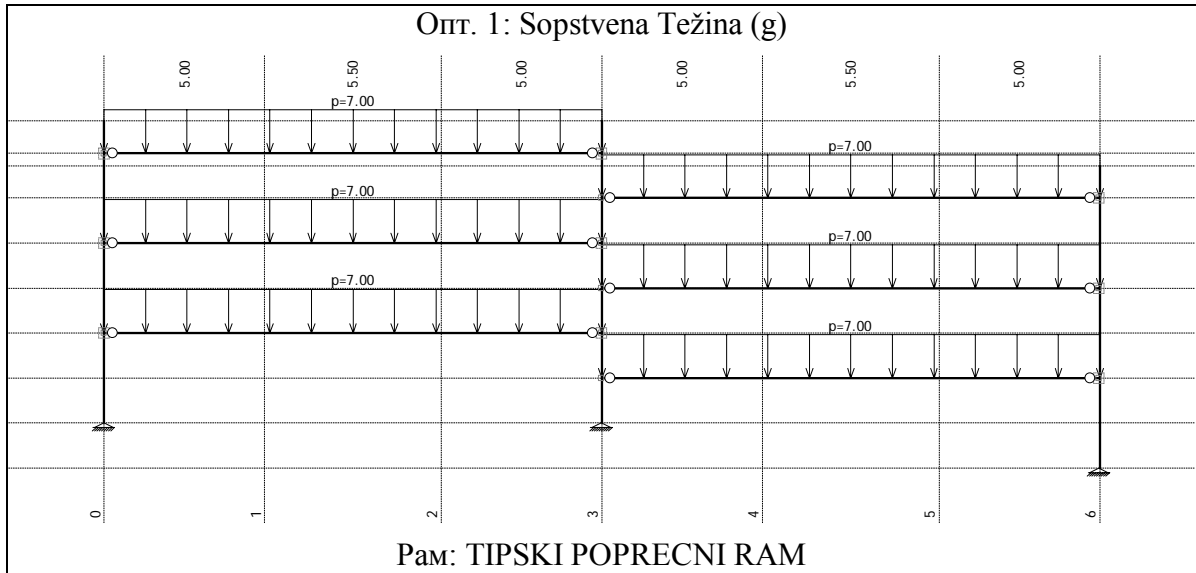


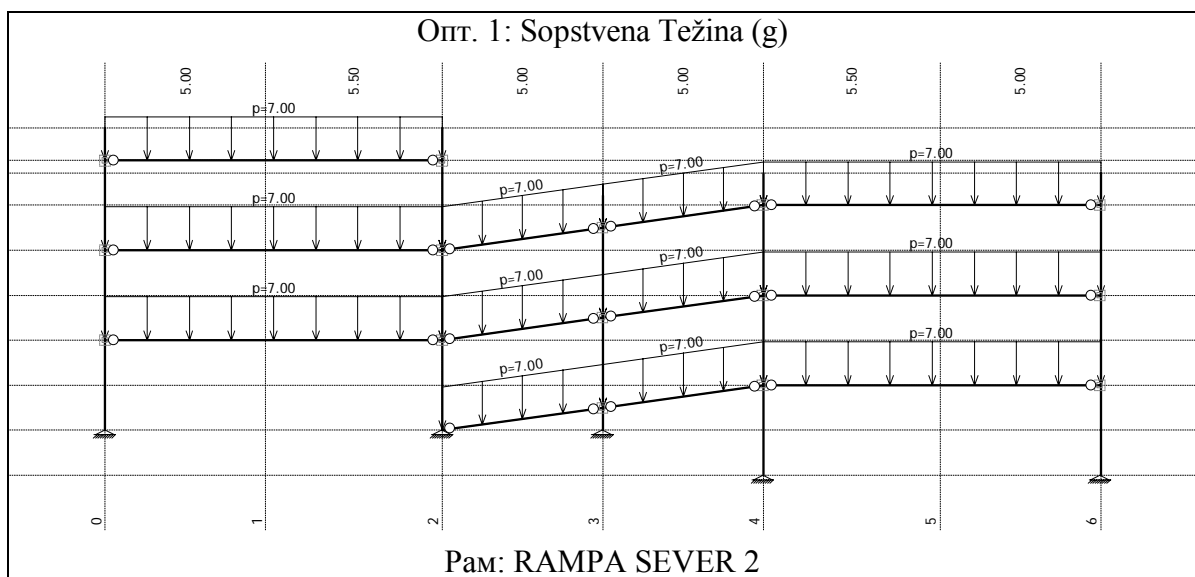
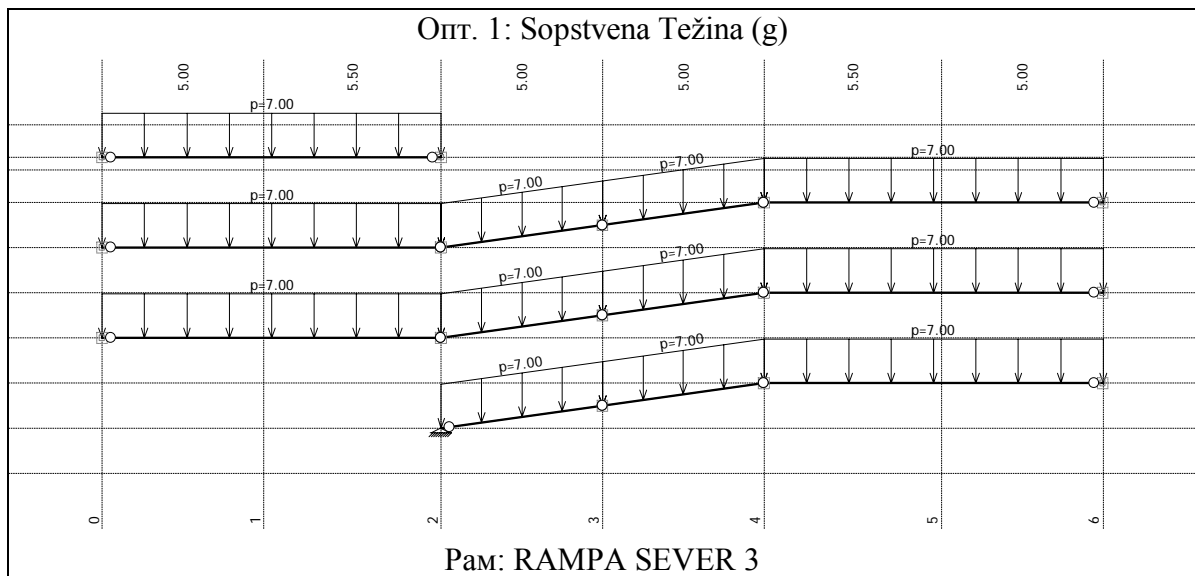
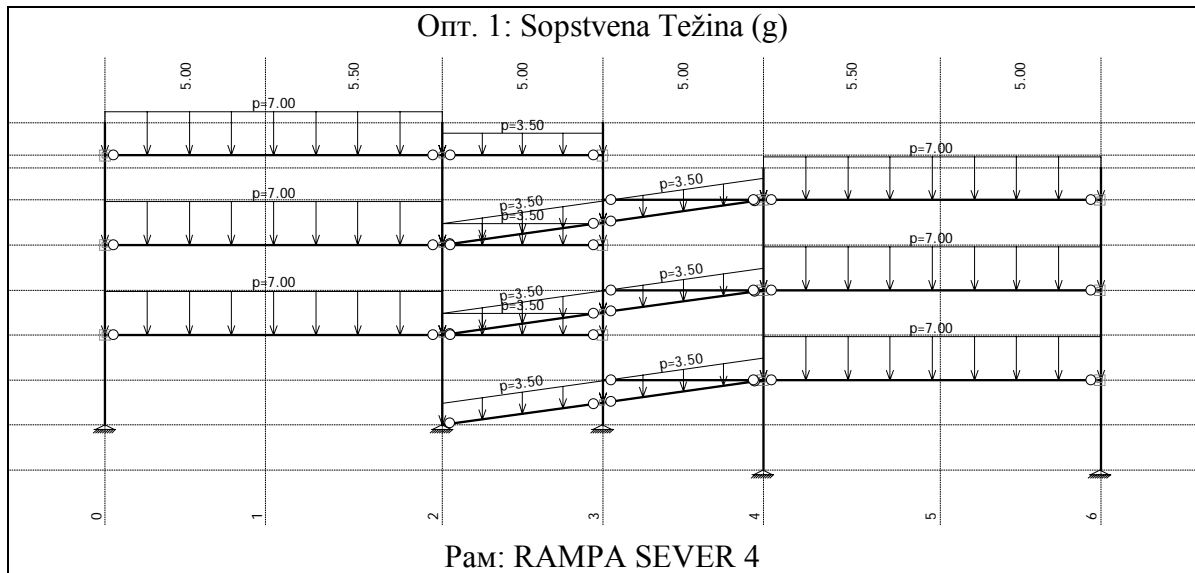


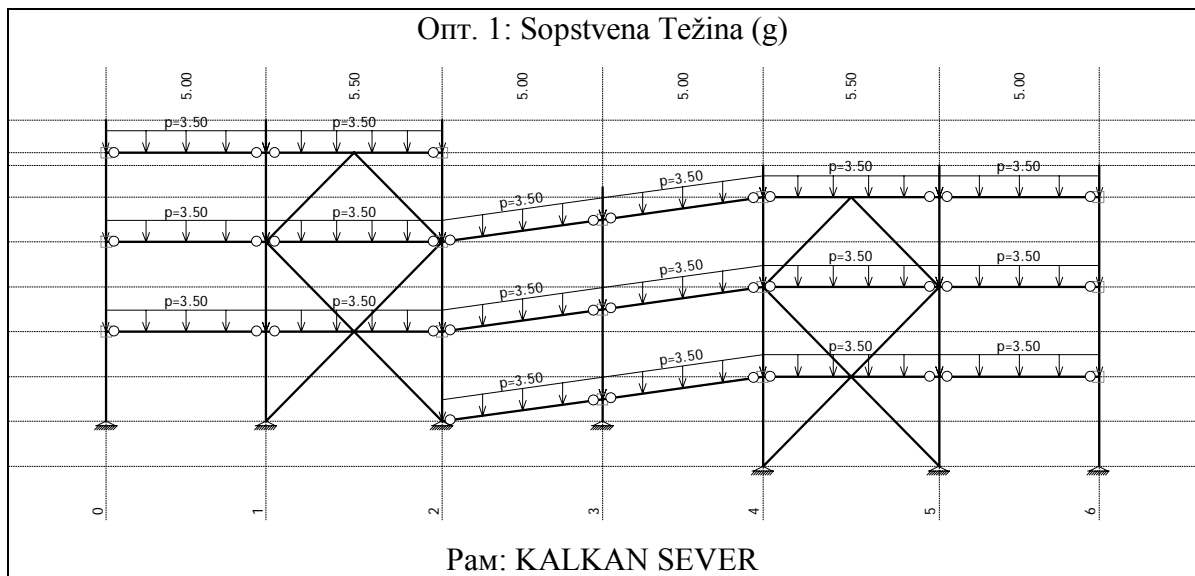
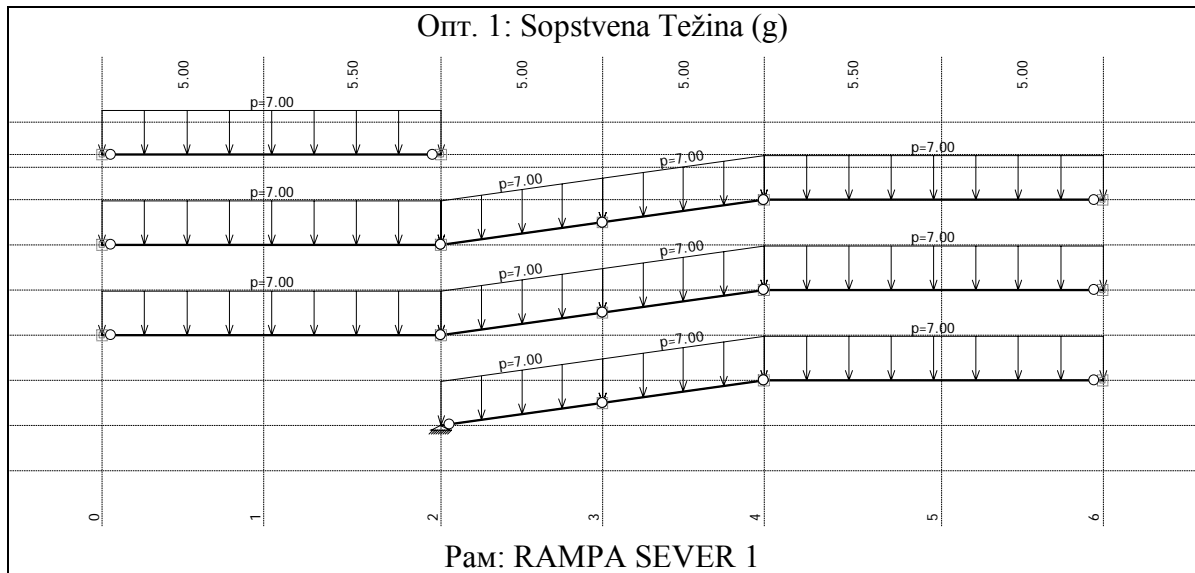
3.9.3 ДИСПОЗИЦИЈА ОПТЕРЕЋЕЊА

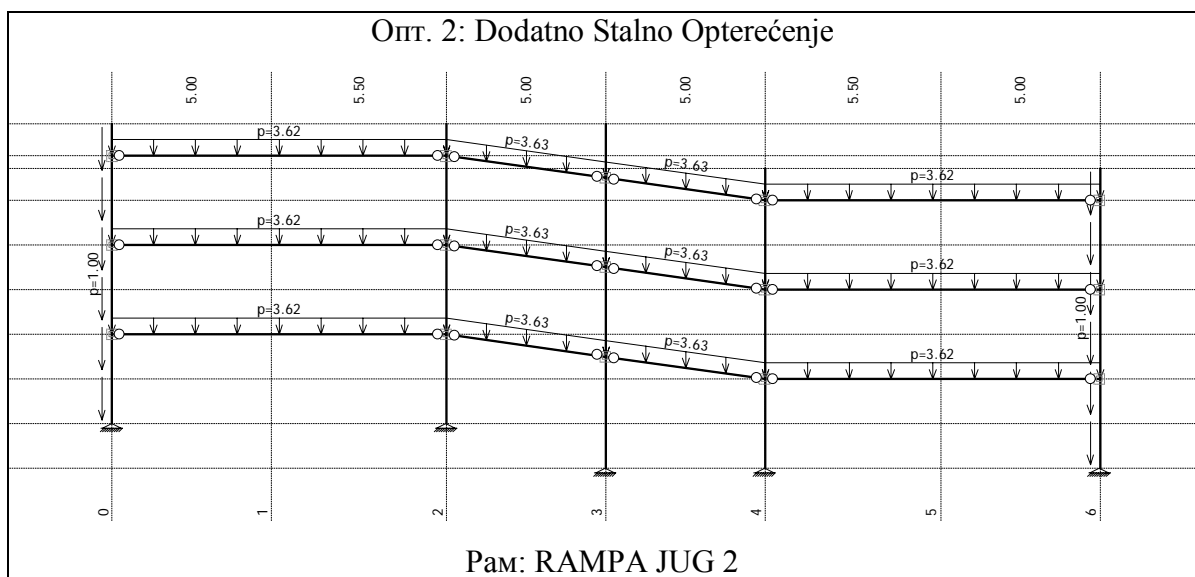
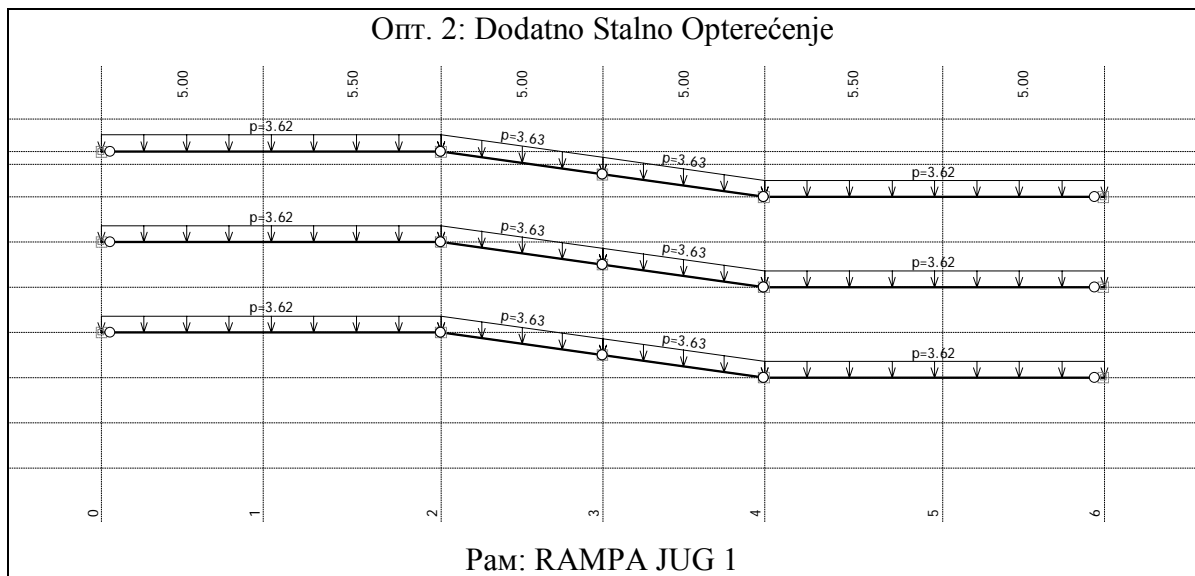
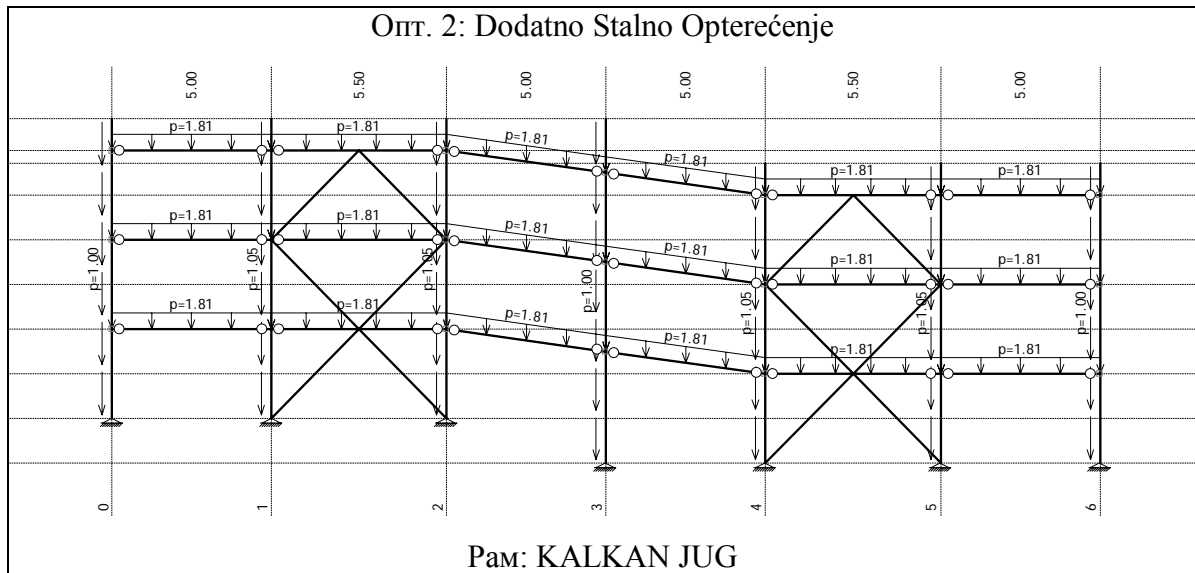


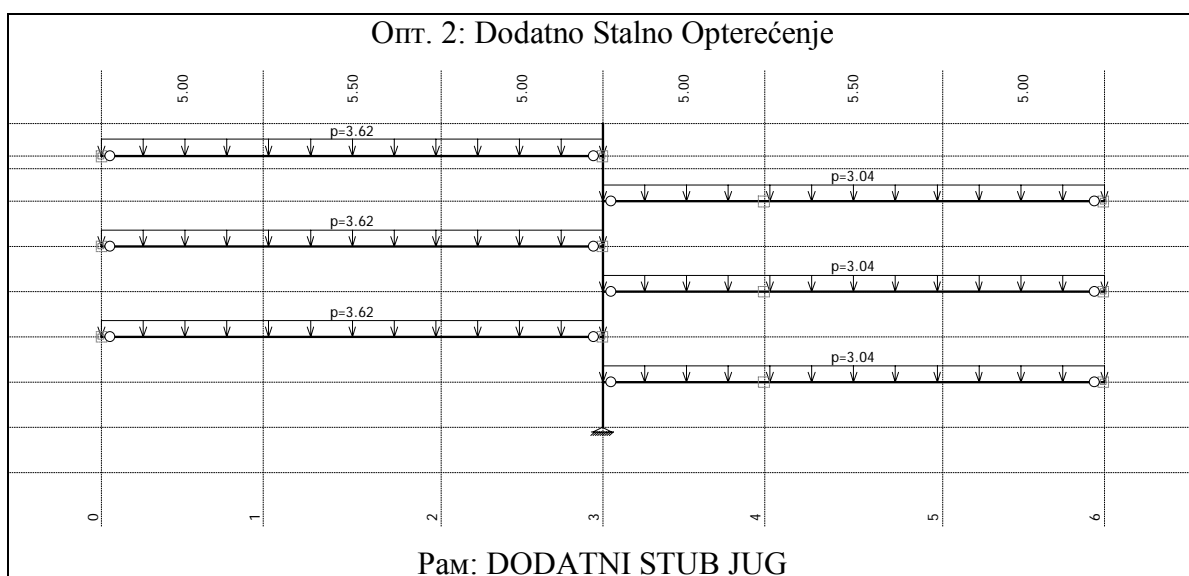
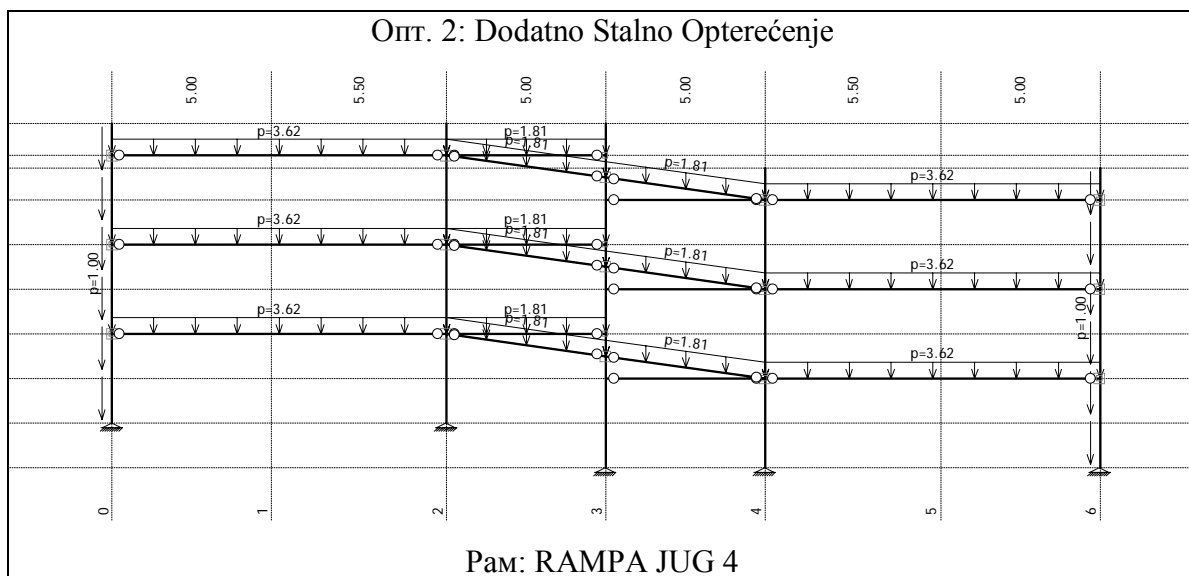
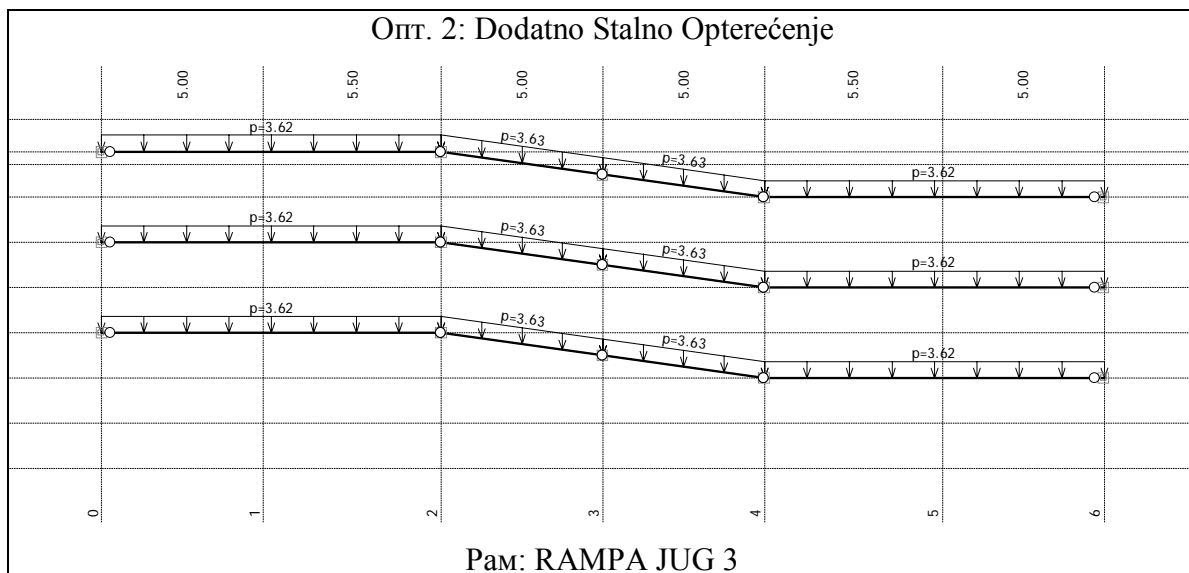


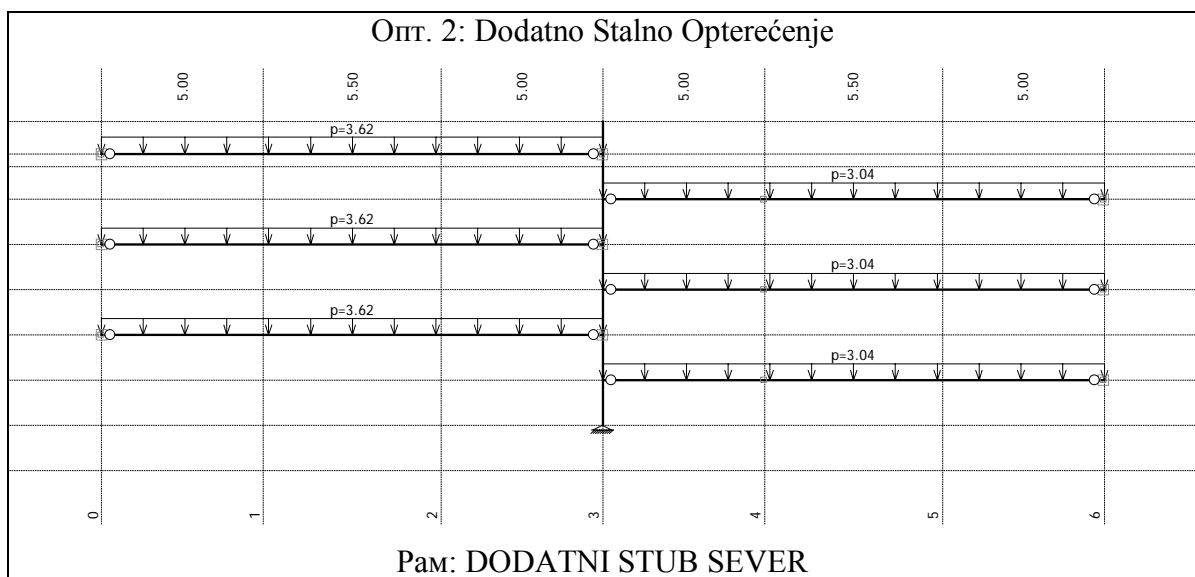
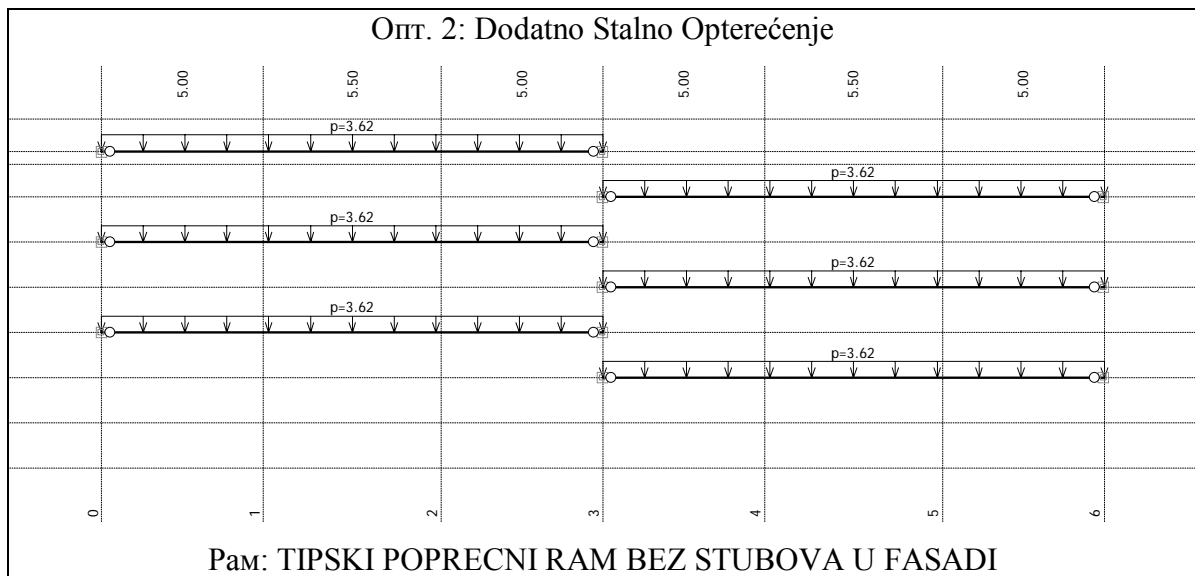
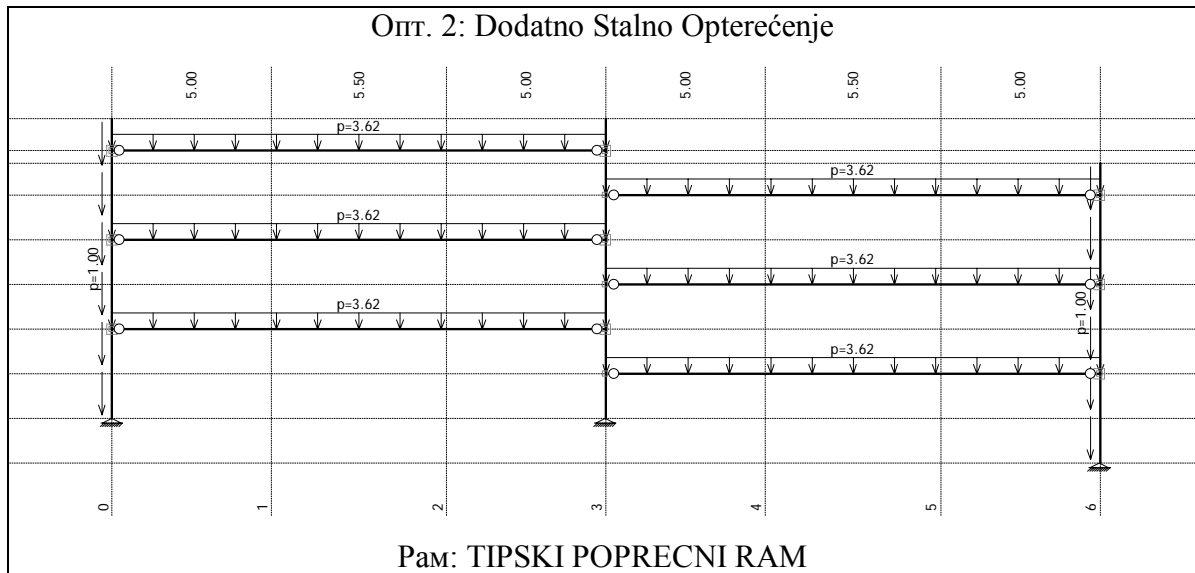


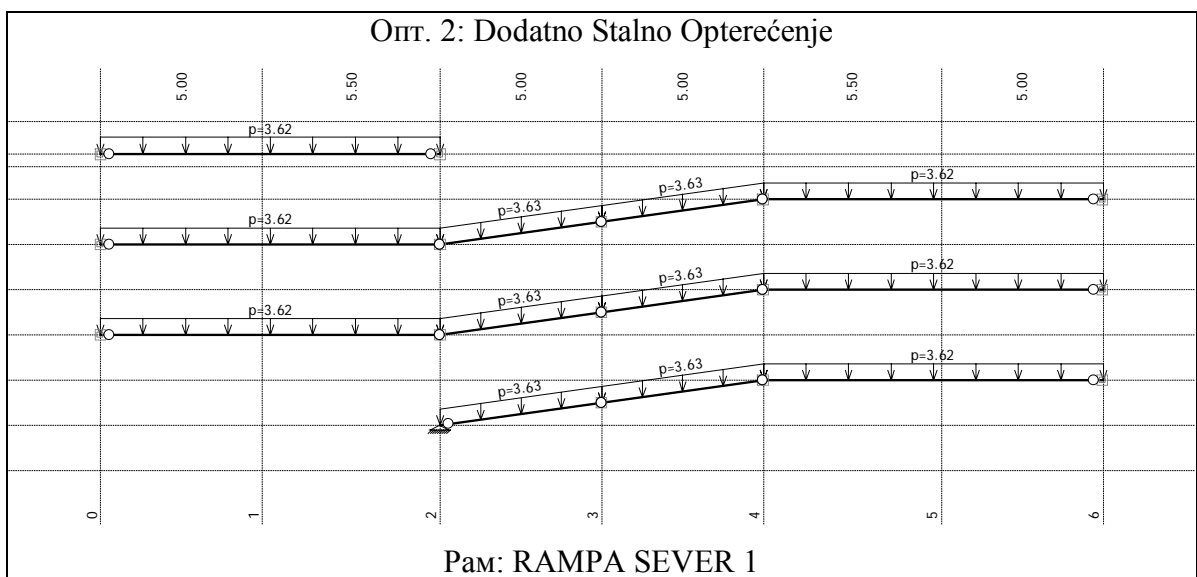
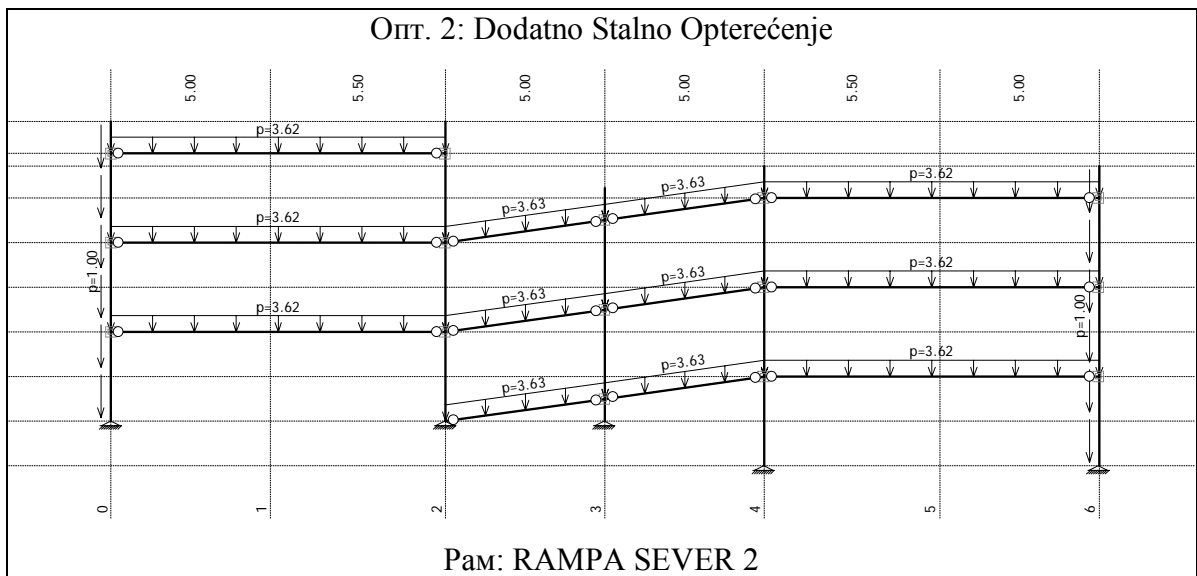
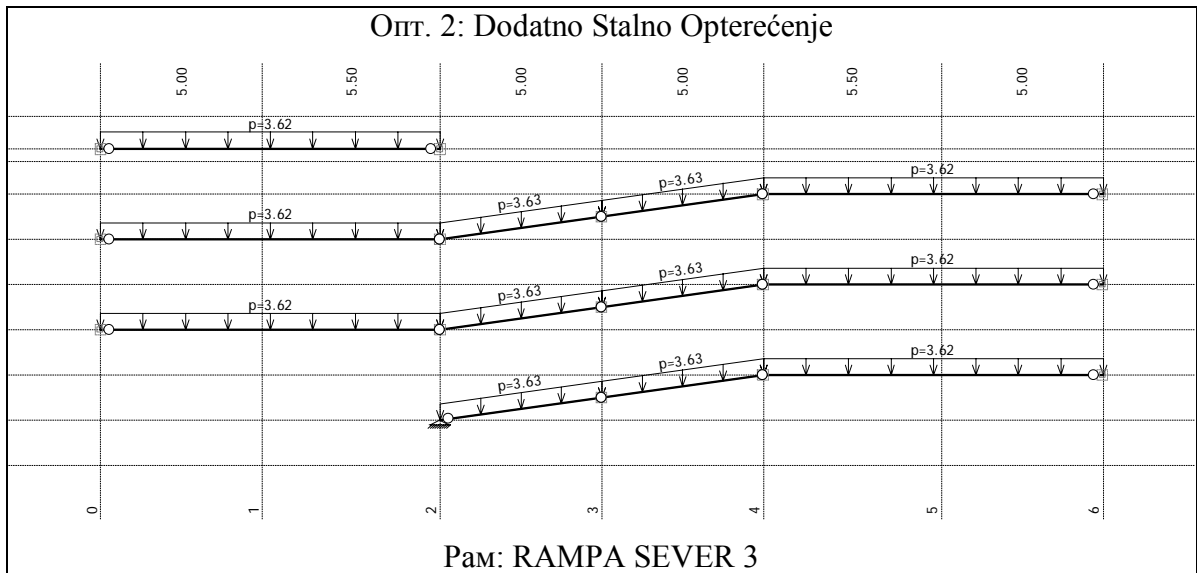


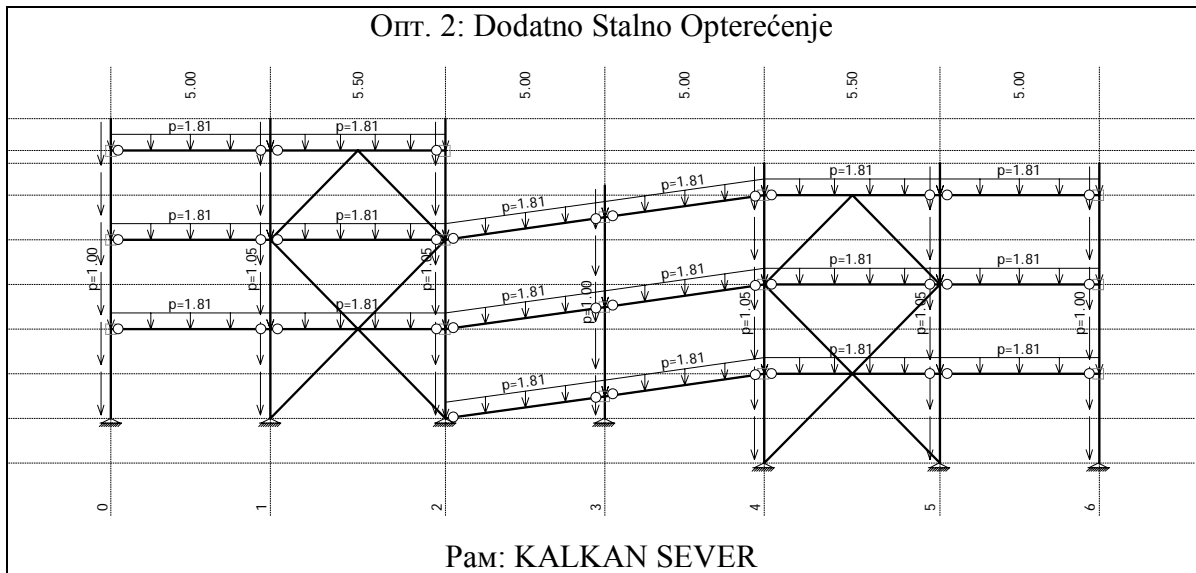


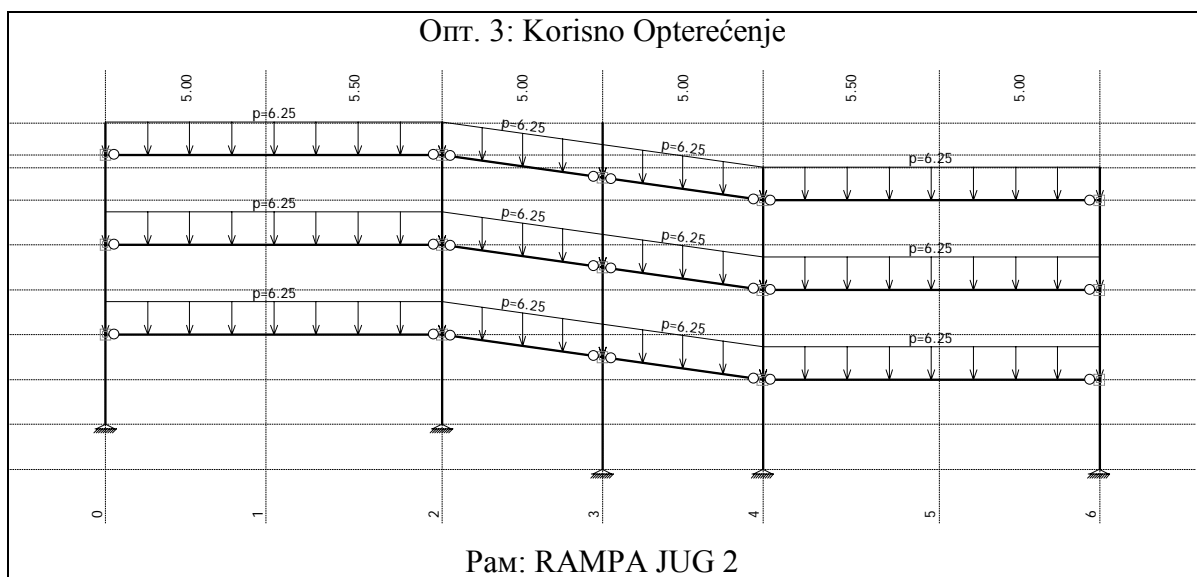
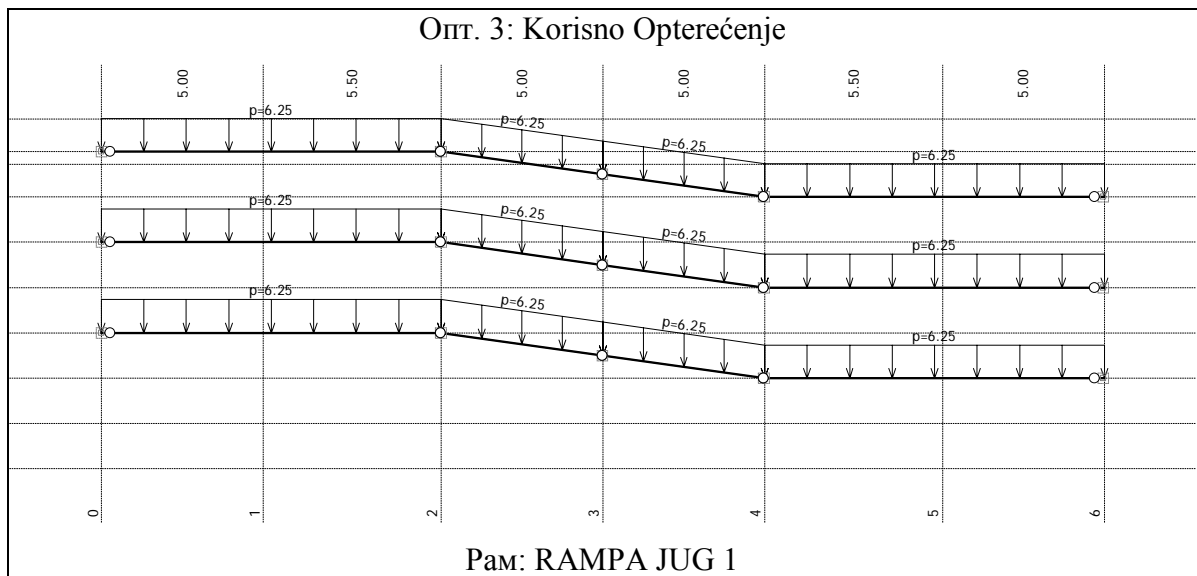
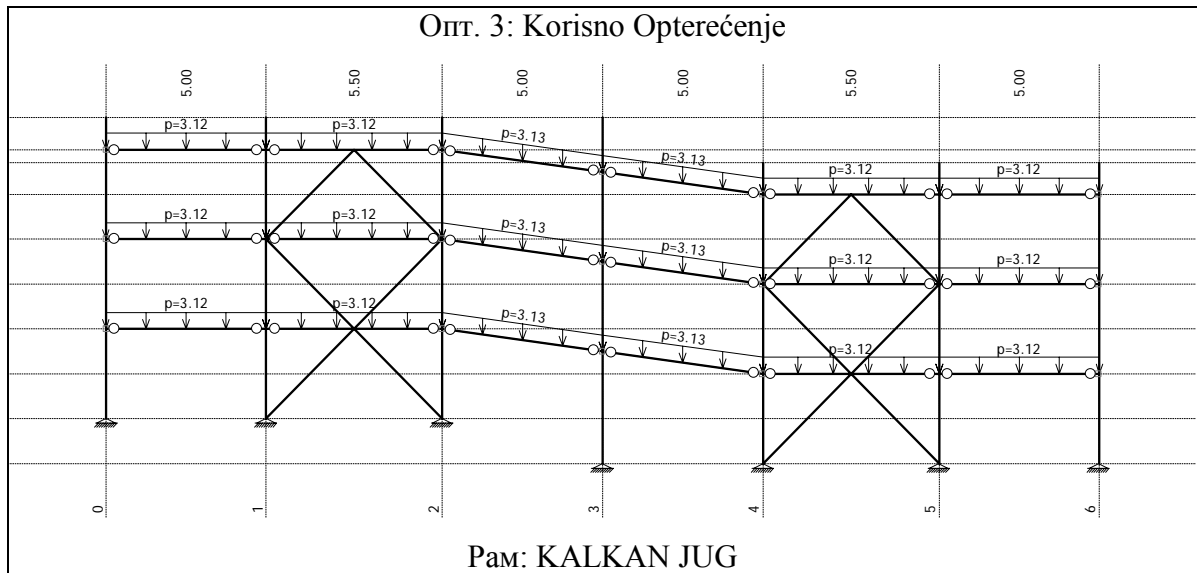


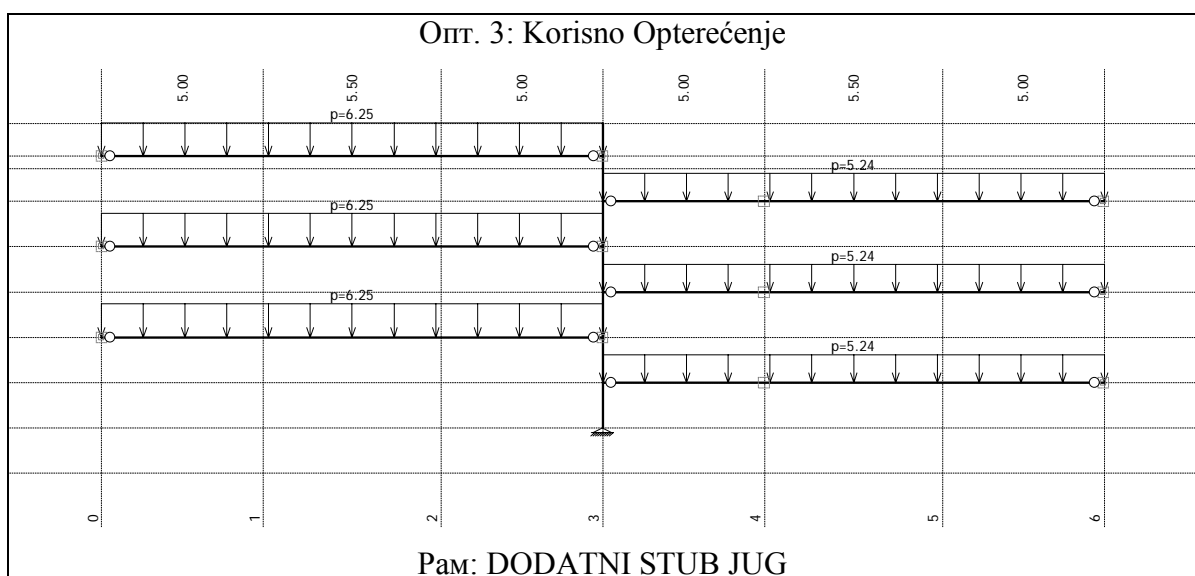
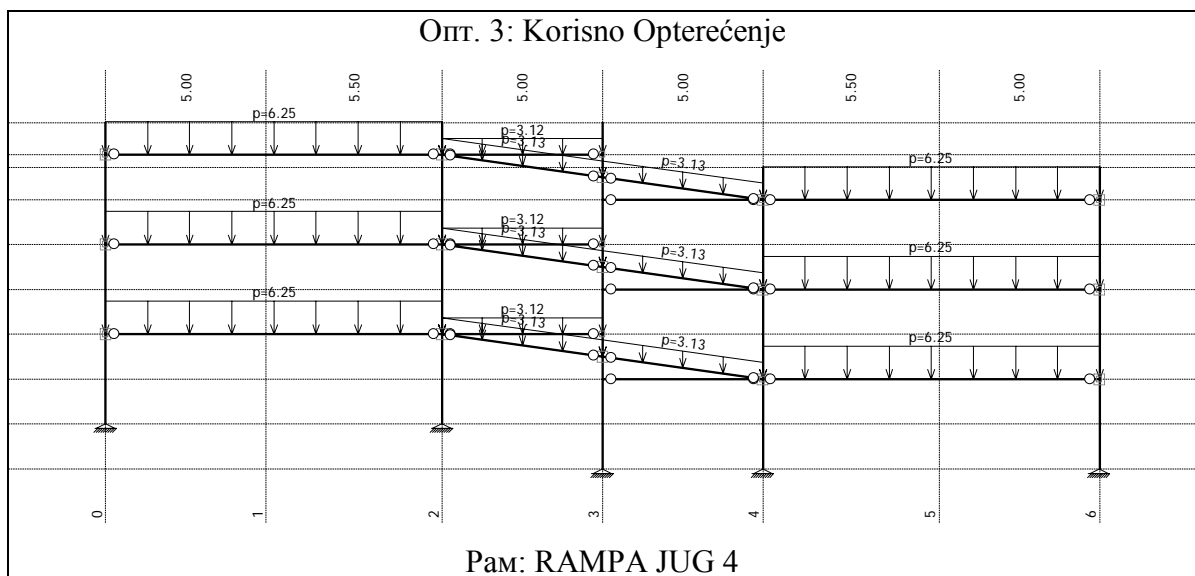
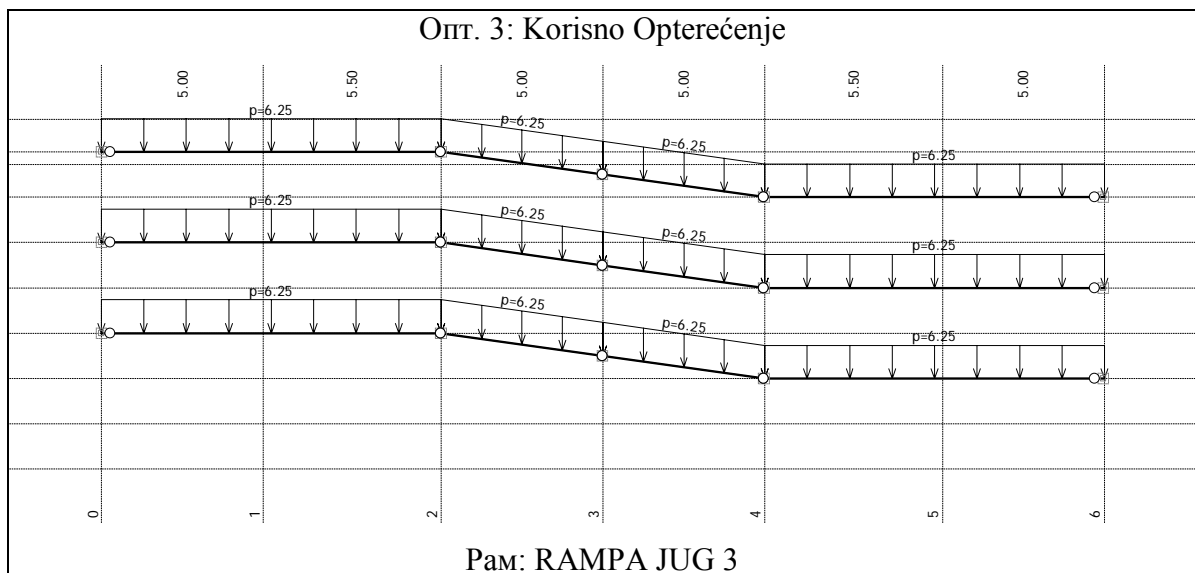


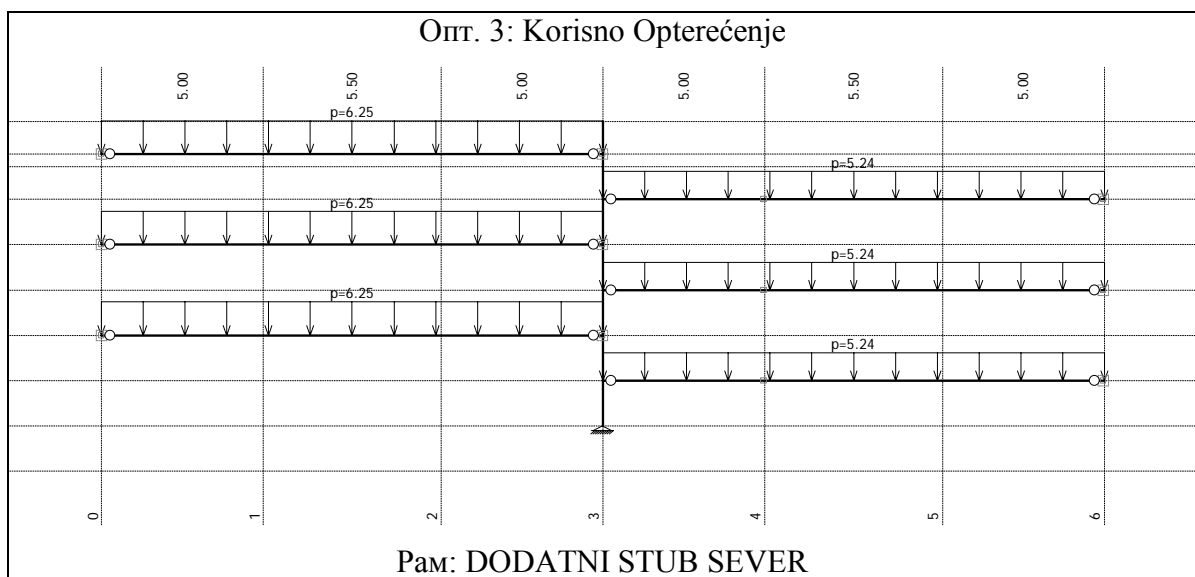
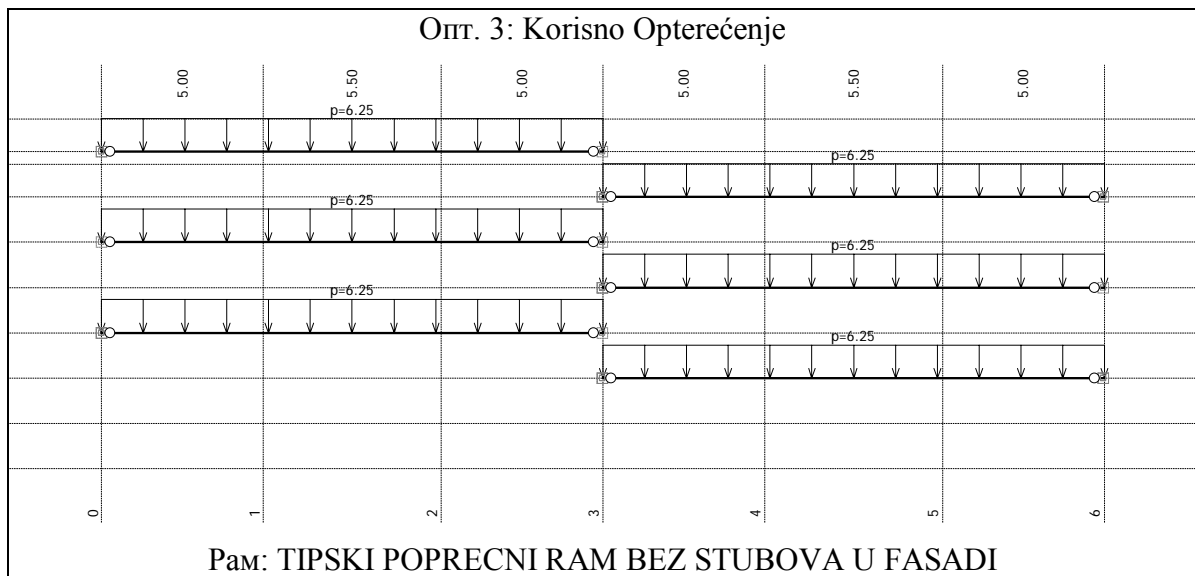
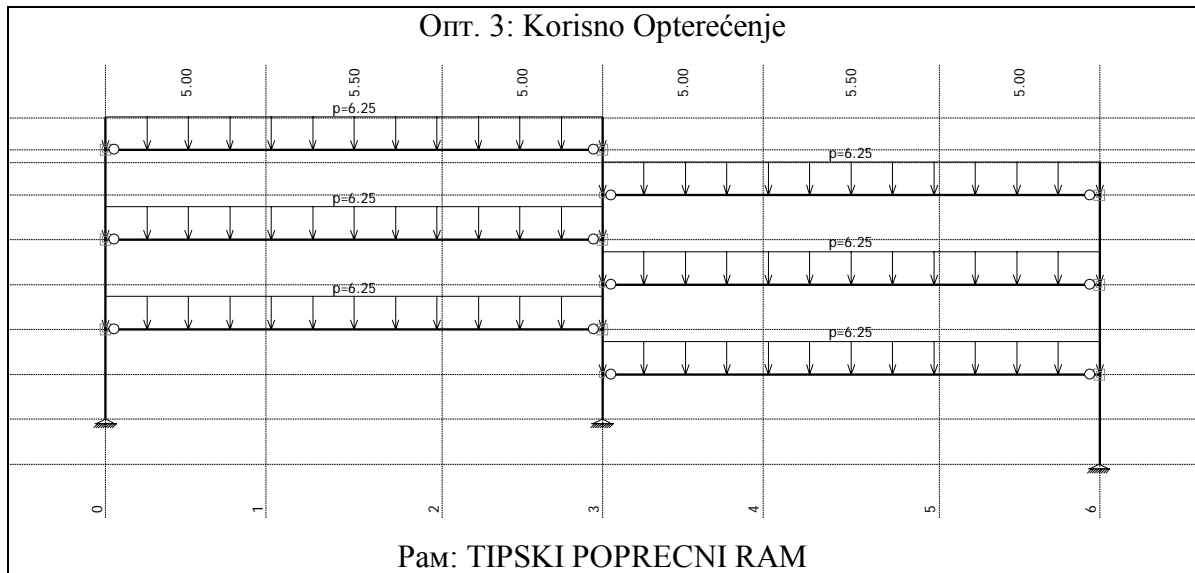


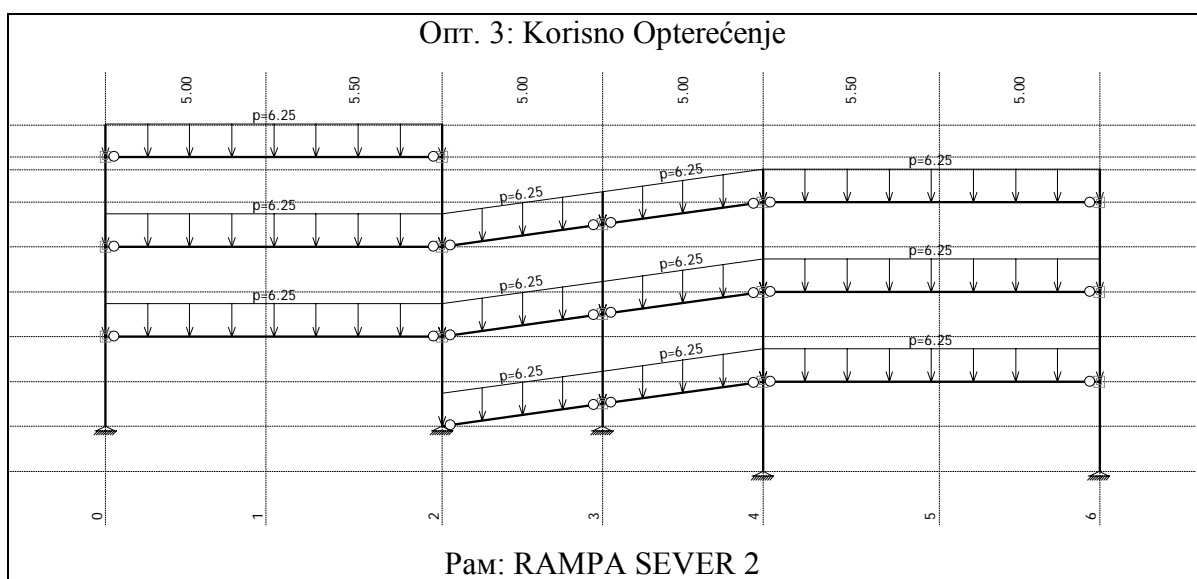
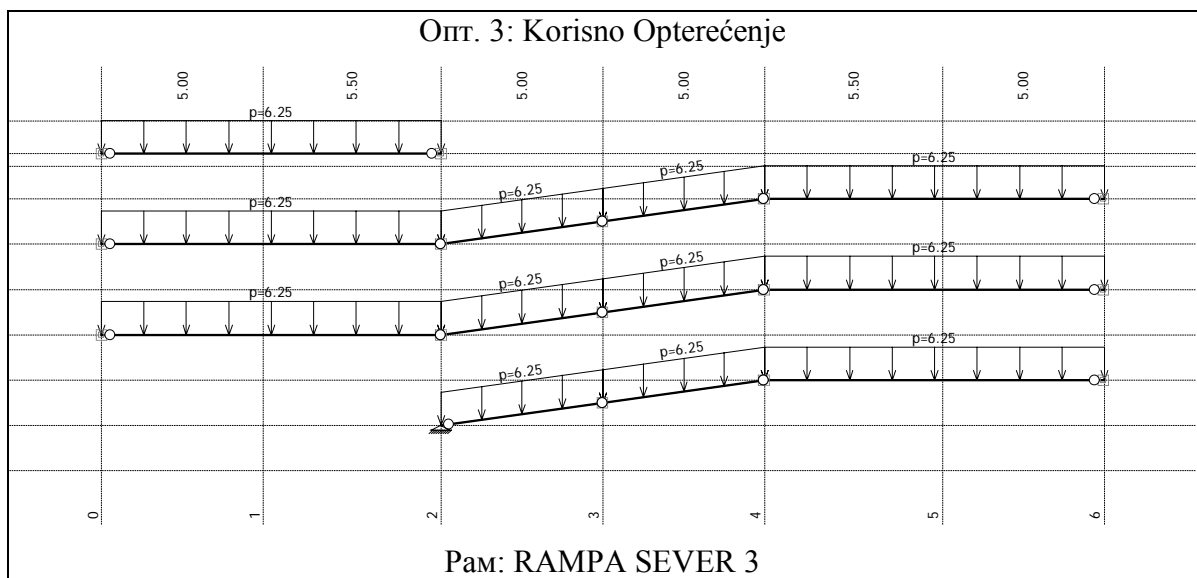
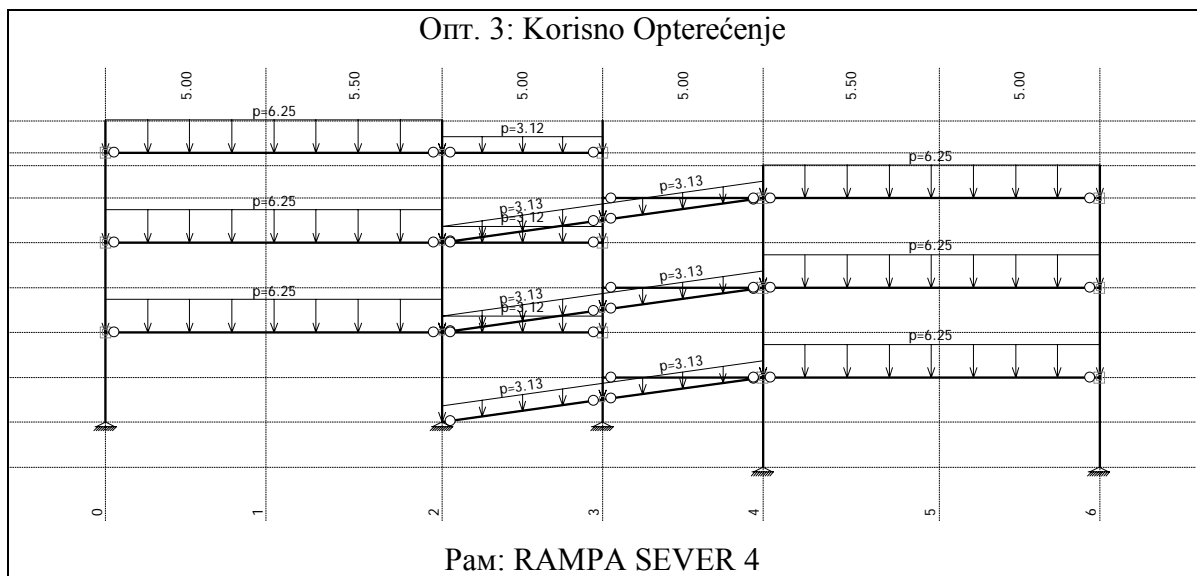


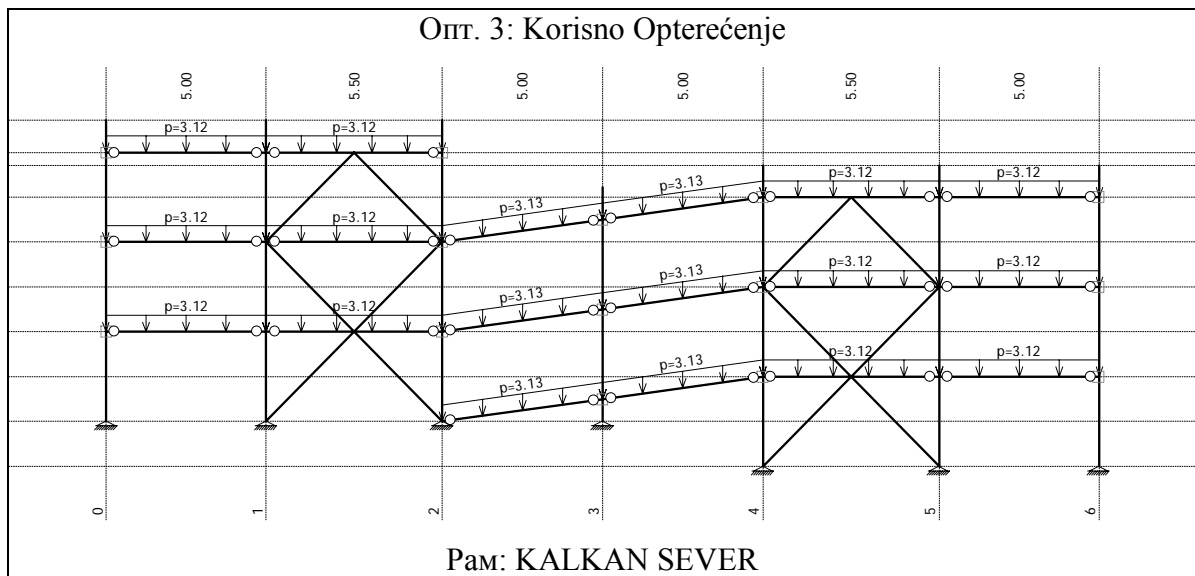
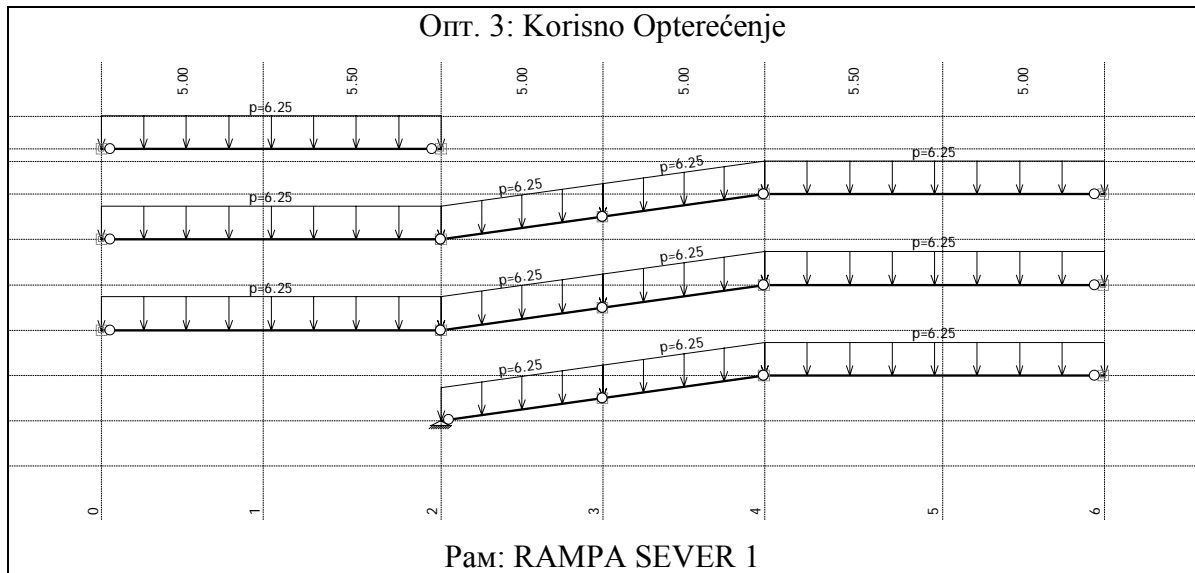


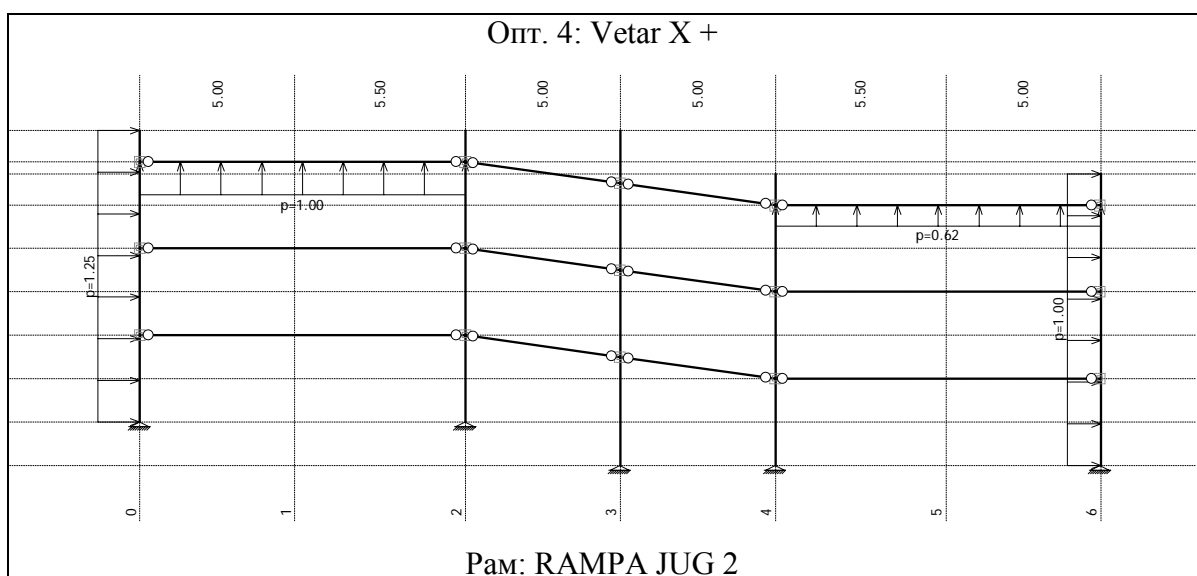
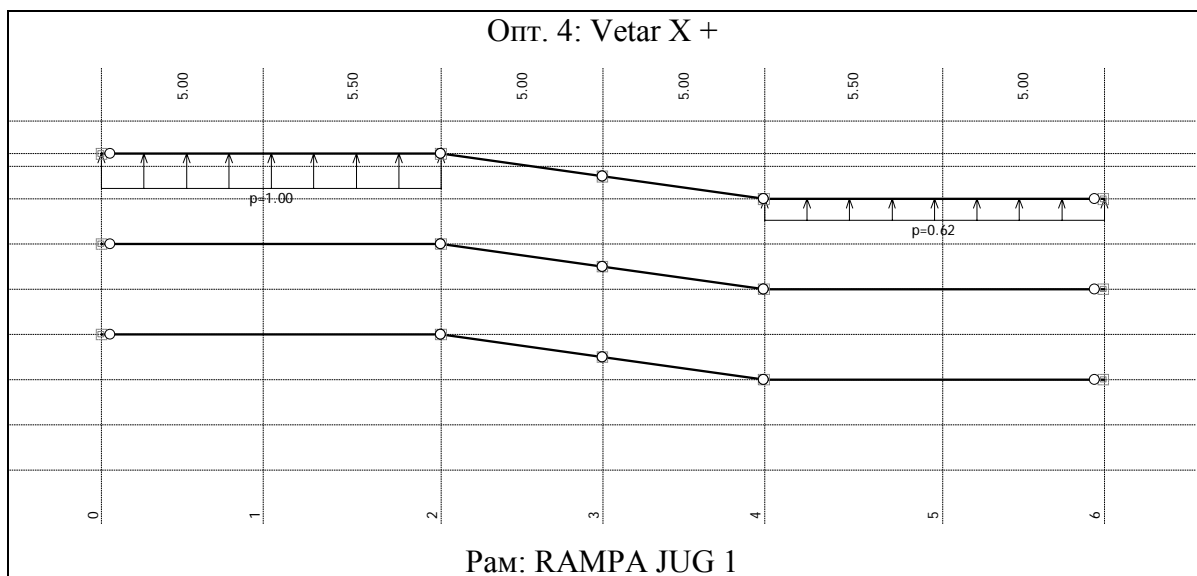
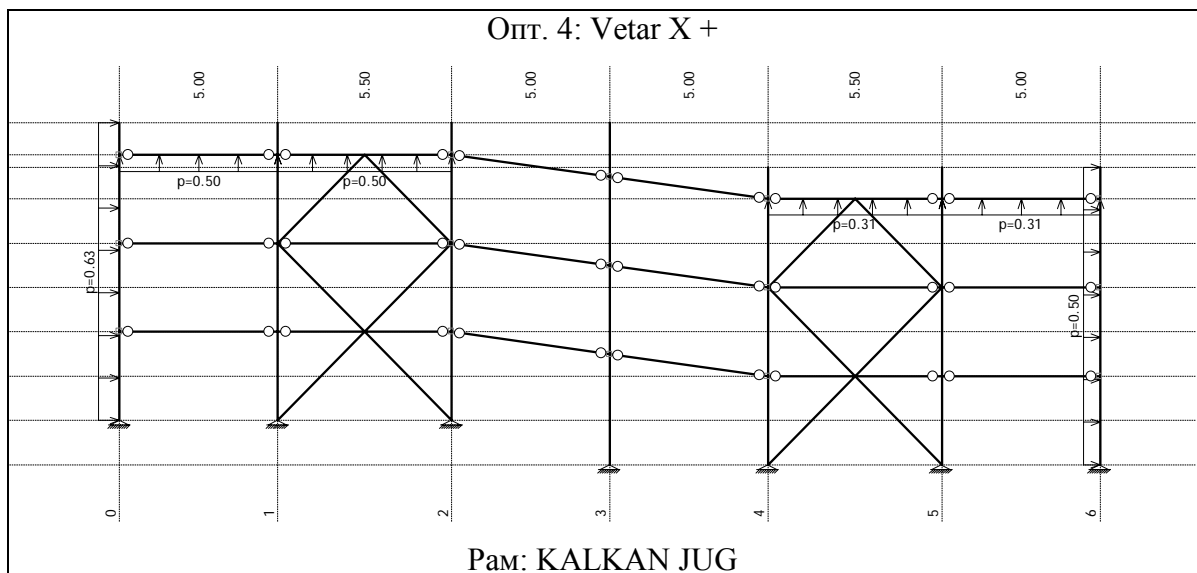


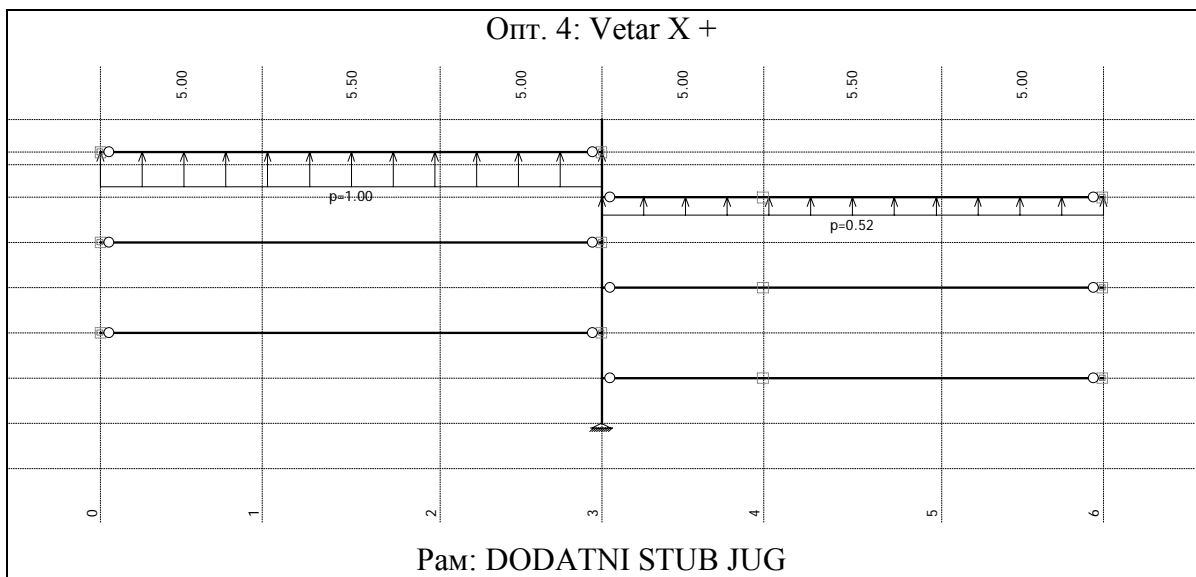
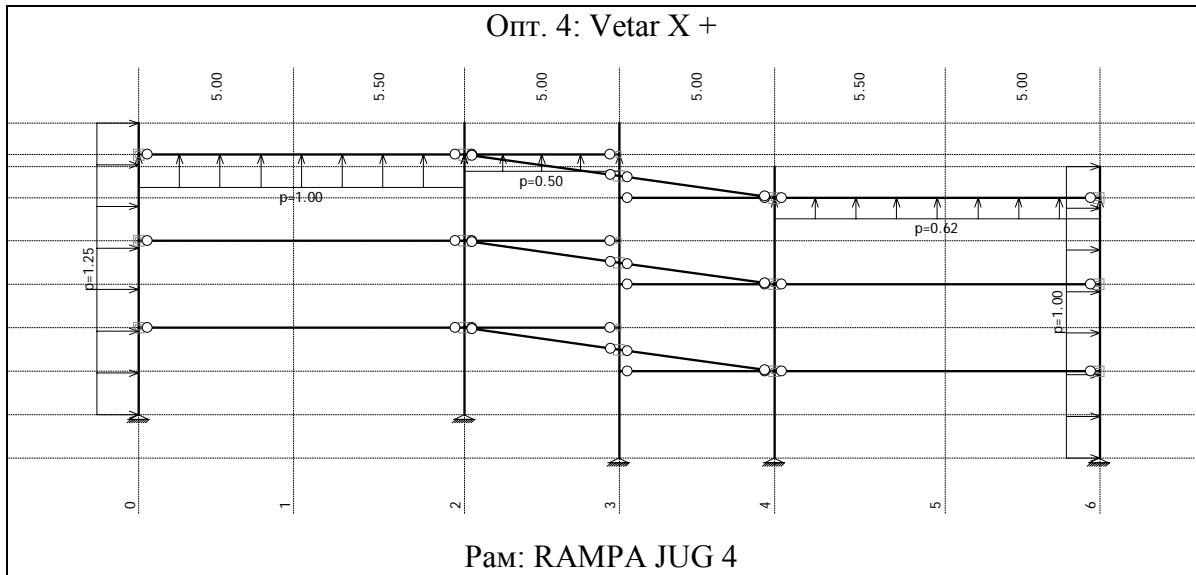
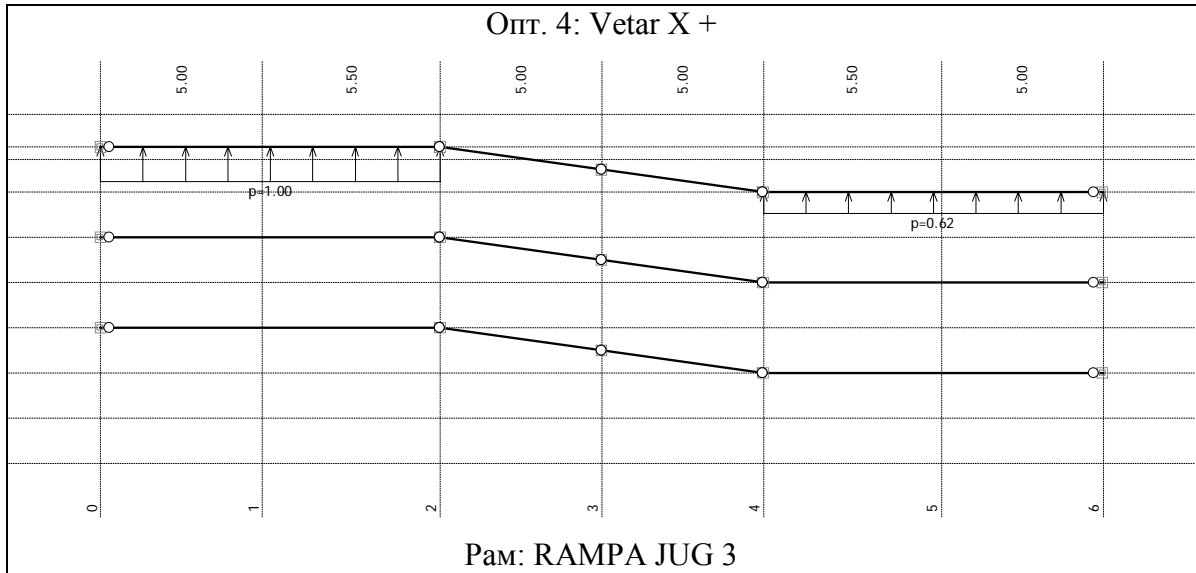


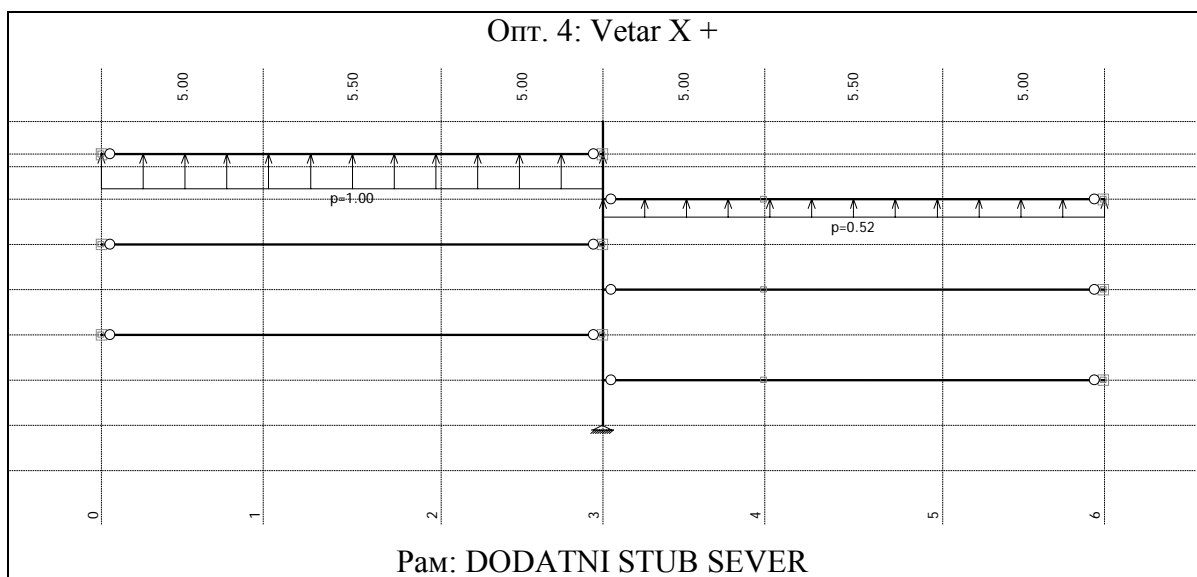
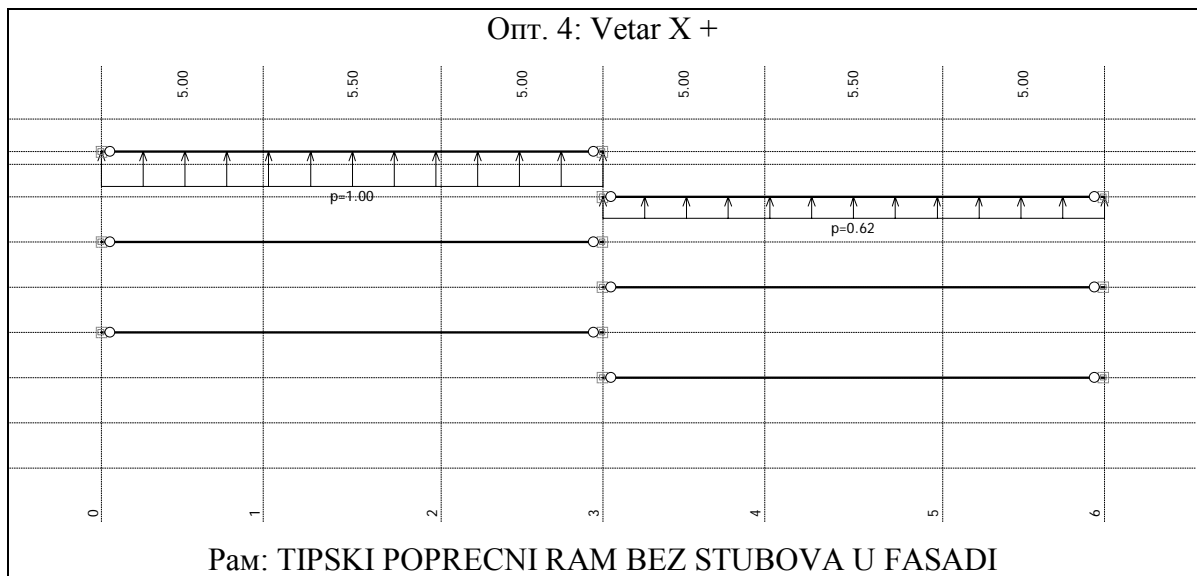
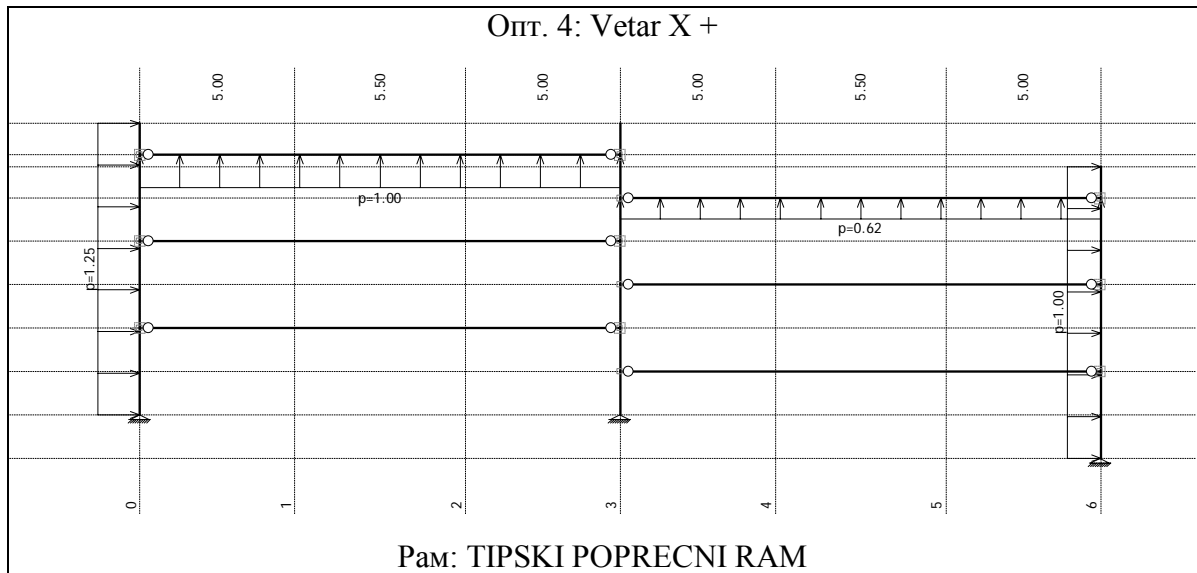


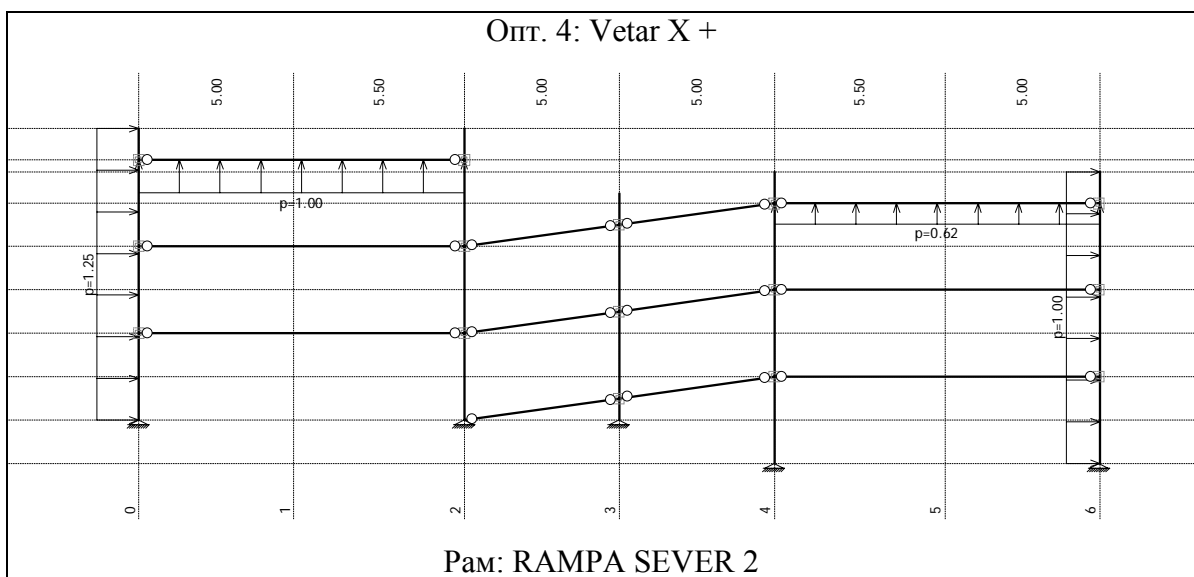
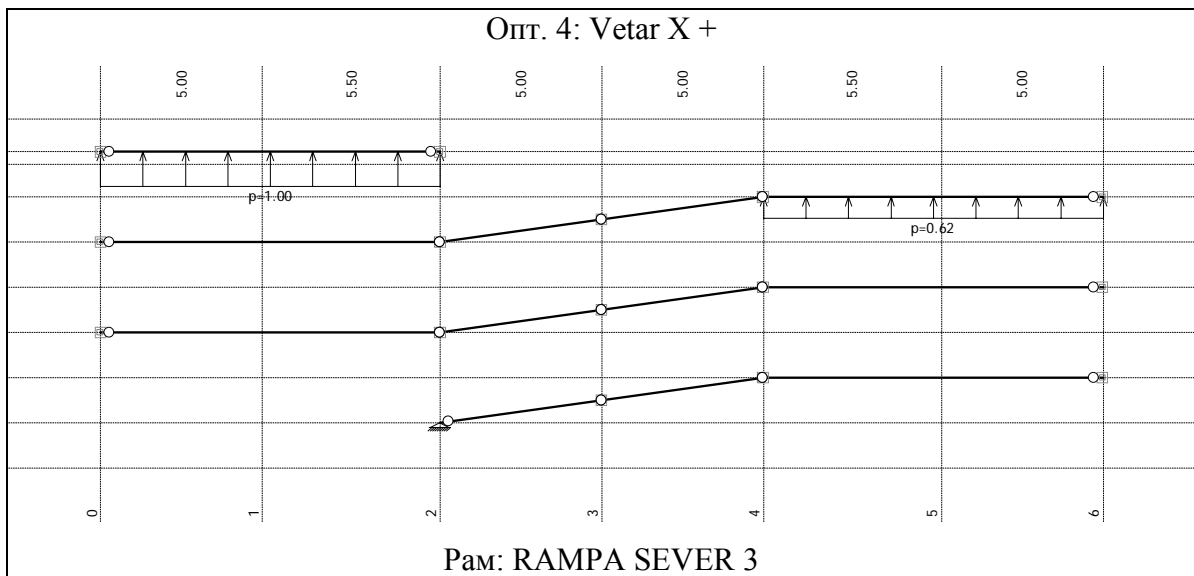
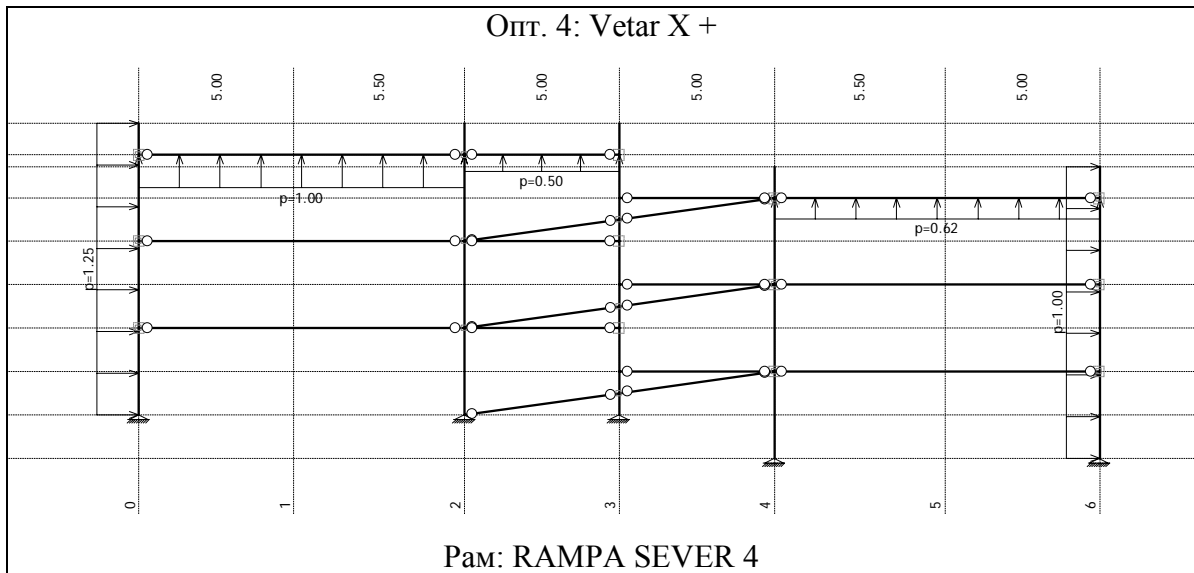


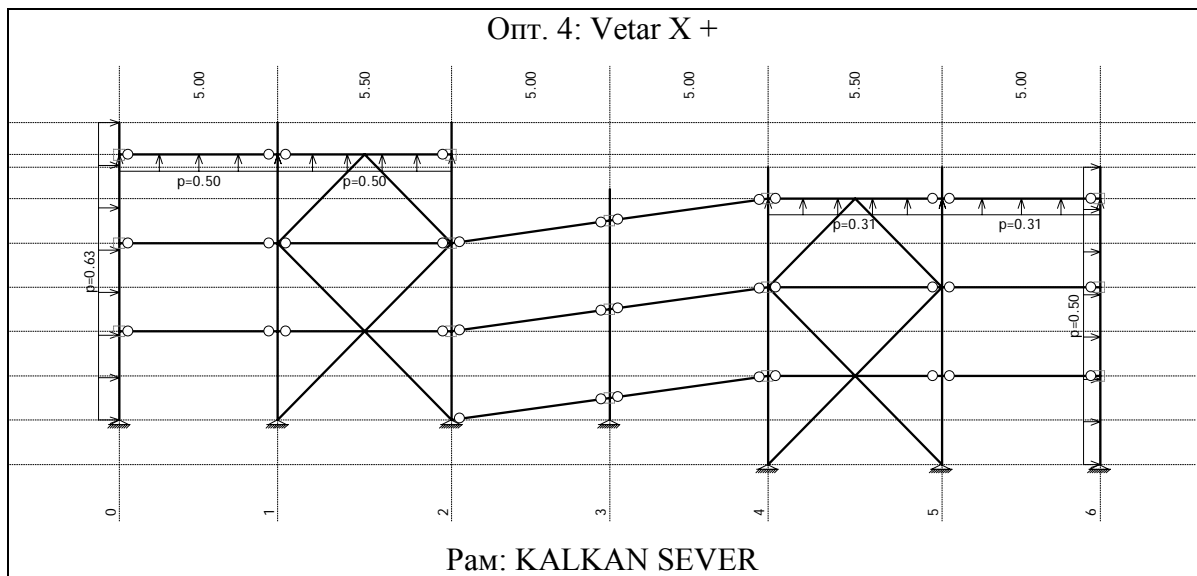
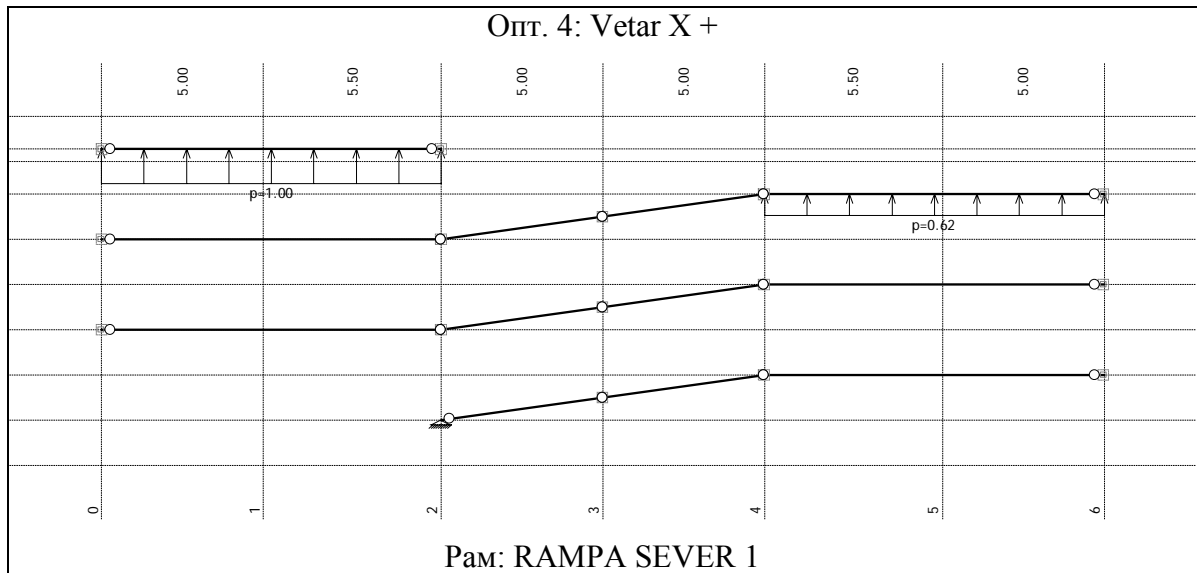


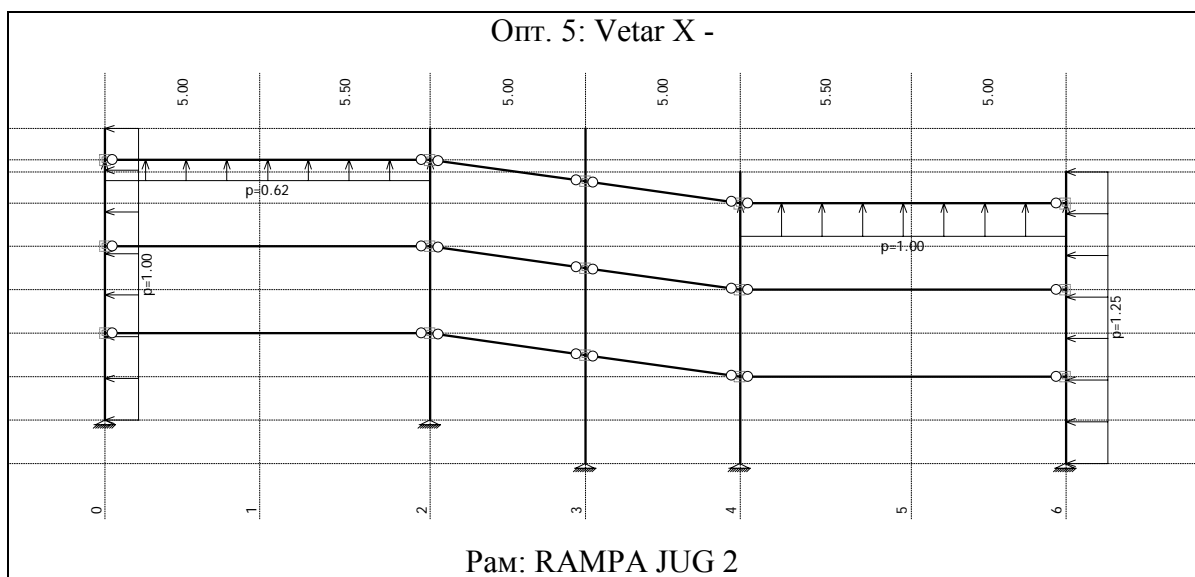
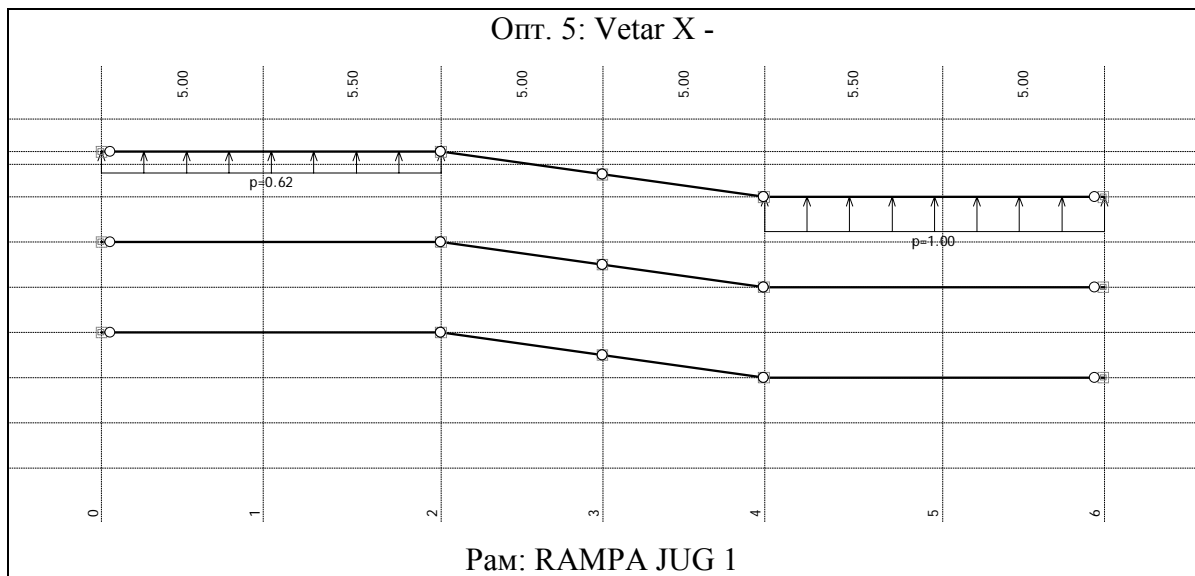
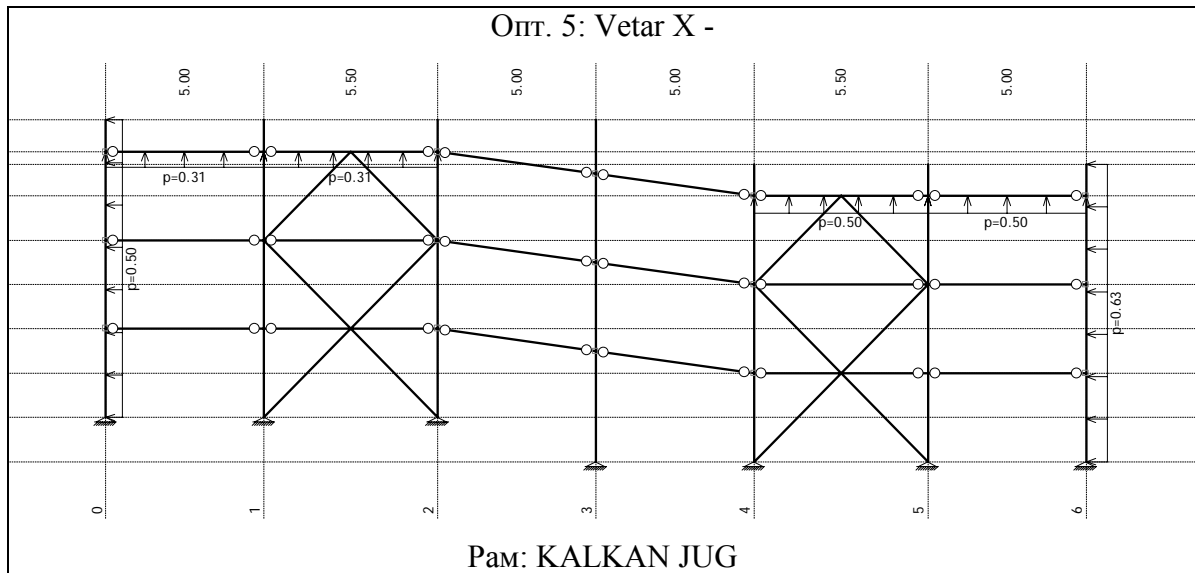


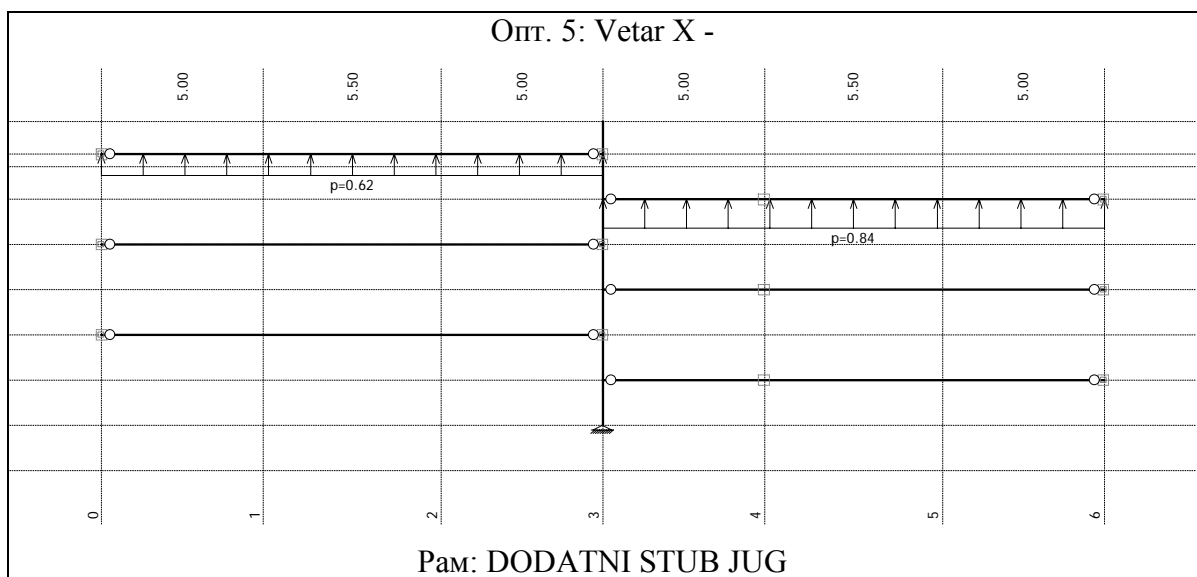
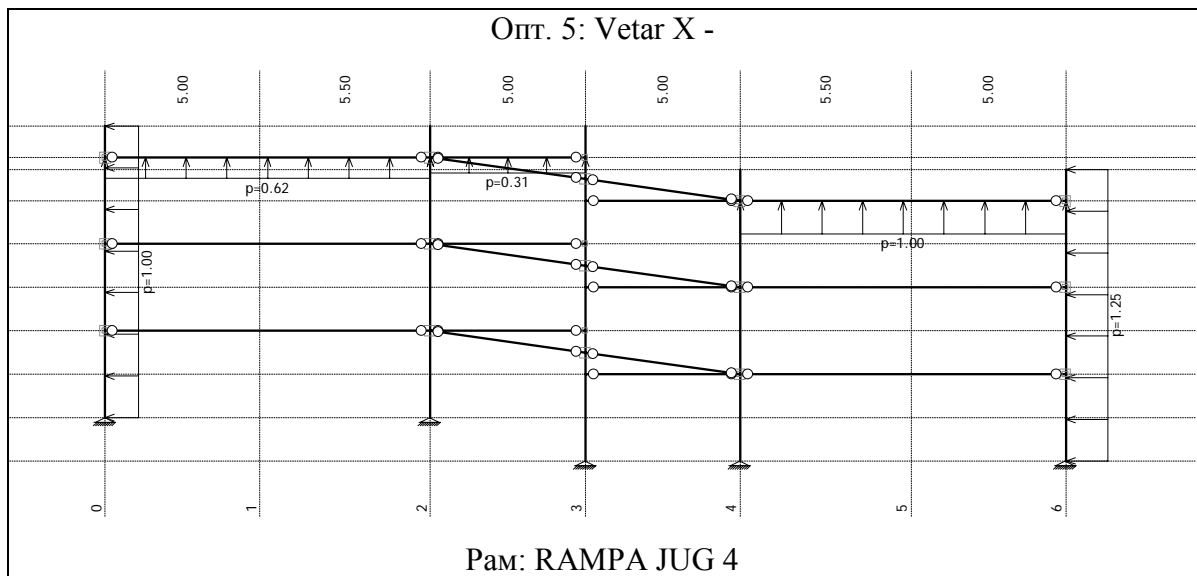
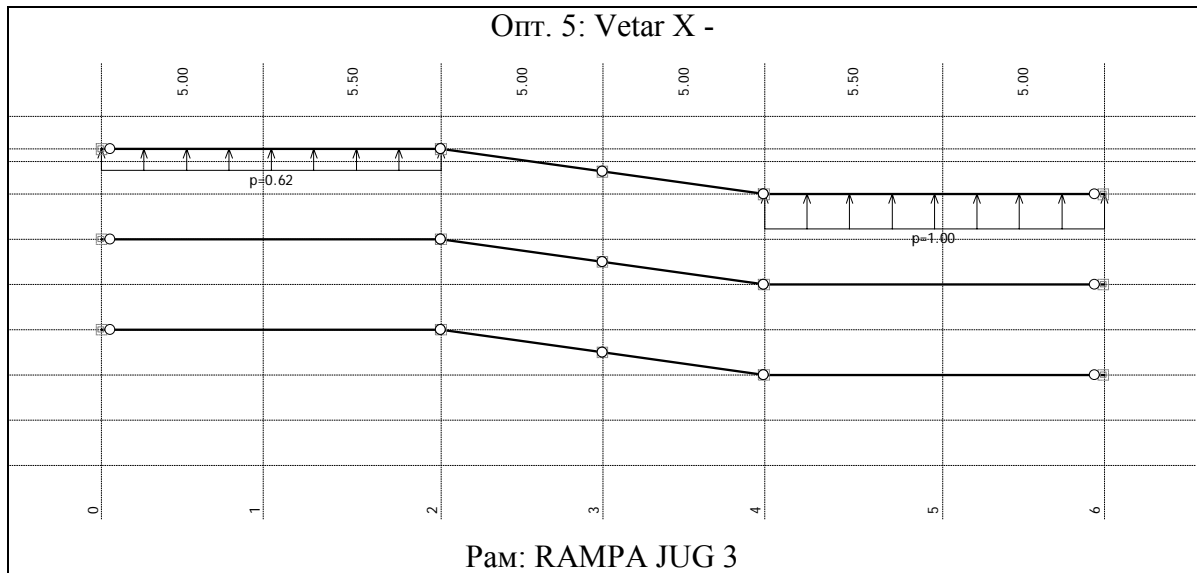


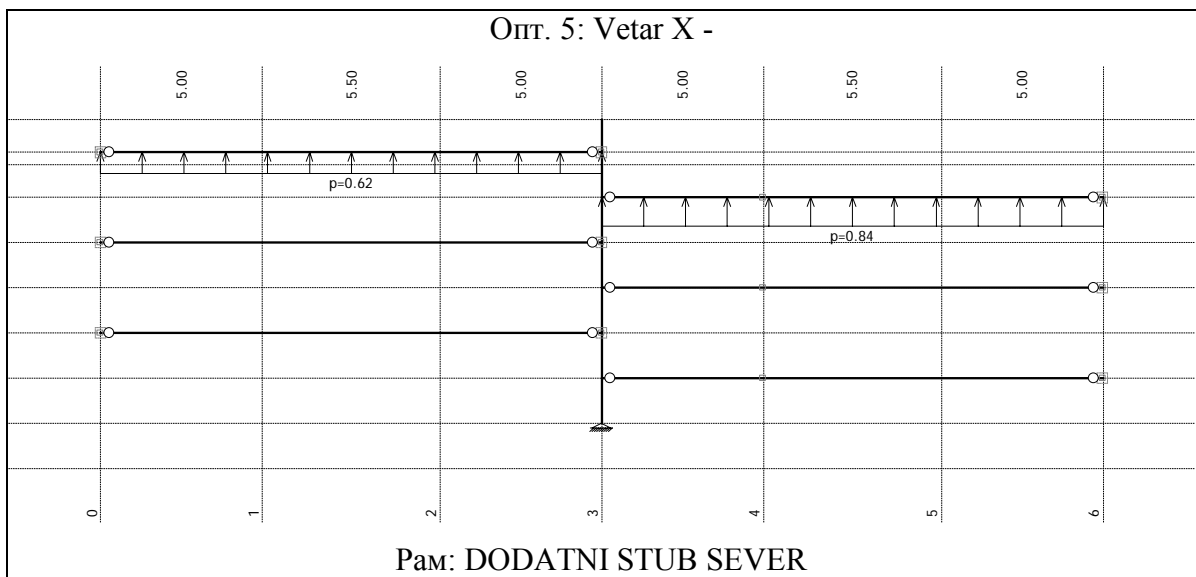
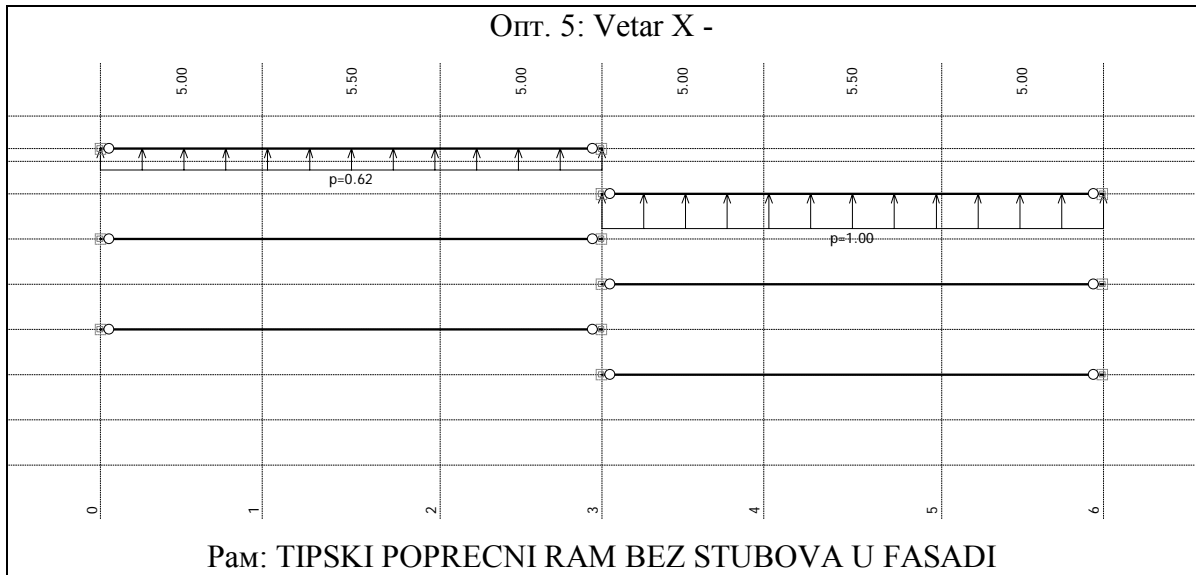
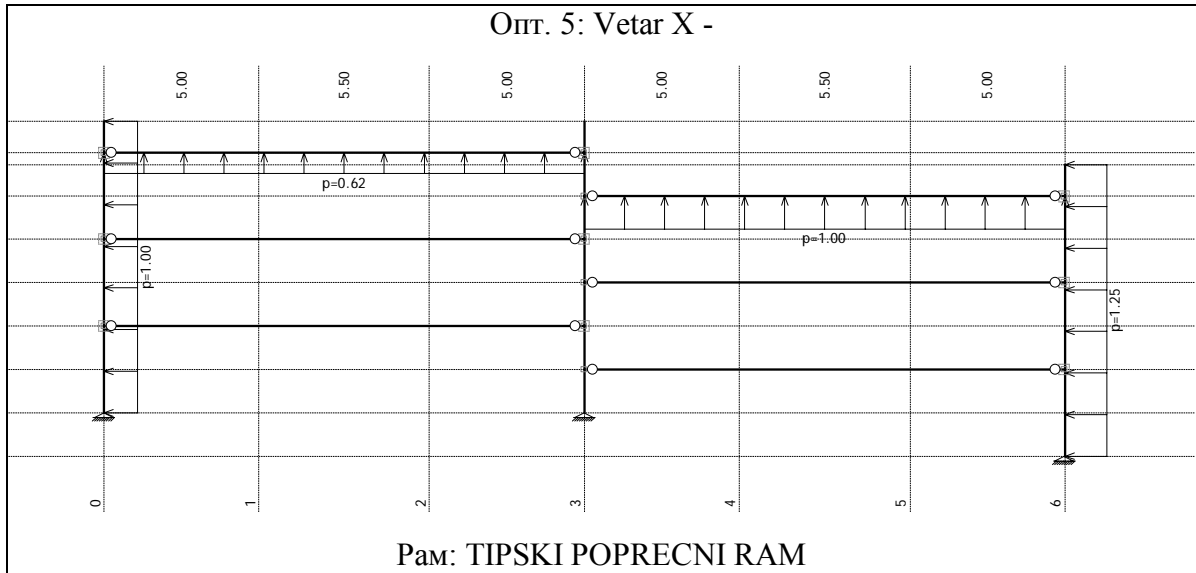


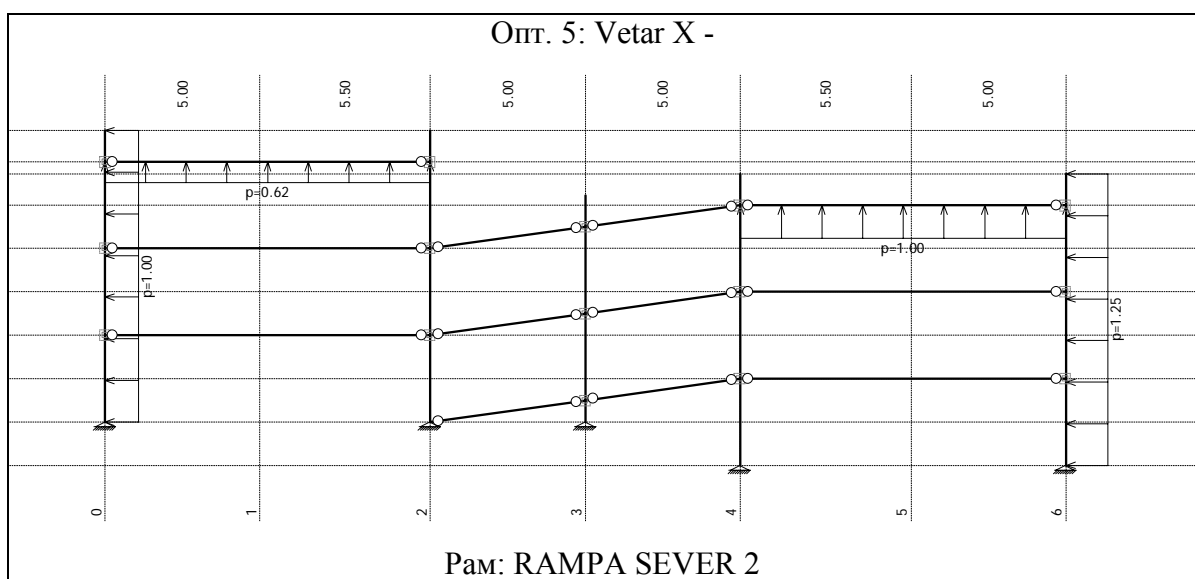
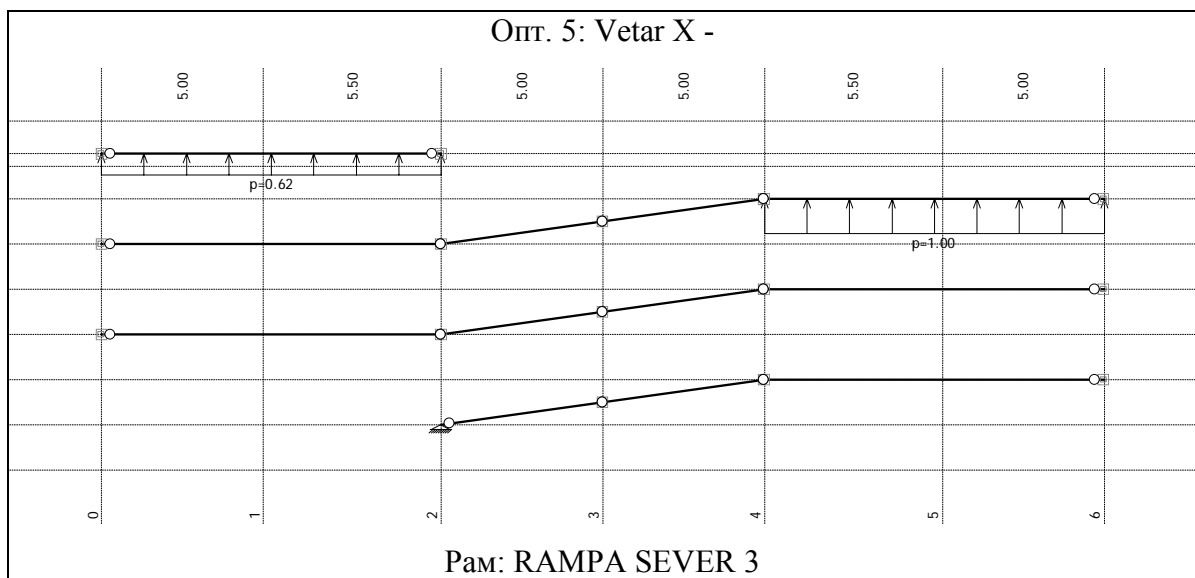
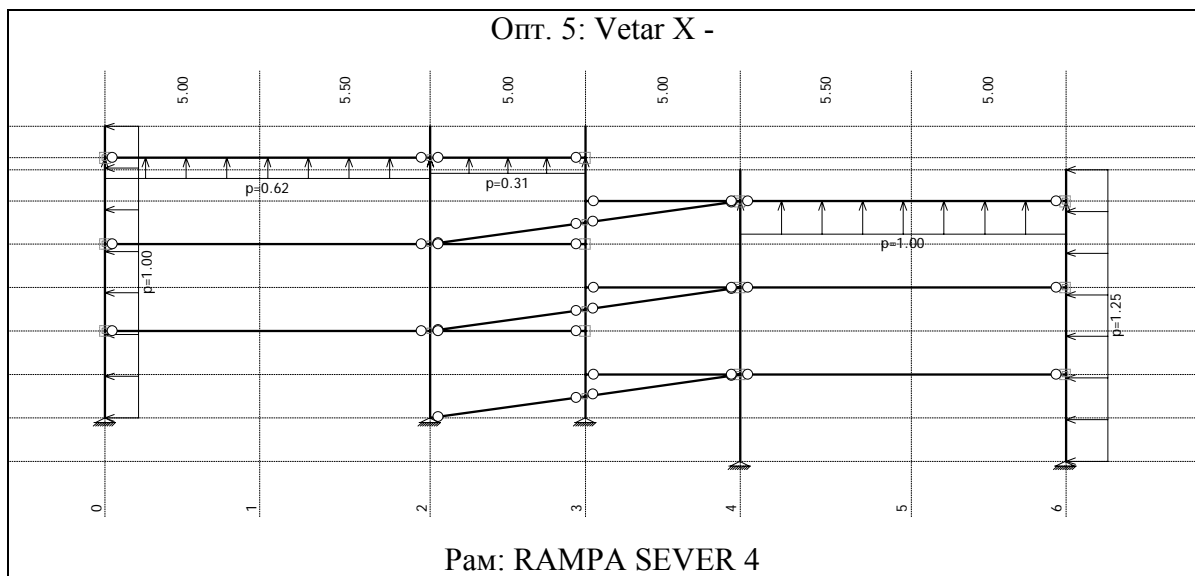


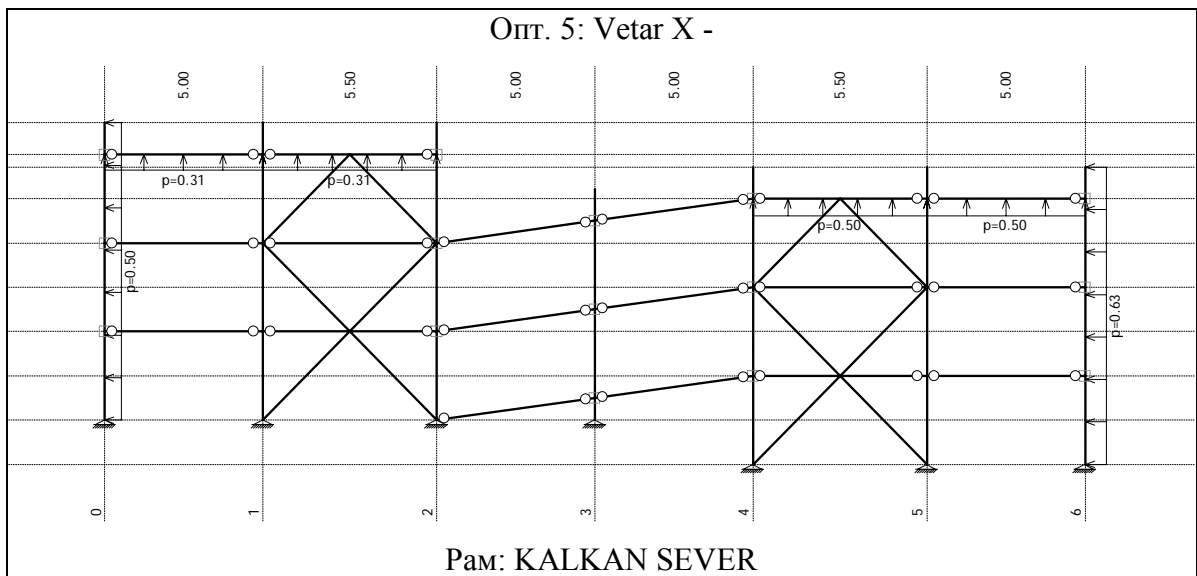
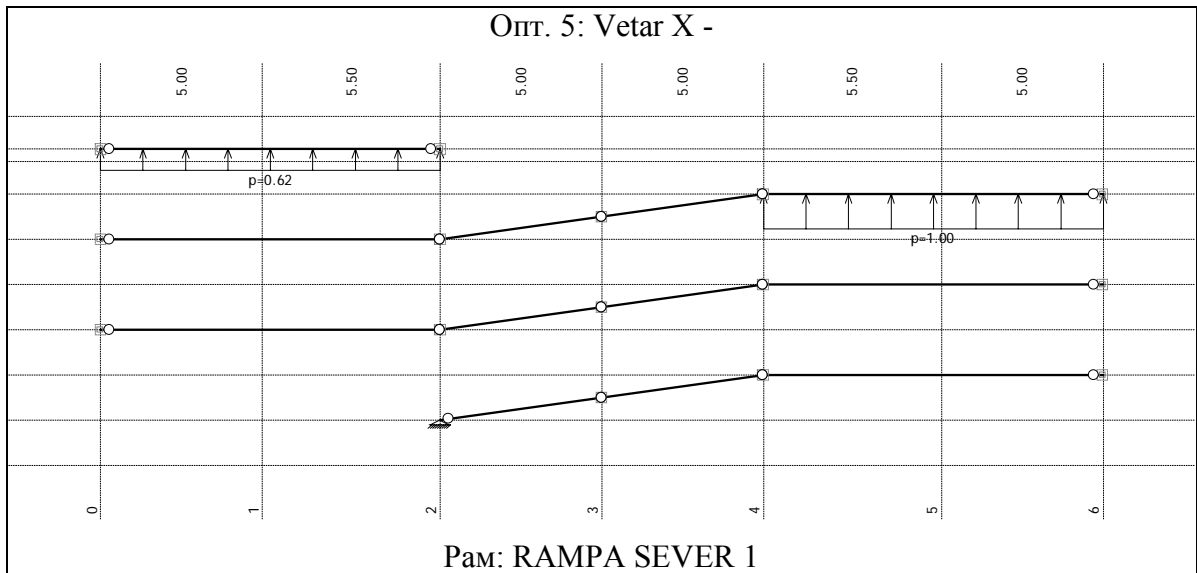


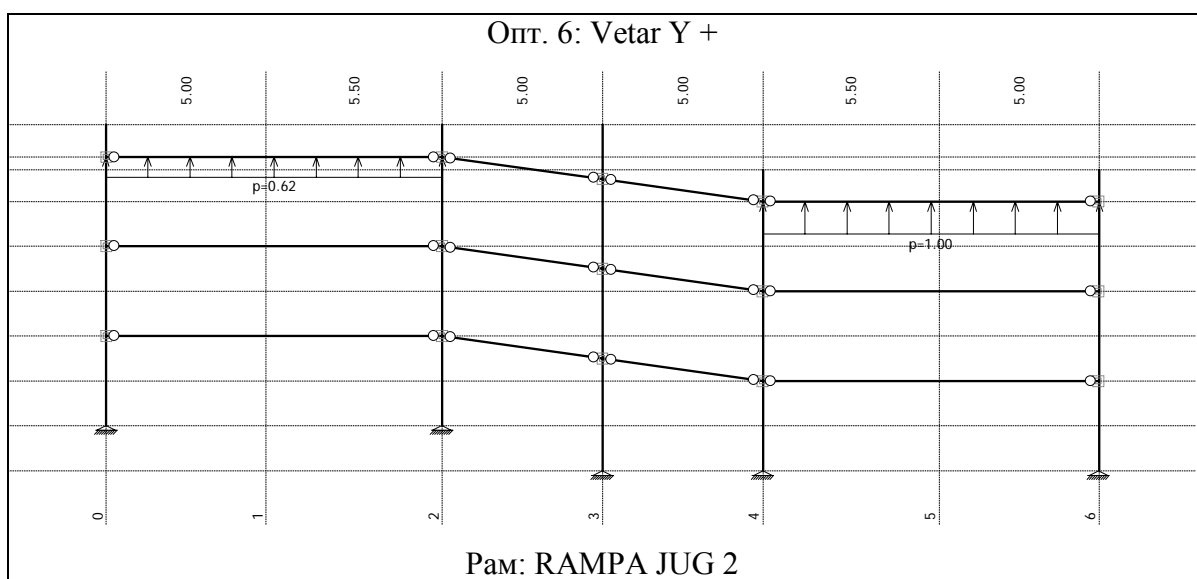
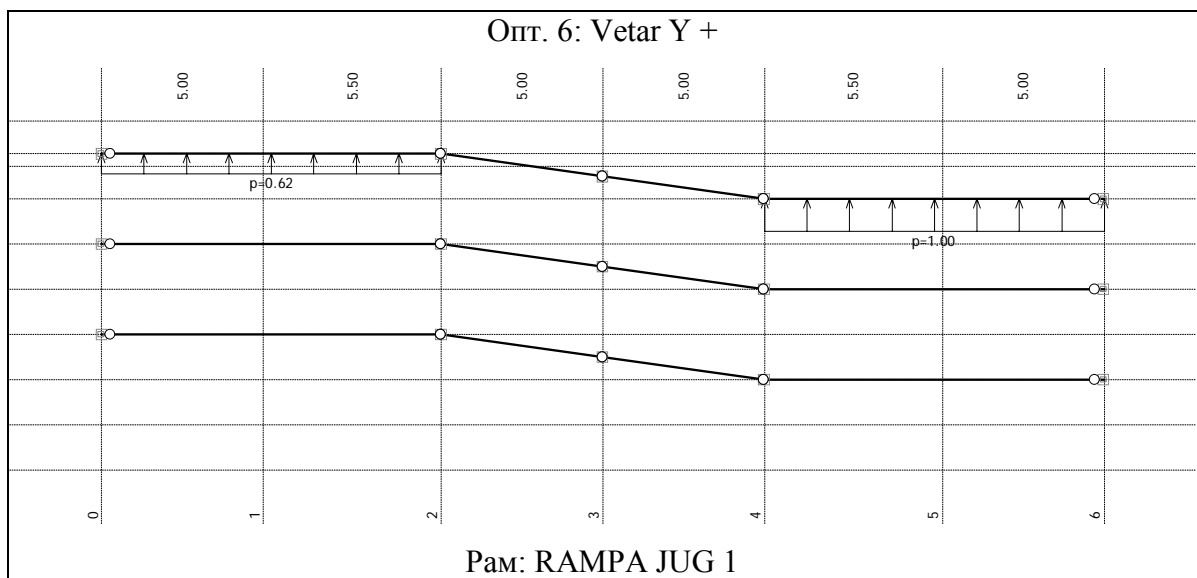
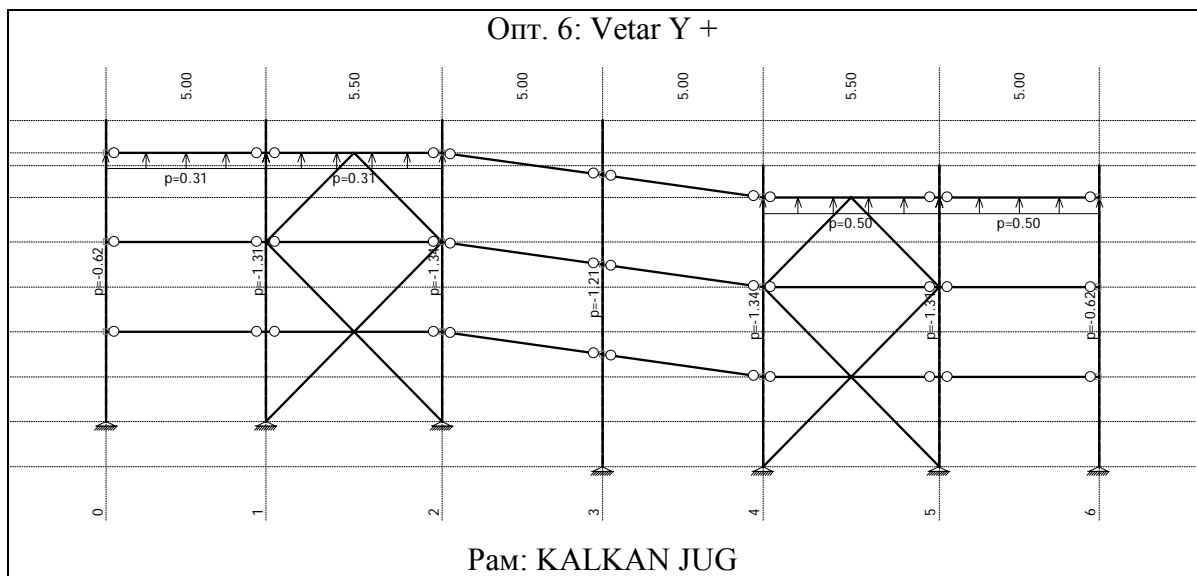


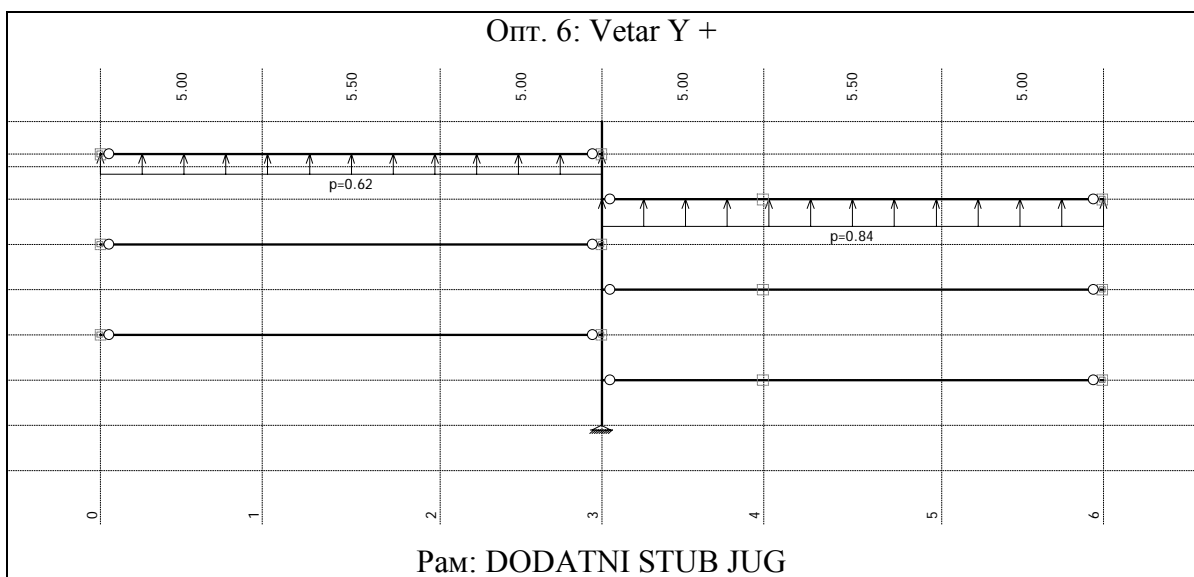
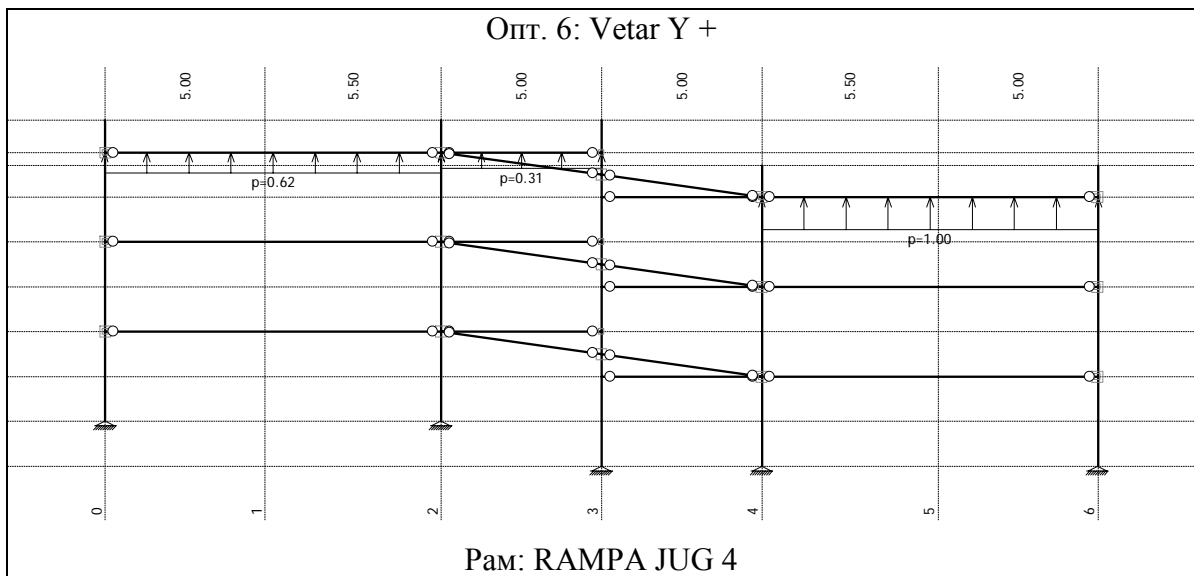
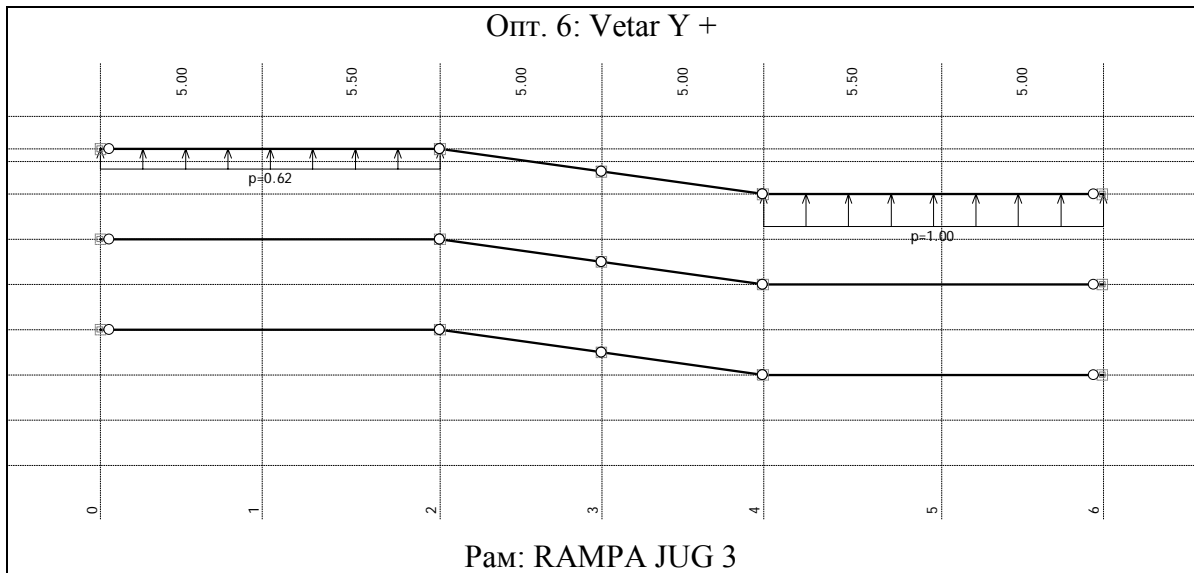


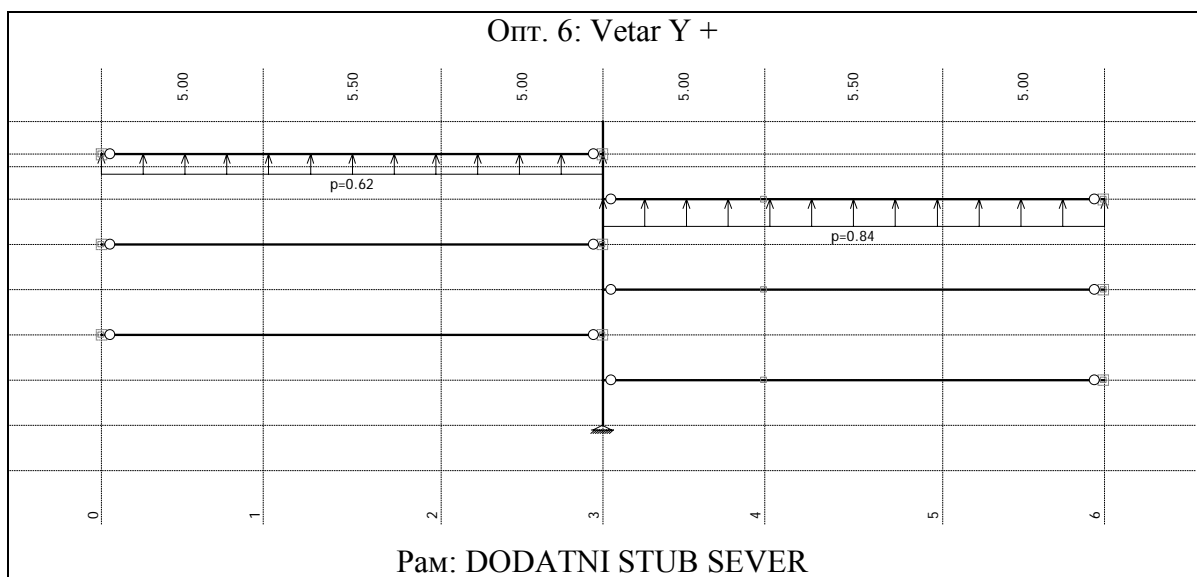
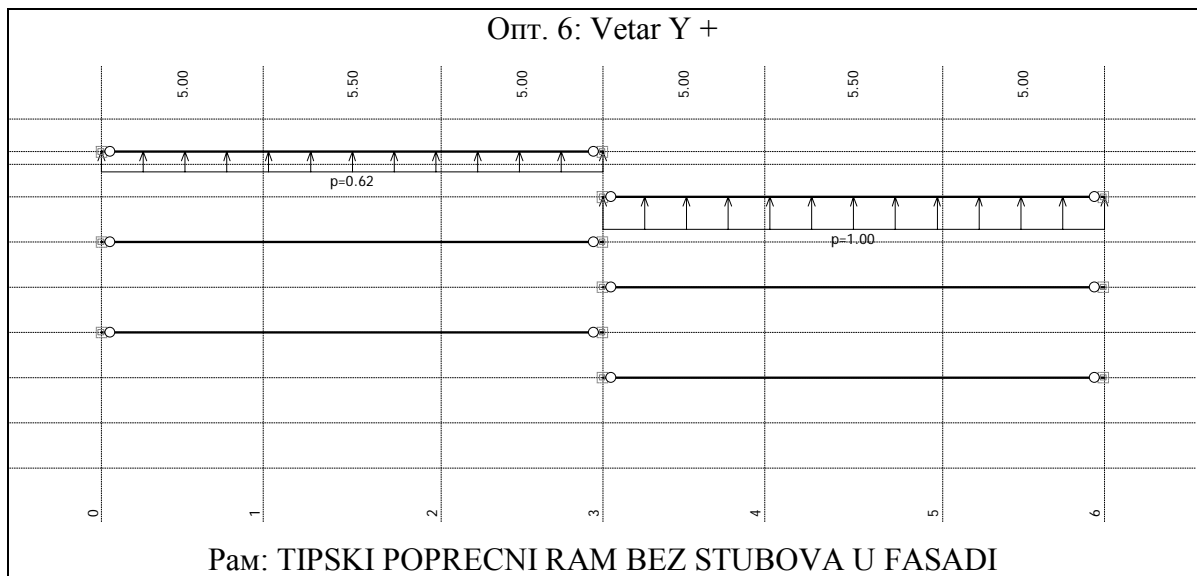
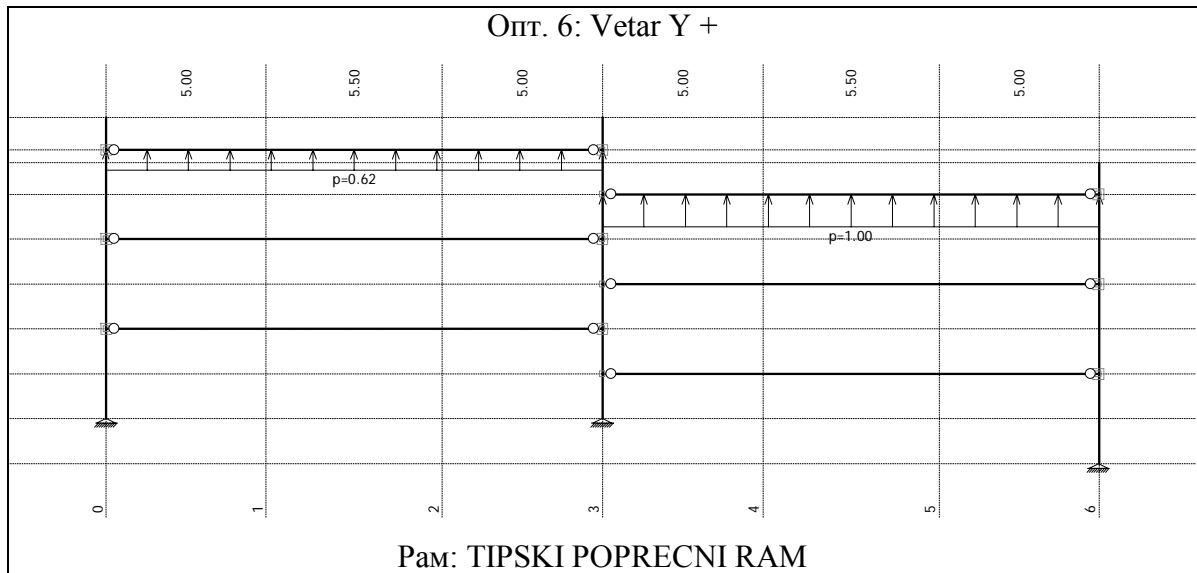


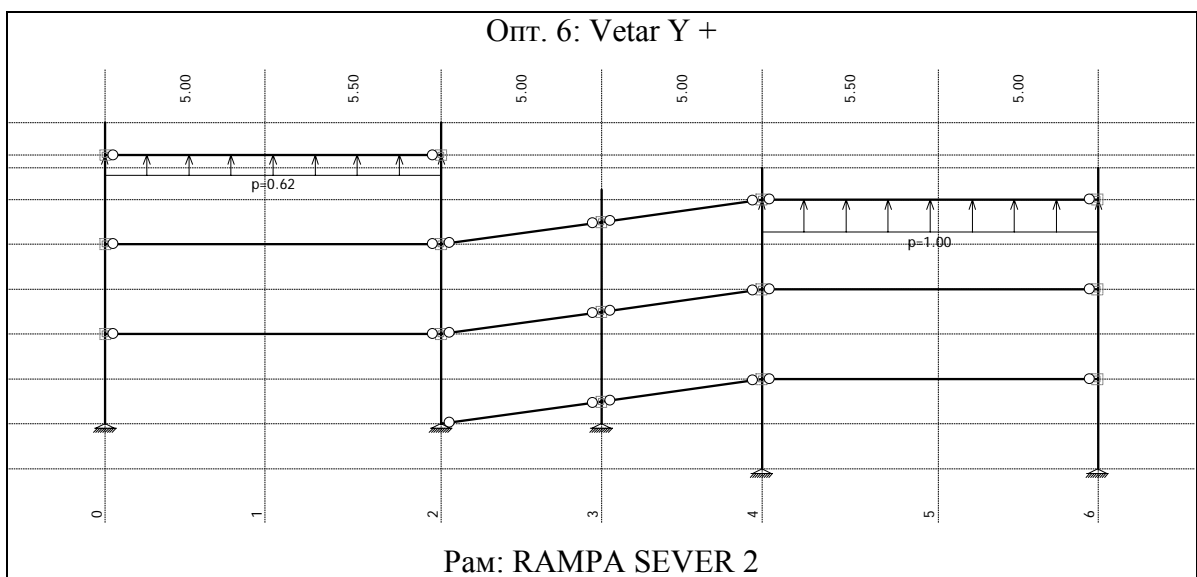
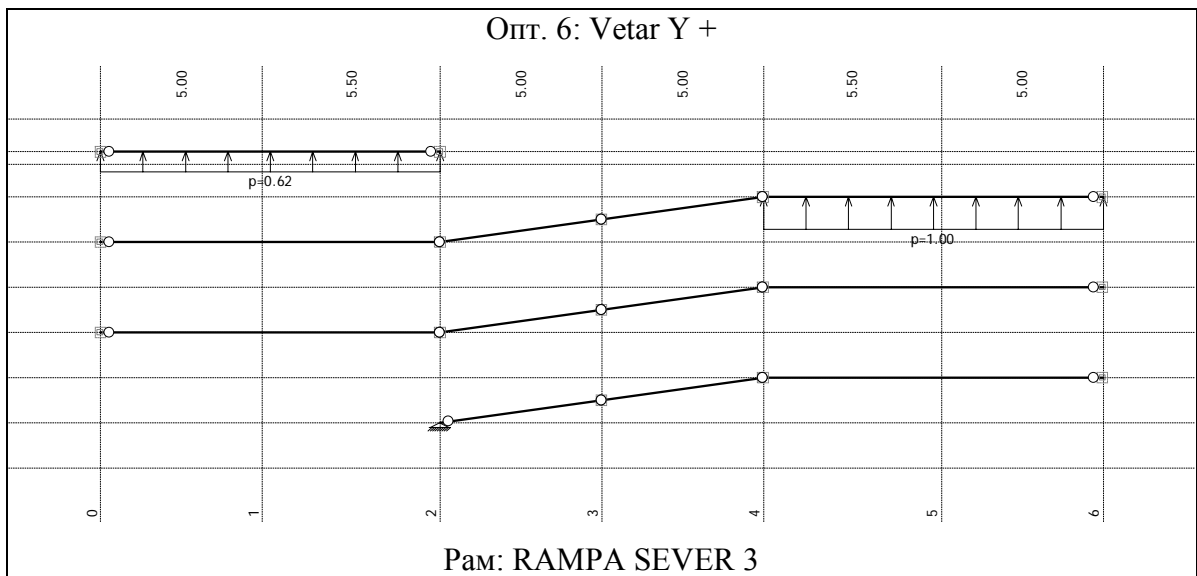
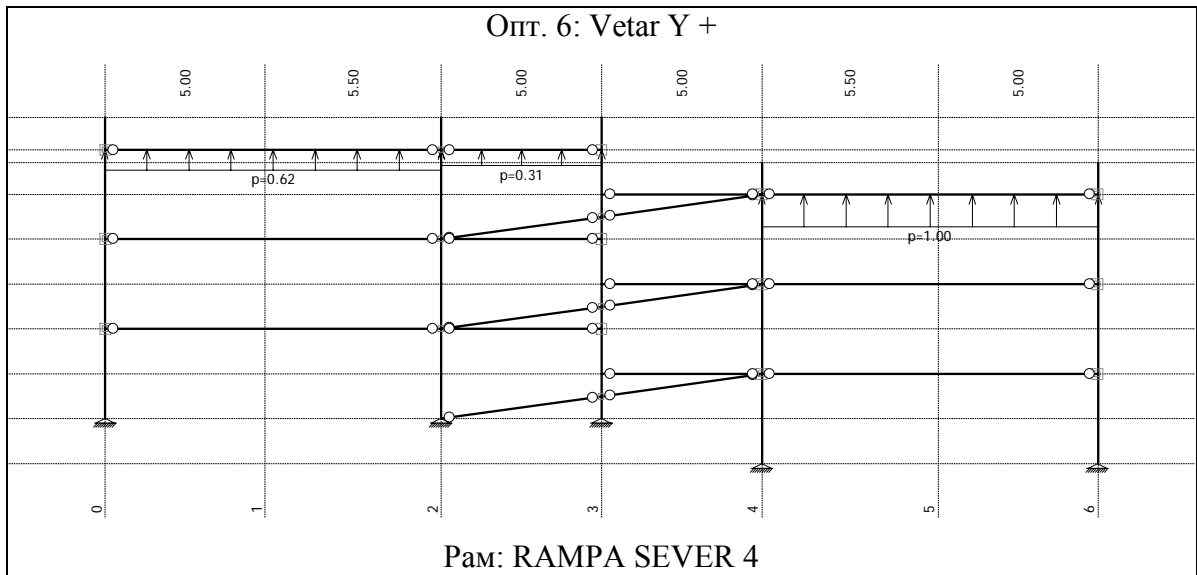


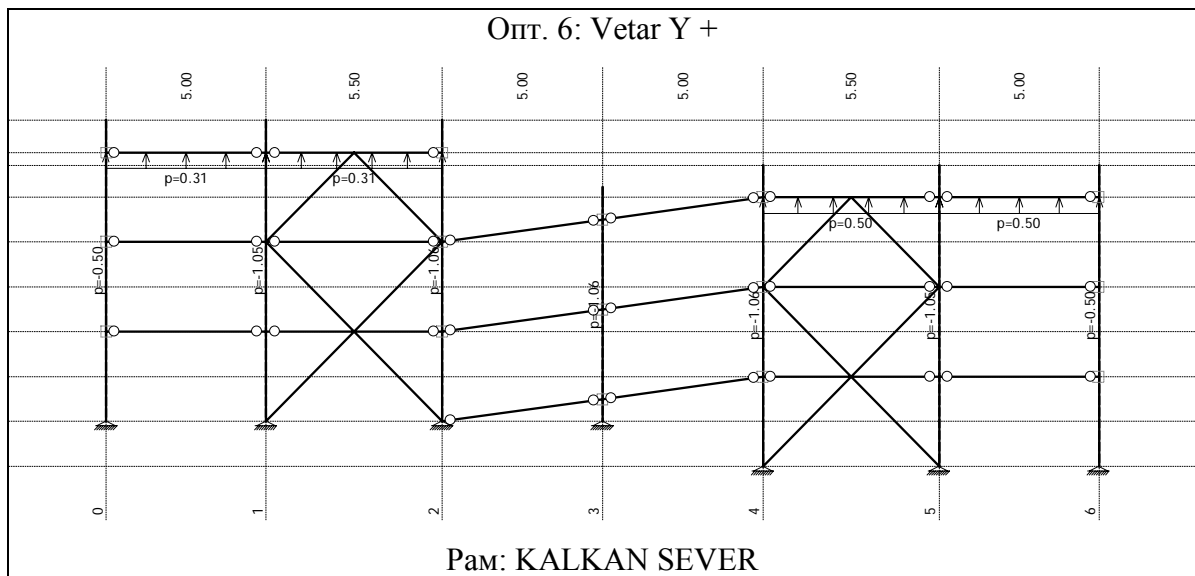
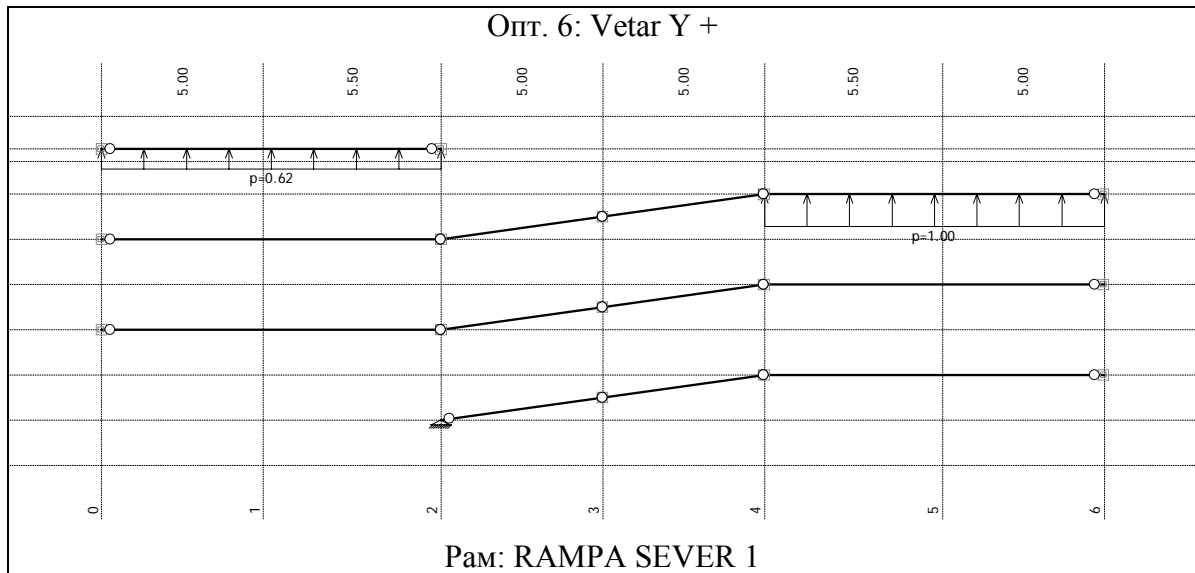


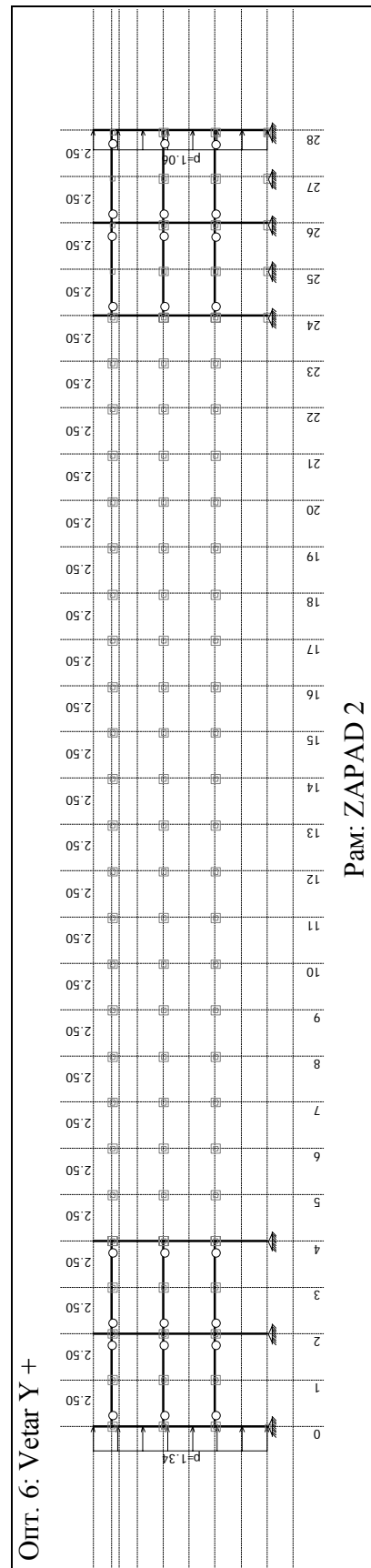
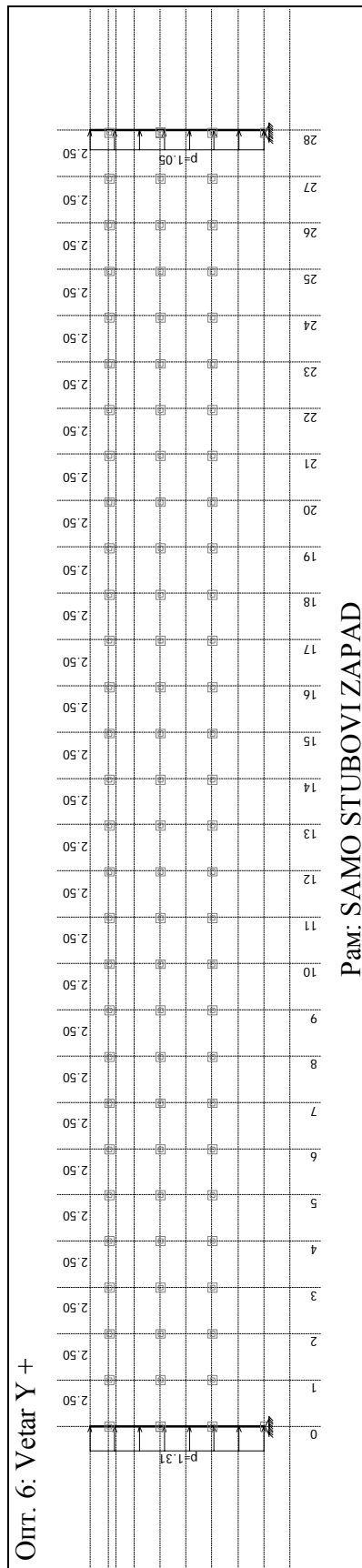
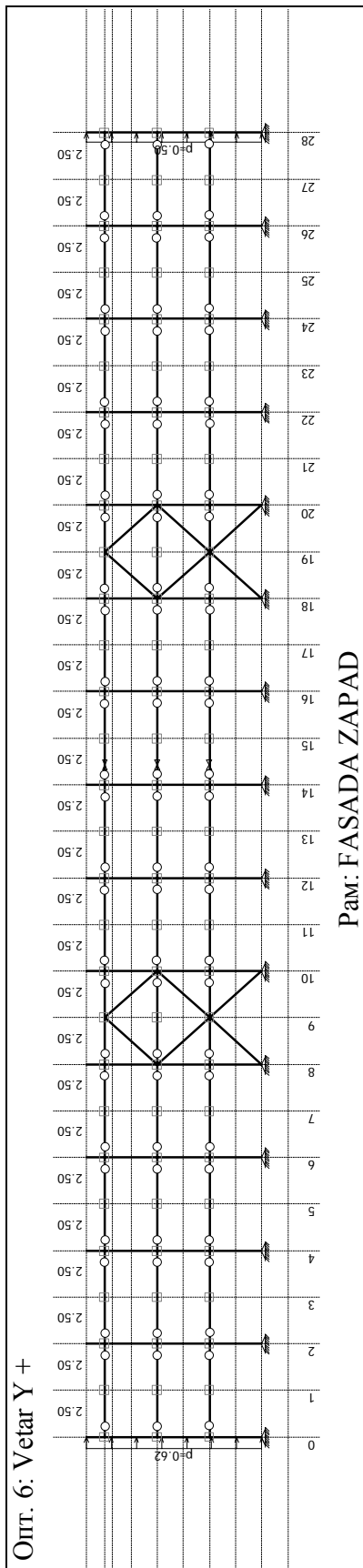


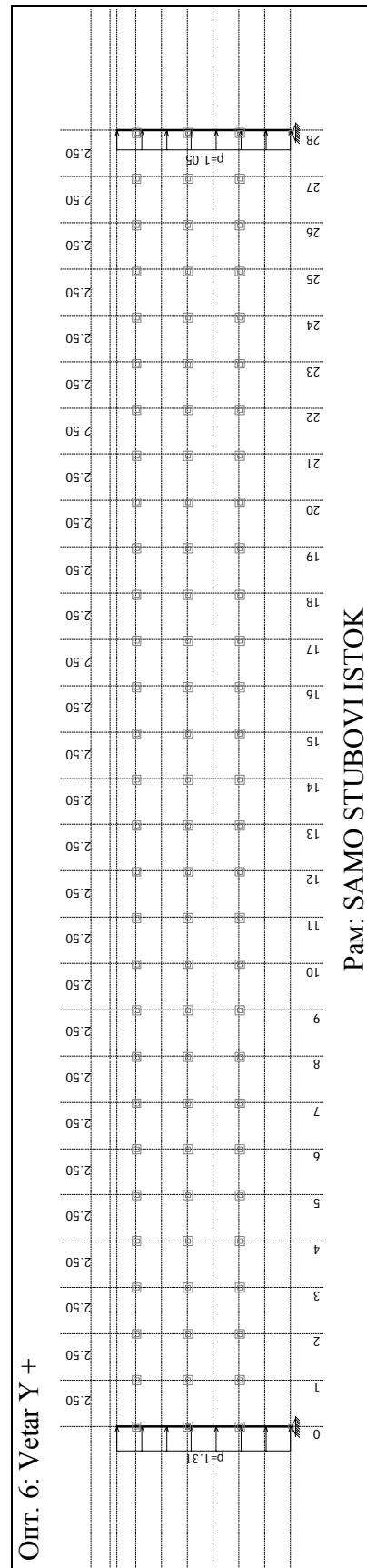
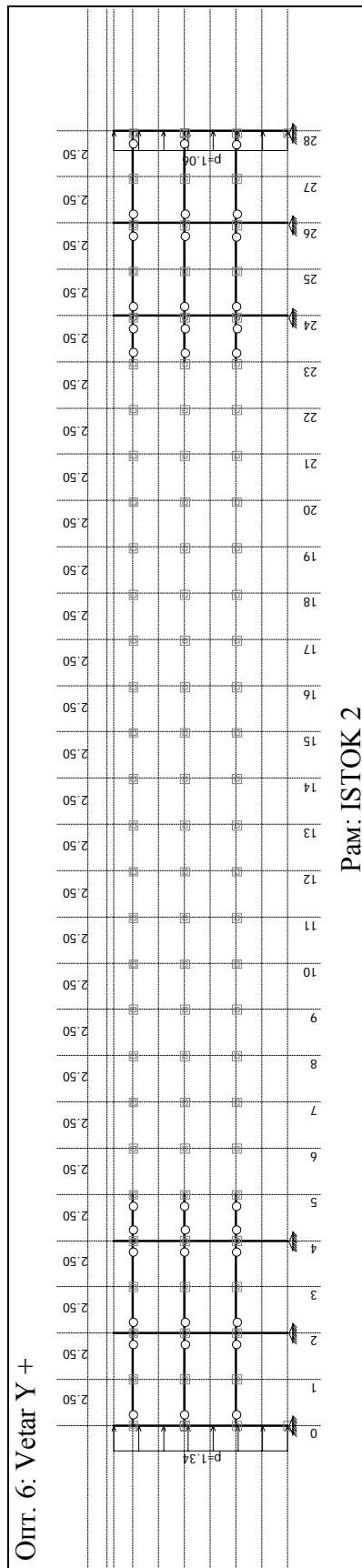
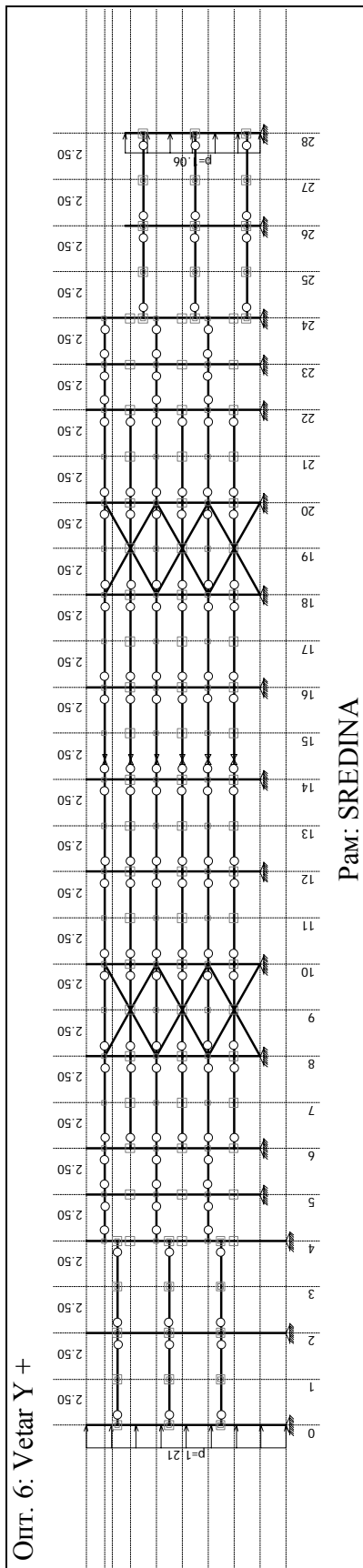


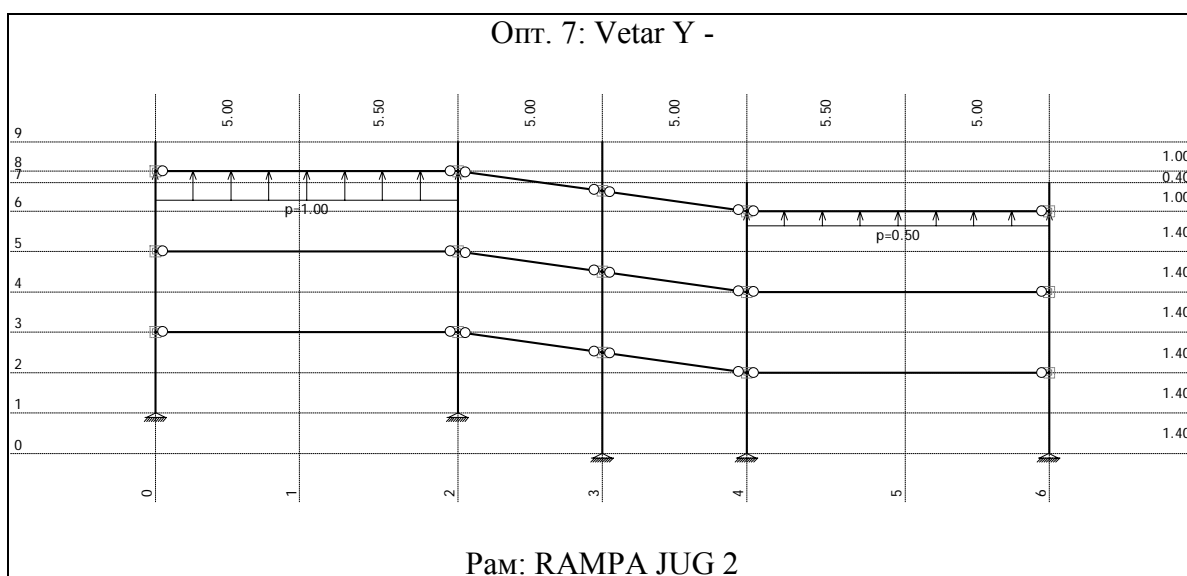
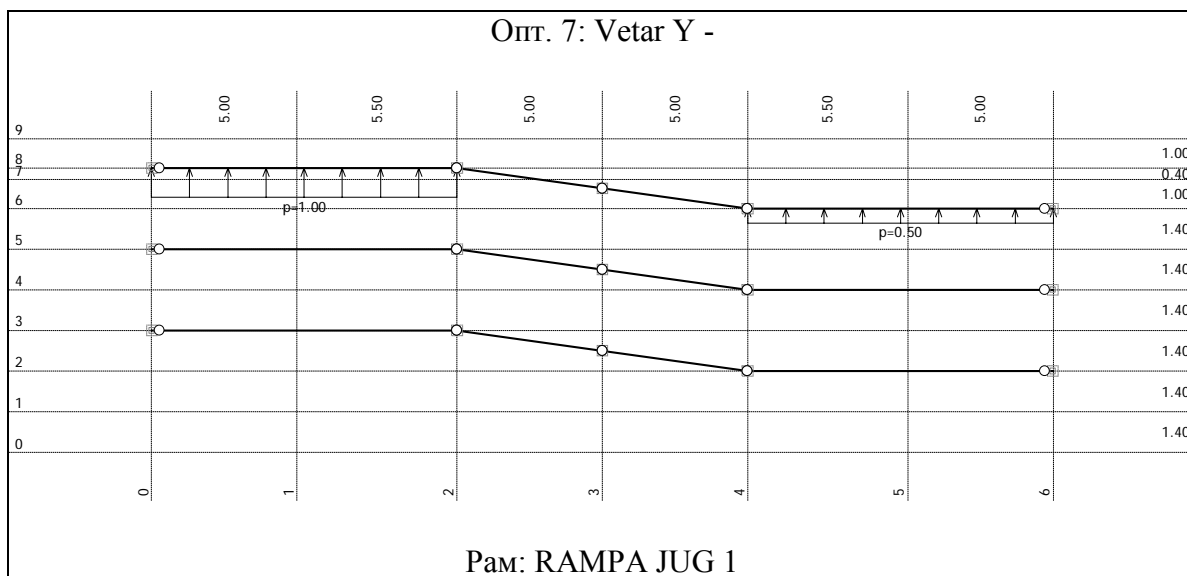
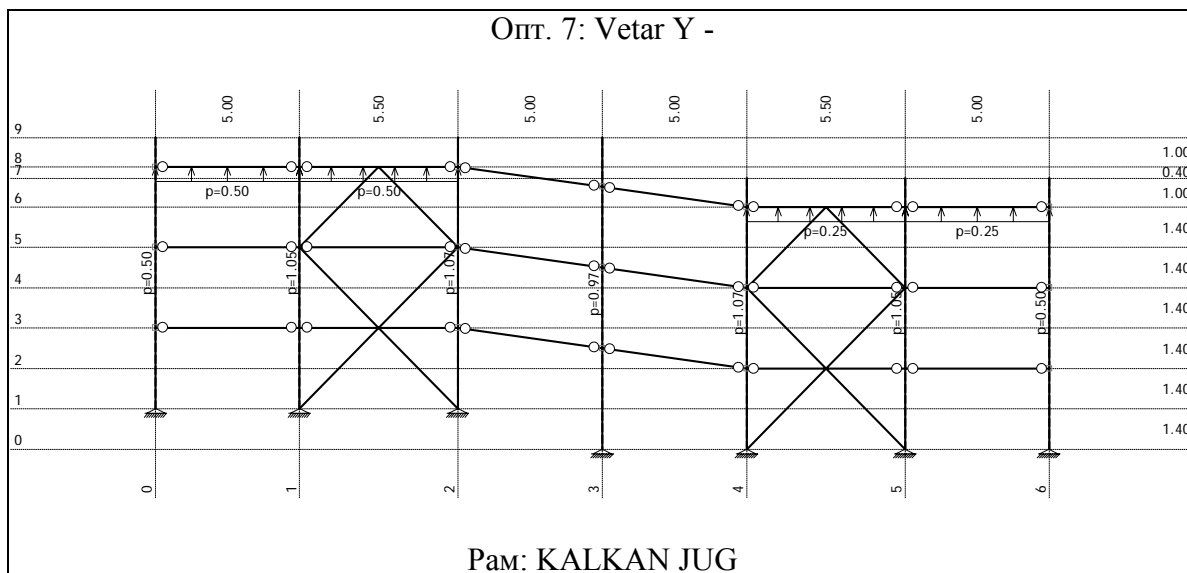


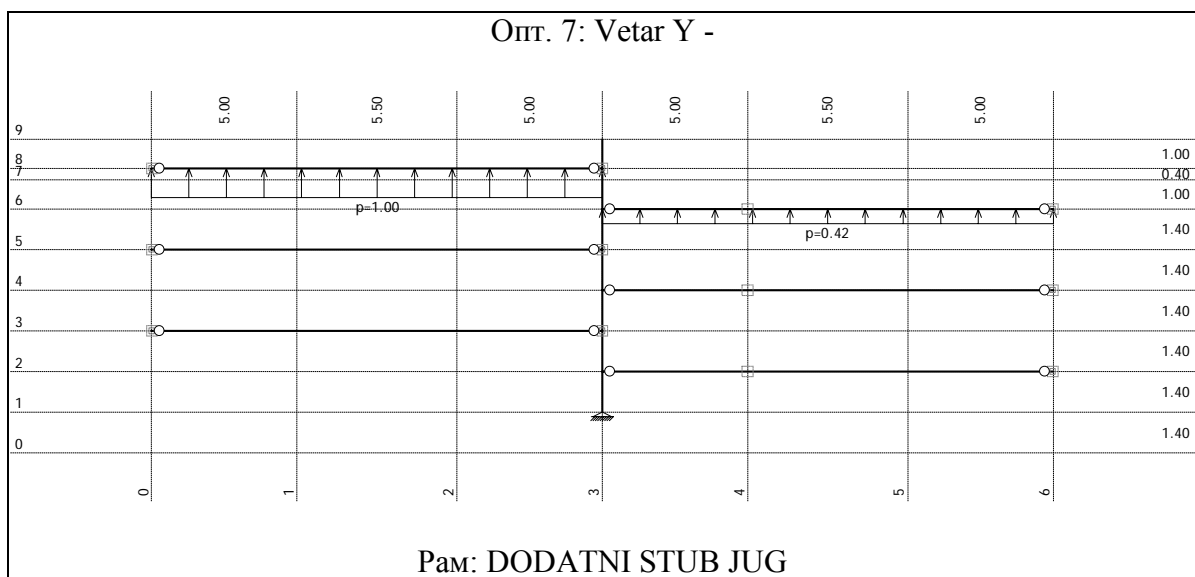
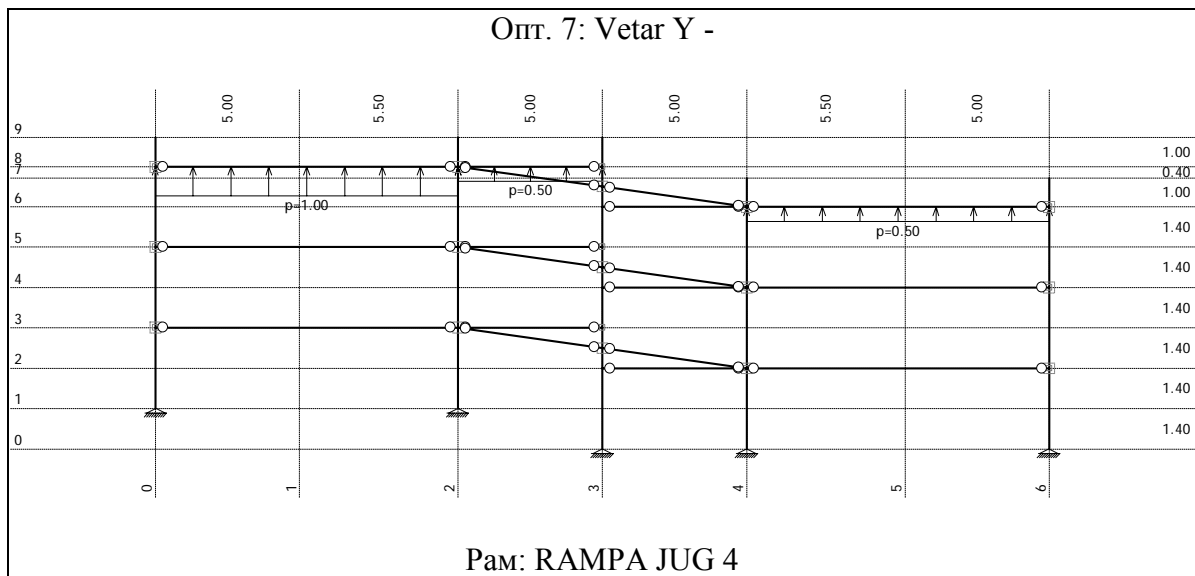
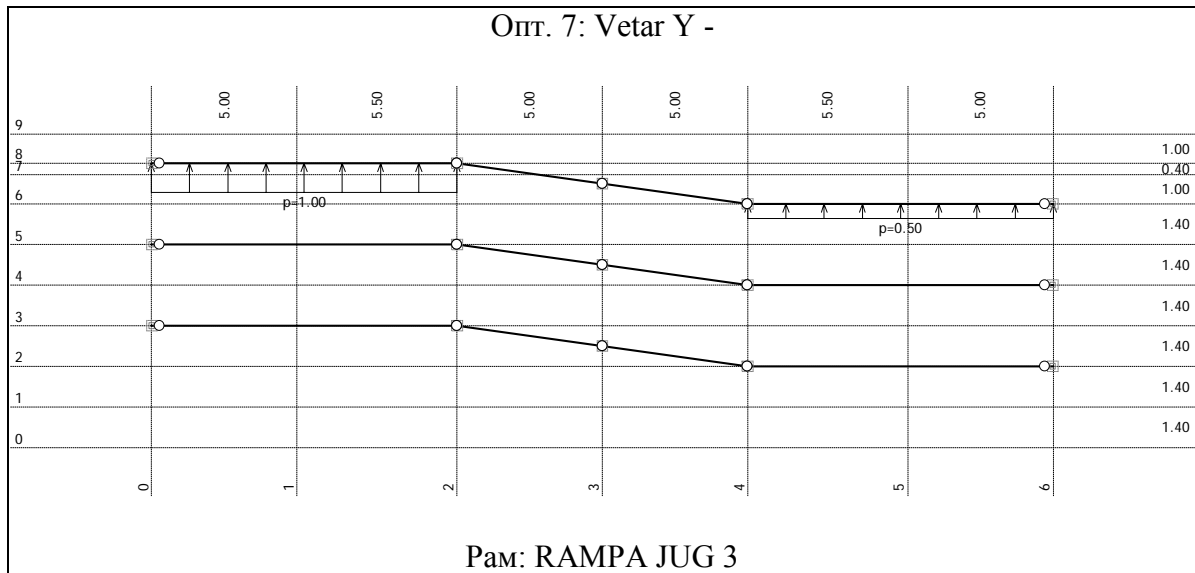


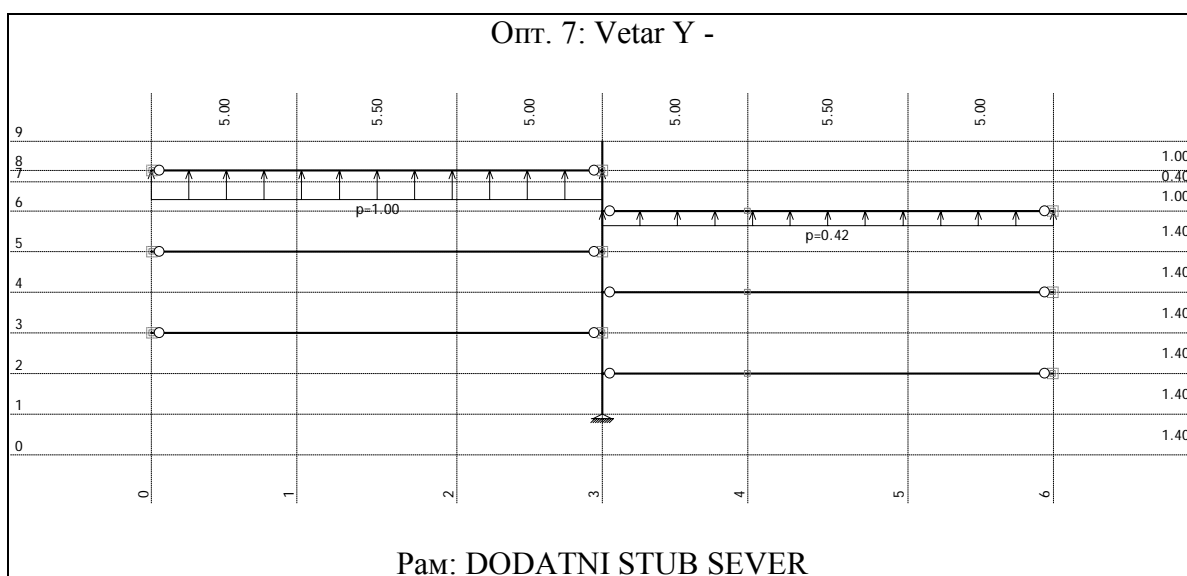
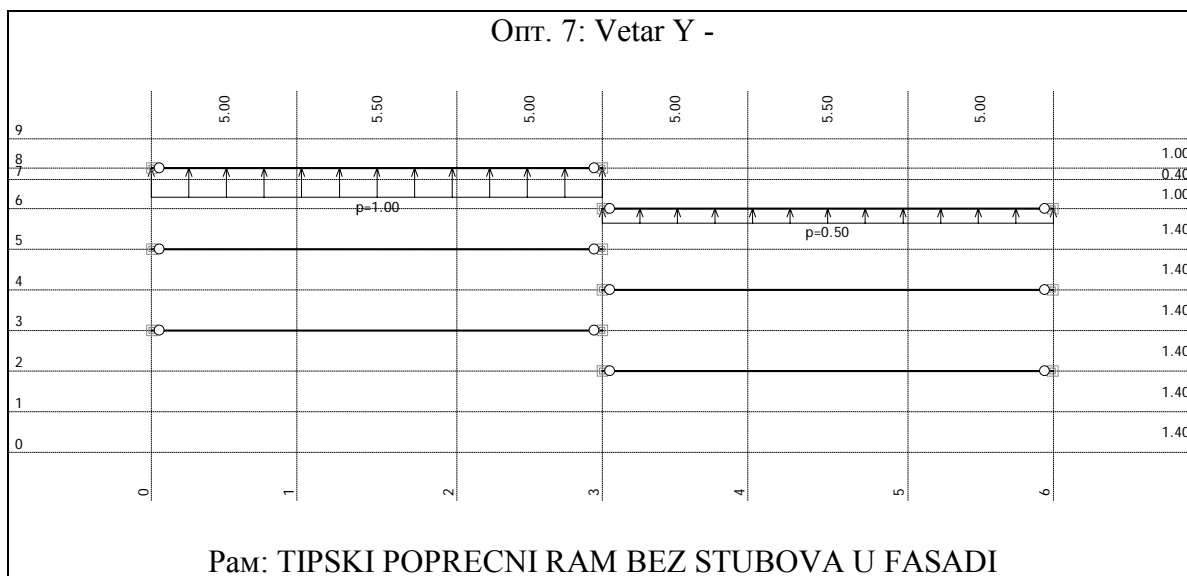
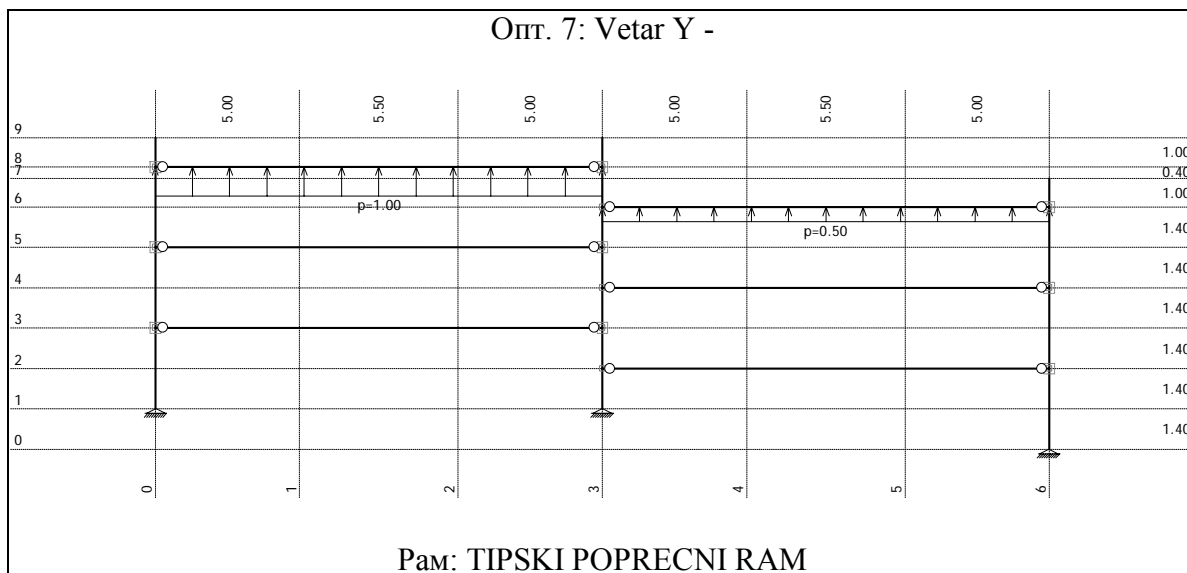


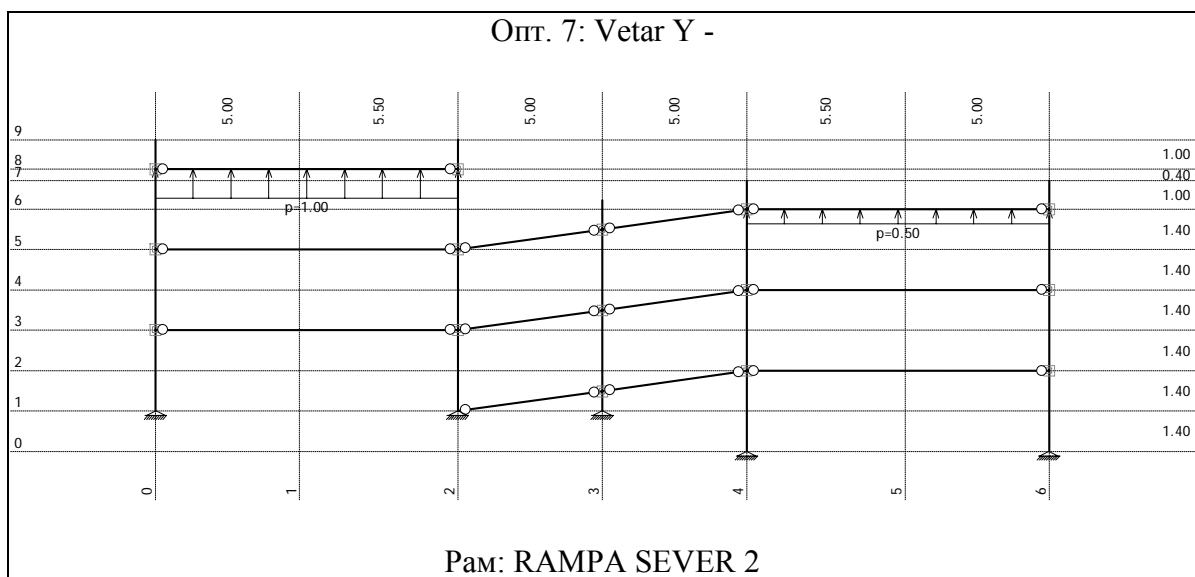
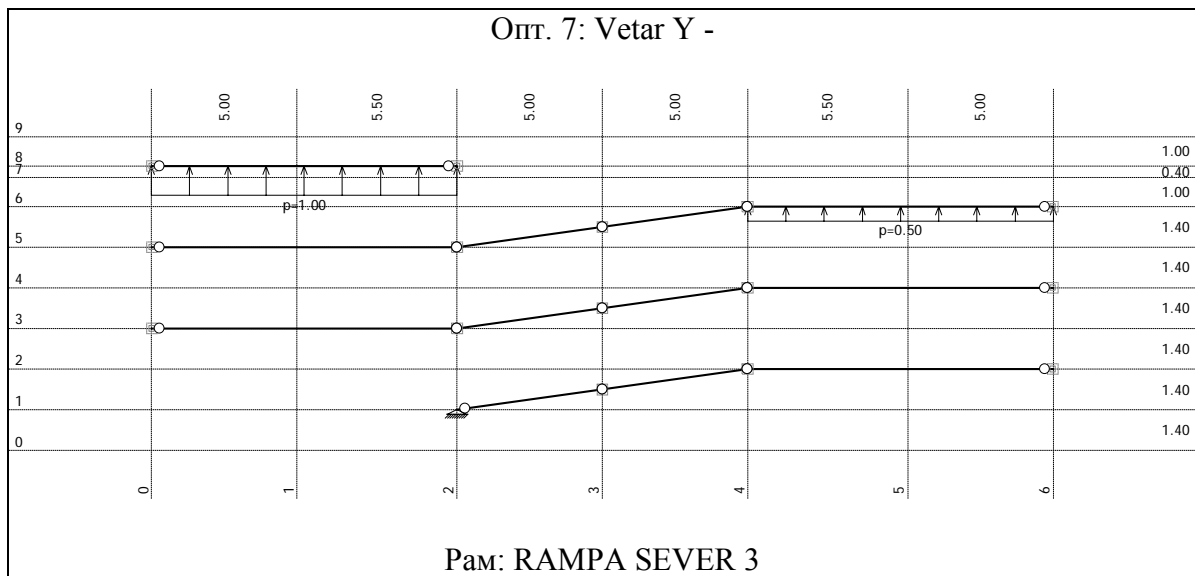
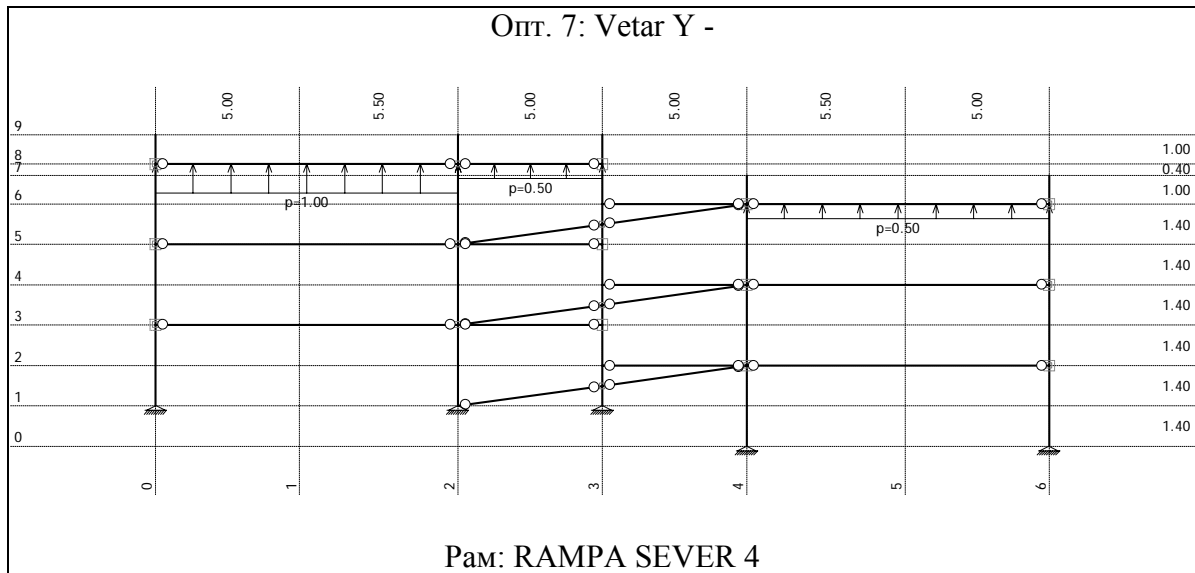


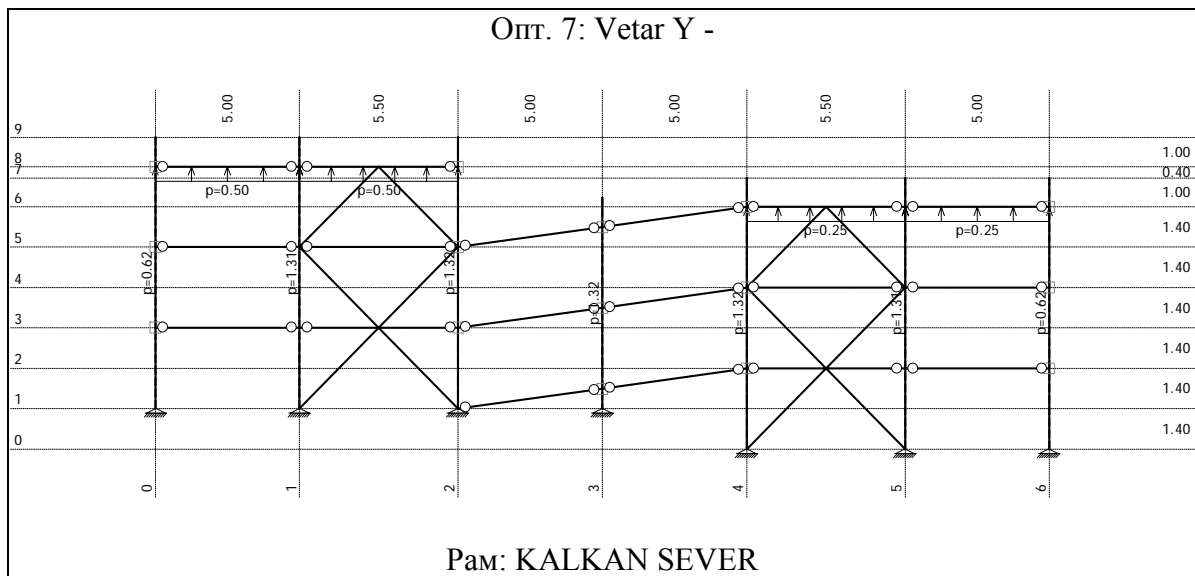
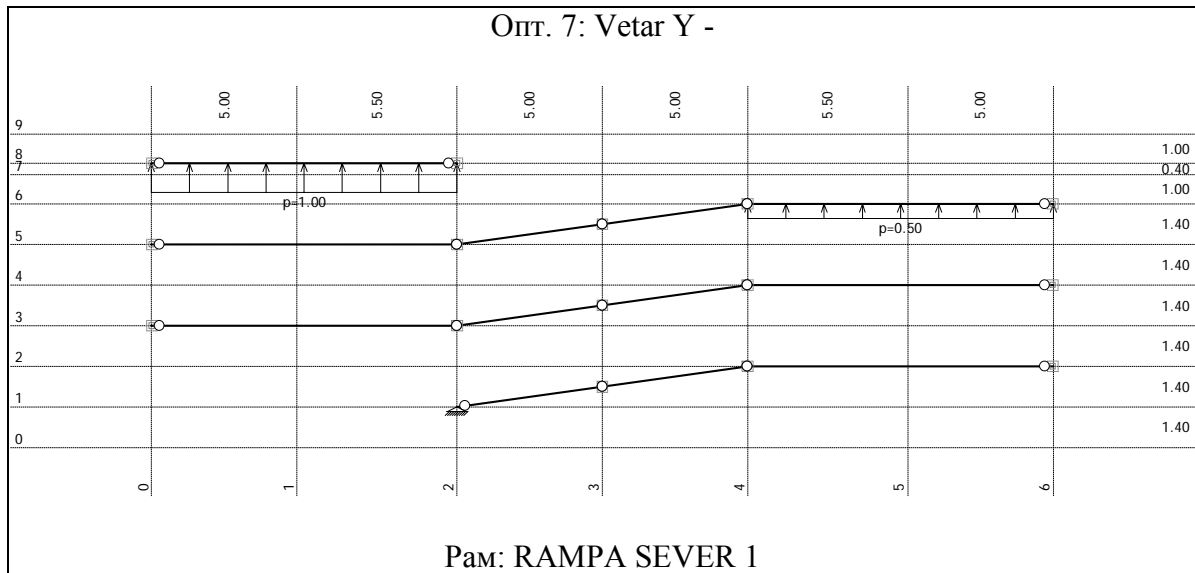


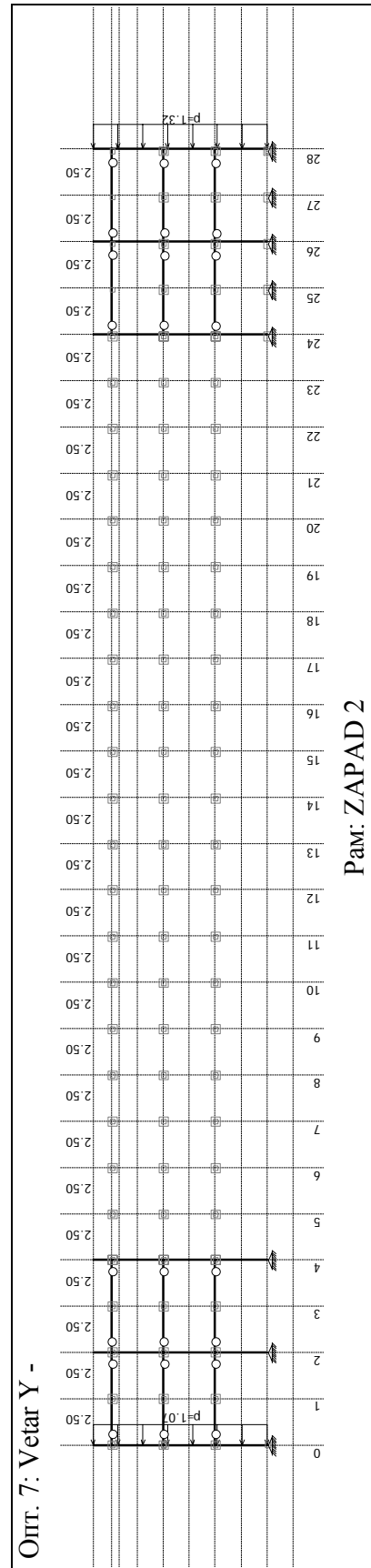
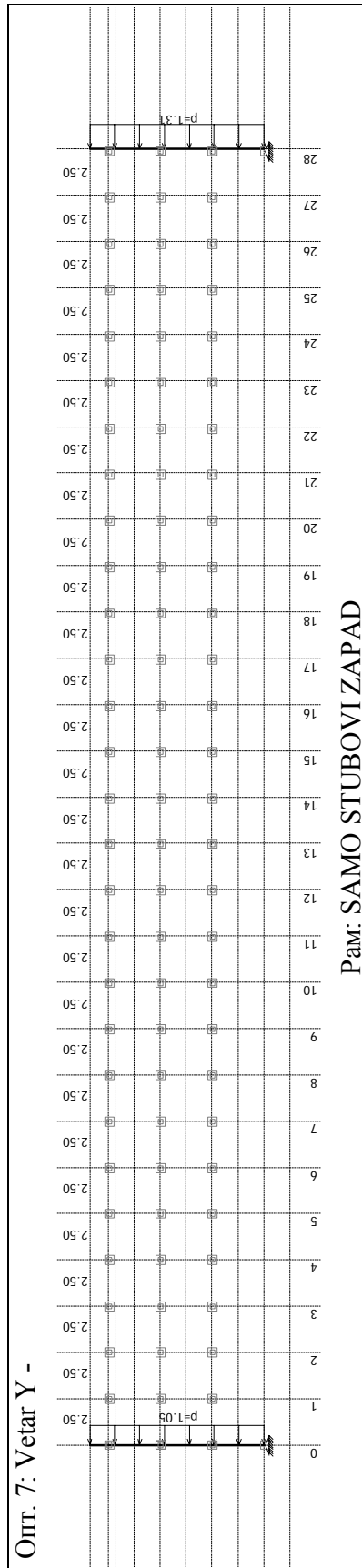
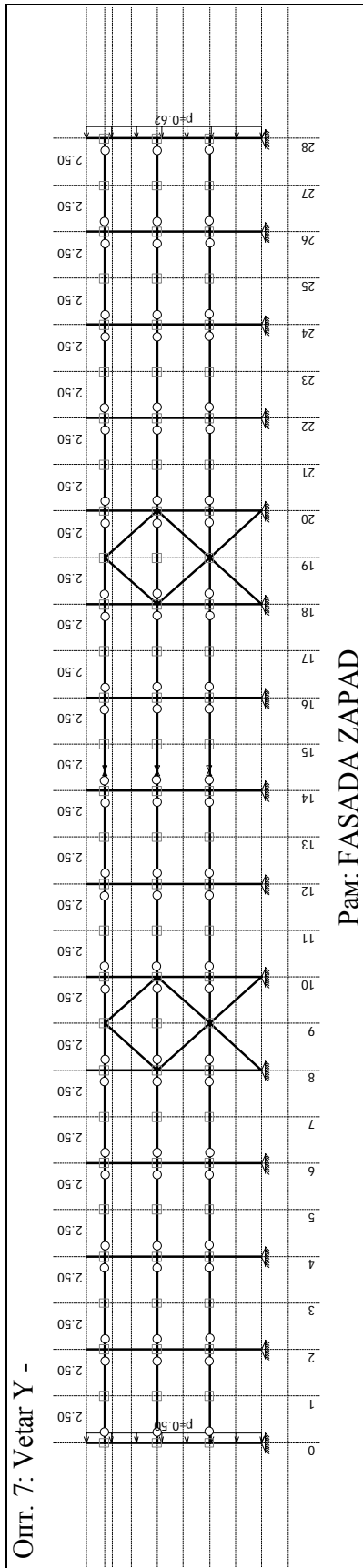


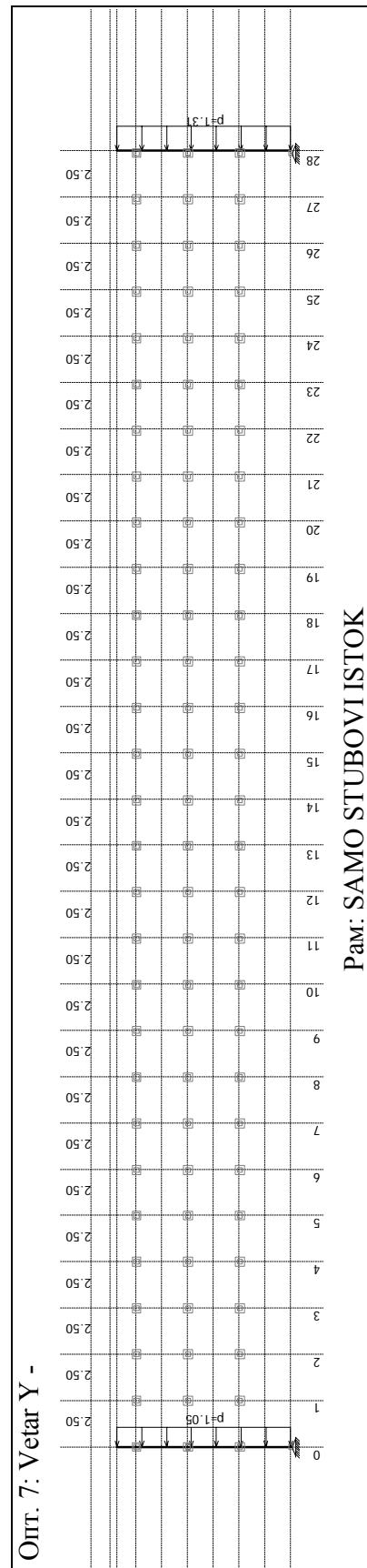
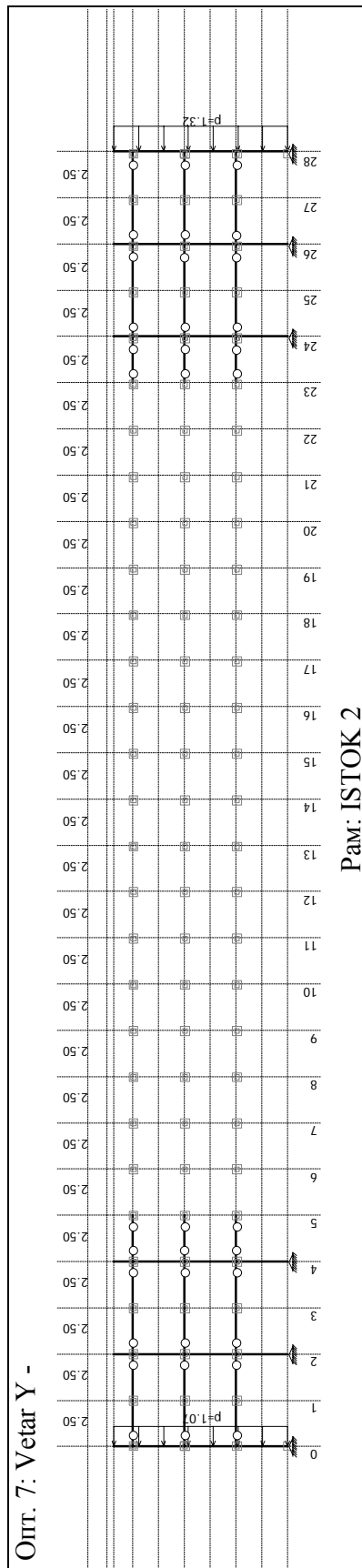
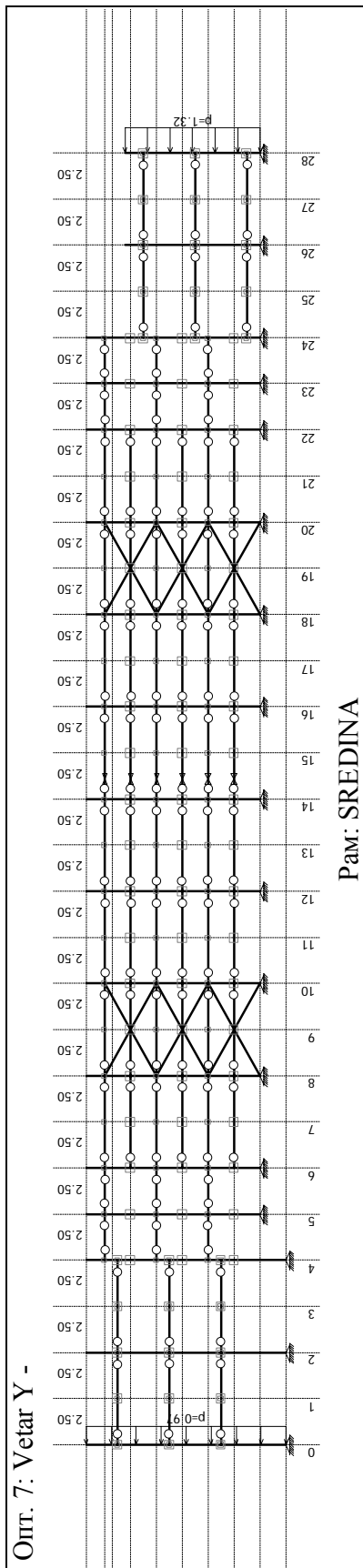












3.10 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ ЕЛЕМЕНАТА НОСЕЋЕ КОНСТРУКЦИЈЕ**3.10.1 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ ПОДВЛАКА POS PD1**

За димензионисање је меродавна подвлака која "ради" у саставу вертикалног спрега **POS VS2**, у оси **D**. Меродаван случај оптерећења је 23 (први случај оптерећења). Подвлака је изложена затезању и савијању.

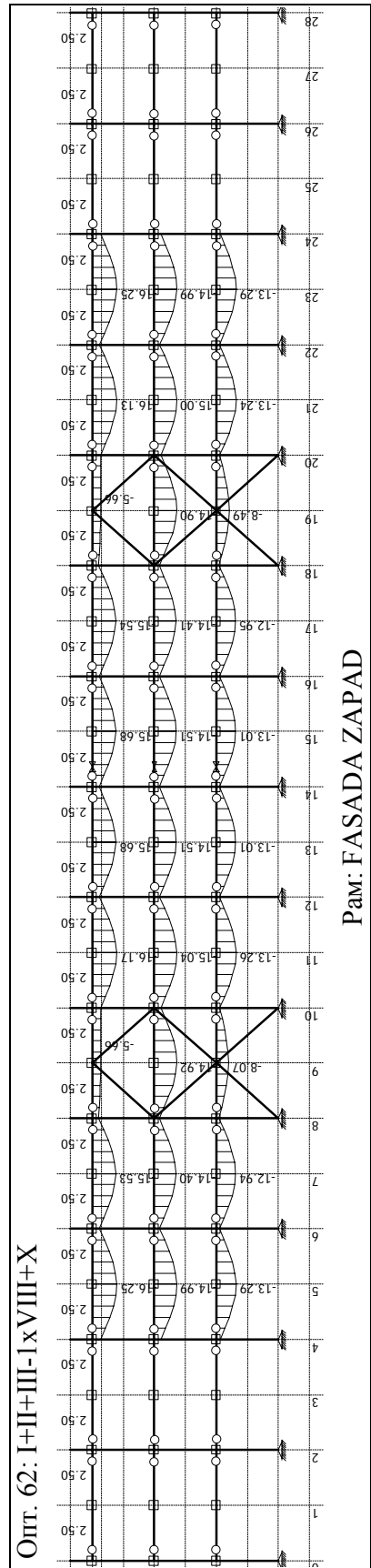
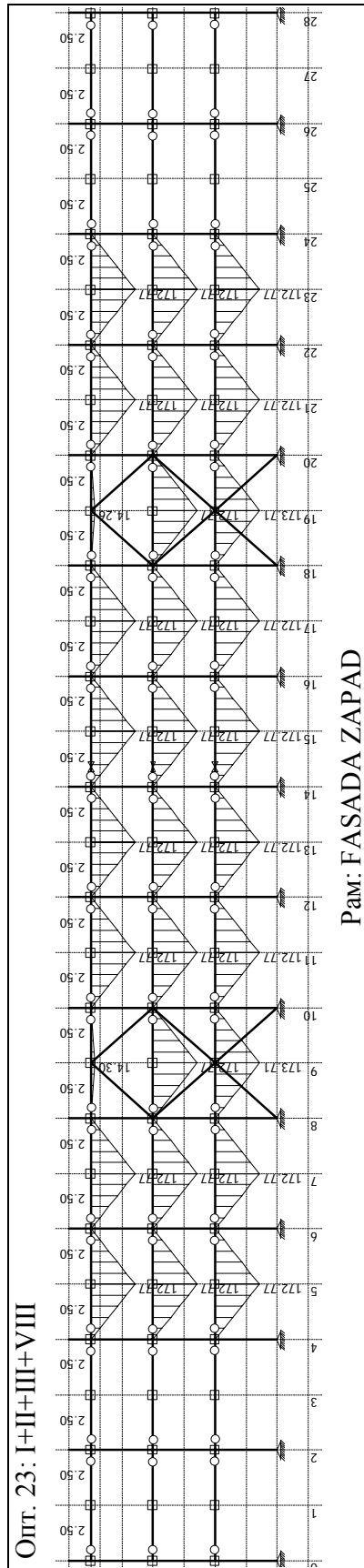
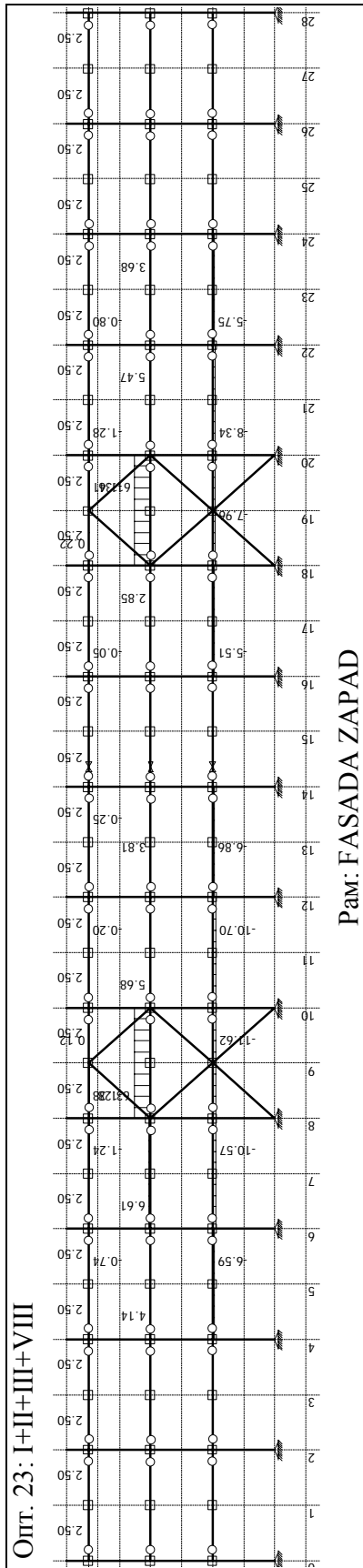
Усваја се вруће ваљани профил **IPE 360** са следећим геометријским карактеристикама:

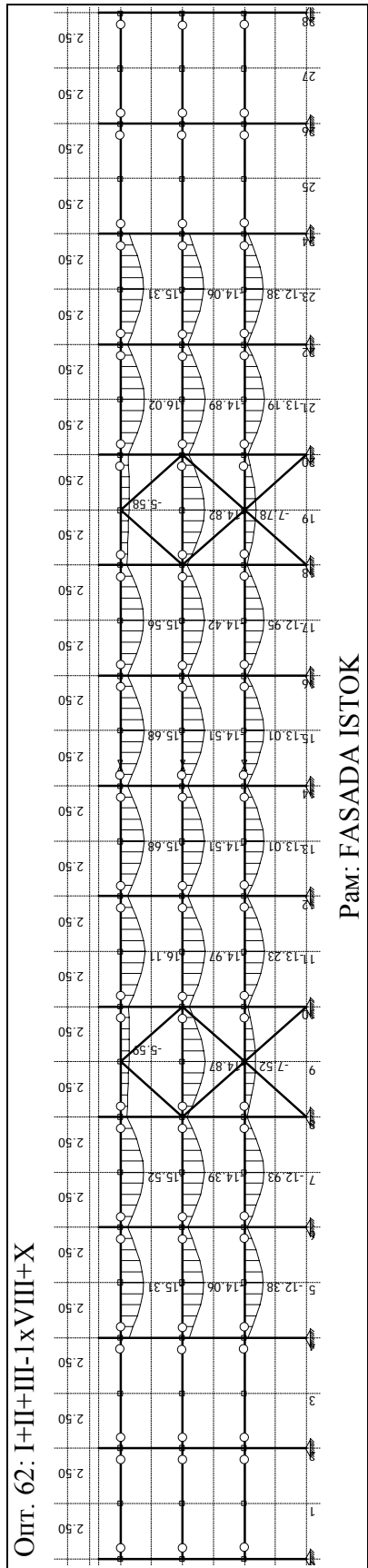
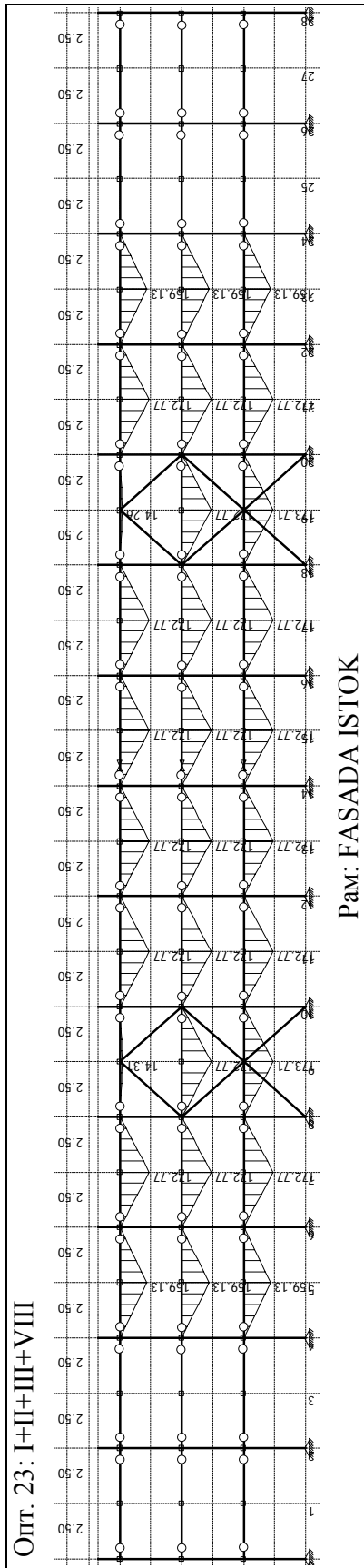
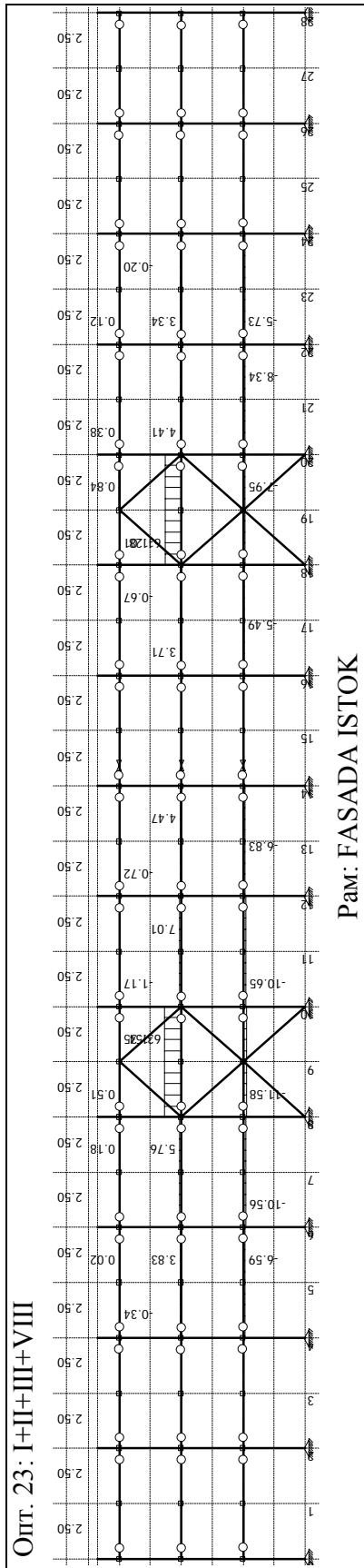
$$W_y = 904 \text{ cm}^3 \qquad A = 72.7 \text{ cm}^2$$

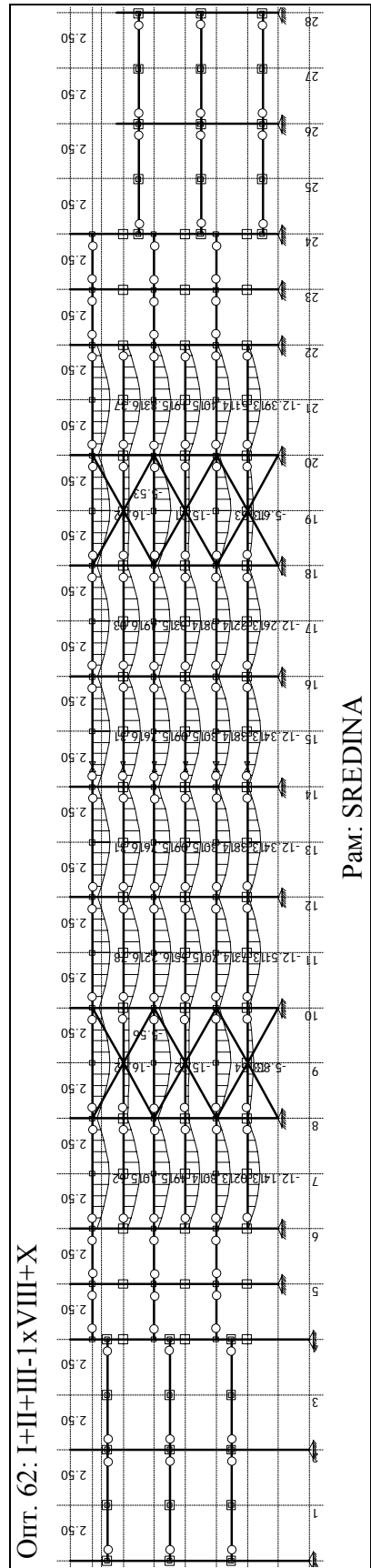
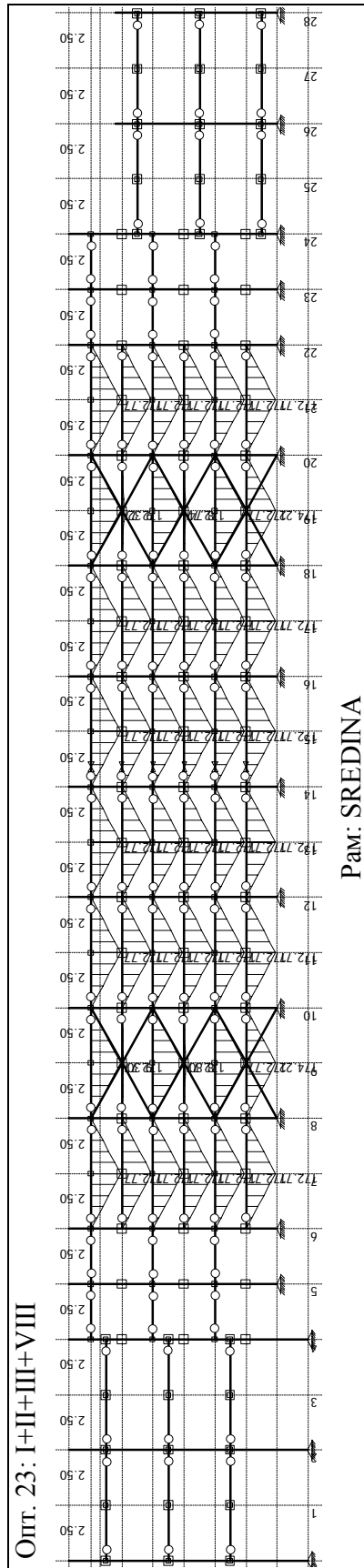
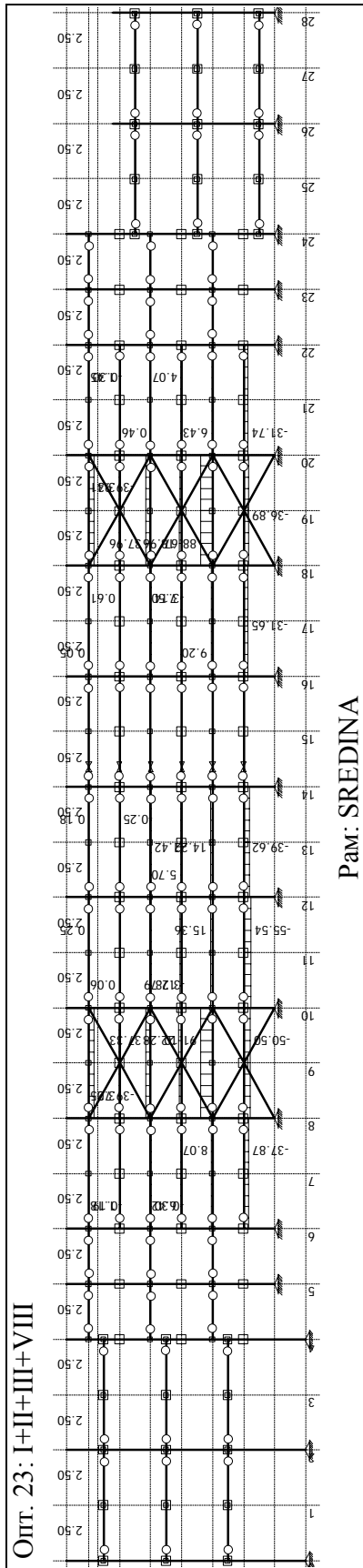
Максимална сила затезања: $Z = 91.10 \text{ kN}$
Максимални момент савијања: $M = 172.77 \text{ kNm}$

$$\sigma = \frac{Z}{A} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{91.10}{72.7} + \frac{172.77 \times 100}{904} = 20.3 \text{ kN/cm}^2 < 24.0 \text{ kN/cm}^2 = \sigma_{dop}$$

Контрола деформација (случај оптерећења 62) $f_{\max} = 16.78 \text{ mm} = L/298 \approx L/300$







3.10.2 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ ПОДВЛАКА **POS PD2**

За димензионисање су меродавне подвлаке у подужним осама **A** и **G**, у првим пољима до калкана у подужним зидовима. Меродаван случај оптерећења је 23 (први случај оптерећења).

Дужина штапа $L = 500$ cm

УСВОЈЕН ПРОФИЛ **IPE 300**

A	I_y	I_z	W_y	W_z	i_y	i_z
cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
53.8	8360.0	604.0	557.0	80.5	12.47	3.35

Прорачун стабилности ексцентрично притиснутог елемента (JUS U.E7 096)

За димензионисање је меродаван ПРВИ СЛУЧАЈ оптерећења.

$\nu = 1.50$

Основни материјал	S355	
Граница развлачења (σ_v)	360	MPa
Допуштени напон (σ_{dop})	240	MPa
Виткост при развлачењу (λ_v)	75.9	

Подвлака је континуално бочно придржана у нивоу горње ножице спрегнутом плочом на профилисаном лиму. Није осетљива на бочно-торзионо извијање.

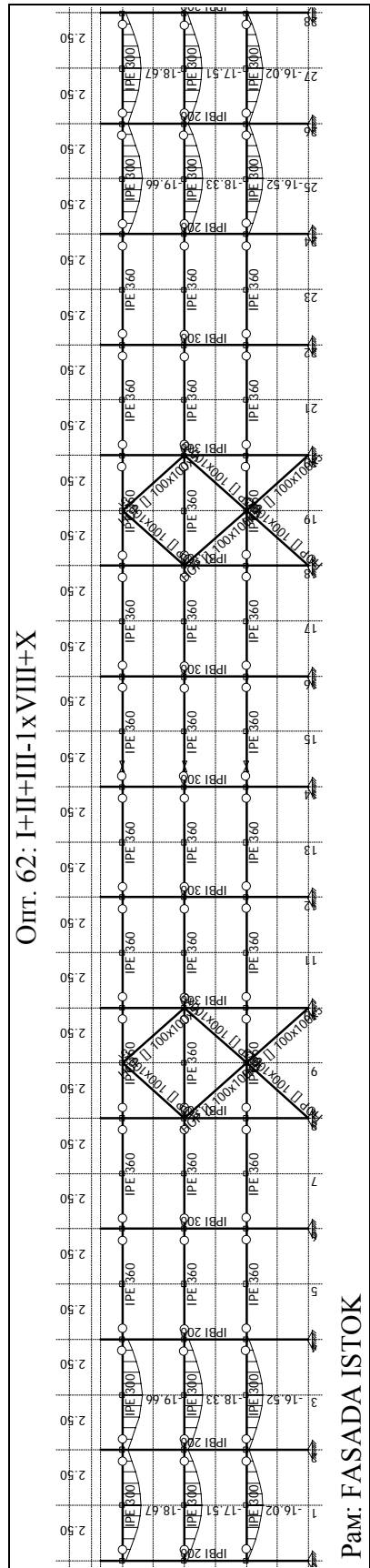
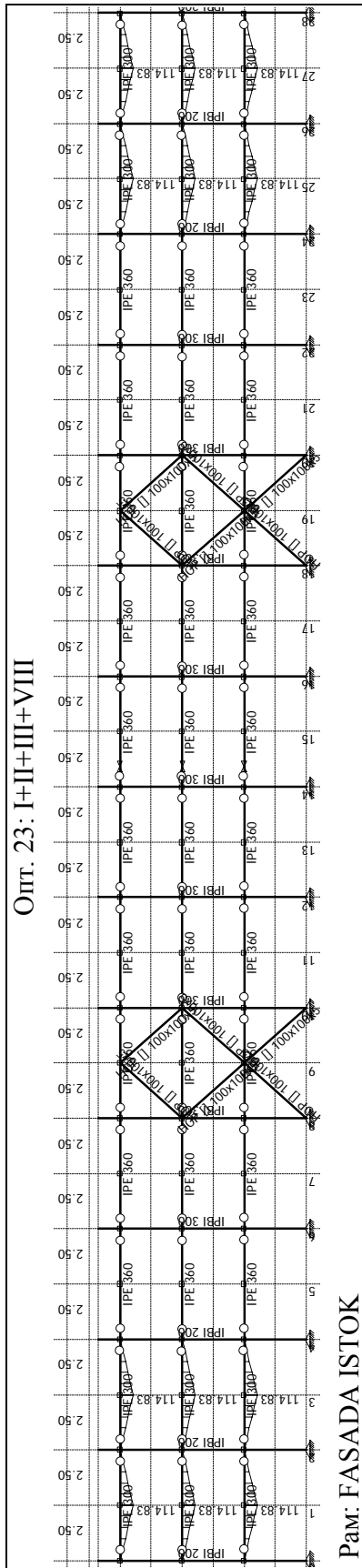
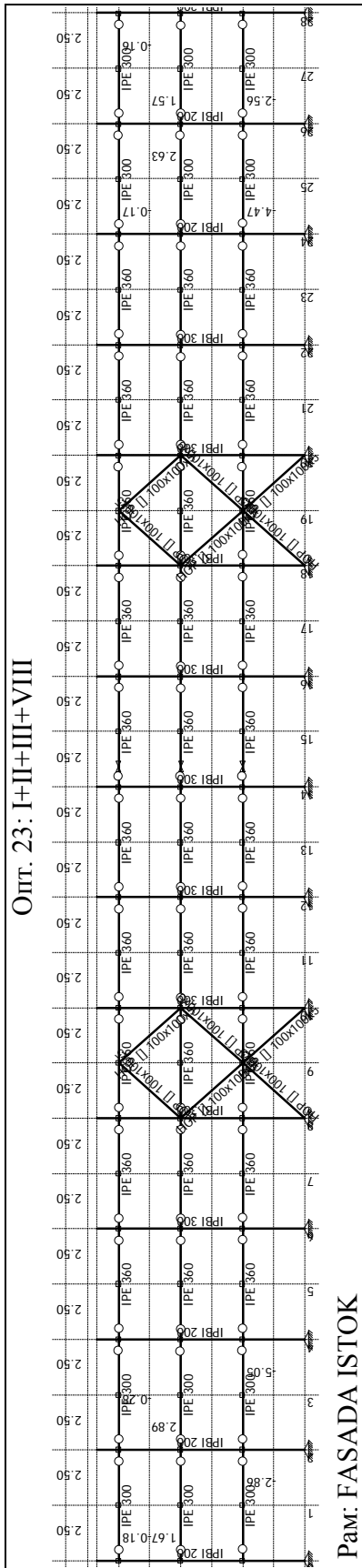
ПРЕСЕЧНЕ СИЛЕ	$N = 5.04$	kN	$\sigma_N = 0.9$	MPa
	$M_y = 114.83$	kNm	$\sigma_{My} = 206.2$	MPa
	$M_z = 0.24$	kNm	$\sigma_{Mz} = 3.0$	MPa
			$\Sigma\sigma = 210.1$	MPa
			$\sigma_N = 0.00$	MPa

$$\Sigma\sigma = 210.1 \text{ MPa} < \sigma_{dop} = 240 \text{ MPa}$$

Дужине извијања	$L_y = 500.0$	cm	$L_z = 250.0$	cm
Виткост	$\lambda_y = 40.11$		$\lambda_z = 74.61$	
Релативна виткост	$\lambda_y = 0.529$		$\lambda_z = 0.983$	
Крива извијања	A		B	
	$\alpha = 0.206$		$\alpha = 0.339$	
	$K_{ny} = 1.068$		$K_{ny} = 1.267$	

Фактор увећања нормалног напона притиска	$K_n = 1.267$
Коефицијент еквивалентног момента (Случај 3)	$\beta_y = \beta_z = 1$
Фактори увећања нормалног напона услед савијања	$K_{My} = 1.001$
	$K_{Mz} = 1.004$
Фактор увећања напона услед БТИ	$\Theta = 1$
Максимални нормални напон	$K_n \sigma_N + \Theta K_{My} \sigma_{My} + K_{Mz} \sigma_{Mz}$

$$\sigma_{max} = 210.6 \text{ MPa} < \sigma_{dop} = 240 \text{ MPa}$$



Контрола деформација
 $f_{max} = 19.70 \text{ mm} = L/254 > L/300 = 16.67 \text{ mm}$

ПОТРЕБНО НАДВИШЕЊЕ: 3 mm.

3.10.3 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ ПОДВЛАКА **POS PD3**

За димензионисање је меродавна комбинација оптерећења број 64 (трећи случај оптерећења). Меродавна је подвлака у оси **D**.

Дужина штапа $L = 250 \text{ cm}$

УСВОЈЕН ПРОФИЛ **IPE 180**

A	I_y	I_z	W_y	W_z	i_y	i_z
cm^2	cm^4	cm^4	cm^3	cm^3	cm	cm
23.9	1320.0	101.0	146.0	22.2	7.43	2.06

Прорачун стабилности ексцентрично притиснутог елемента (JUS U.E7 096)

За димензионисање је меродаван ТРЕЋИ СЛУЧАЈ оптерећења.

$\nu = 1.20$

Основни материјал

S355

Граница развлачења (σ_v)

360 MPa

Допуштени напон (σ_{dop})

300 MPa

Виткост при развлачењу (λ_v)

75.9

Подвлака је континуално бочно придржана у нивоу горње ножице коленастом плочом степеништа. Није осетљива на бочно-торзионо извијање.

ПРЕСЕЧНЕ СИЛЕ

$N = 158.89 \text{ kN}$ $\sigma_N = 66.5 \text{ MPa}$
 $M_y = 18.94 \text{ kNm}$ $\sigma_{My} = 129.7 \text{ MPa}$
 $M_z = 0.00 \text{ kNm}$ $\sigma_{Mz} = 0.0 \text{ MPa}$

$\Sigma \sigma = 196.2 \text{ MPa}$

$\sigma_N = 0.22 \text{ MPa}$

$\Sigma \sigma = 196.2 \text{ MPa} < \sigma_{dop} = 300 \text{ MPa}$

Дужине извијања

$L_y = 250.0 \text{ cm}$

$L_z = 250.0 \text{ cm}$

Виткост

$\lambda_y = 33.64$

$\lambda_z = 121.61$

Релативна виткост

$\lambda_y = 0.443$

$\lambda_z = 1.603$

Крива извијања

A
 $\alpha = 0.206$

B
 $\alpha = 0.339$

$K_{ny} = 1.052$

$K_{nz} = 2.104$

Фактор увећања нормалног напона притиска

$K_n = 2.104$

Коефицијент еквивалентног момента (Случај 3)

$\beta_y = \beta_z = 1$

Фактори увећања нормалног напона услед савијања

$K_{My} = 1.046$

Фактор увећања напона услед БТИ

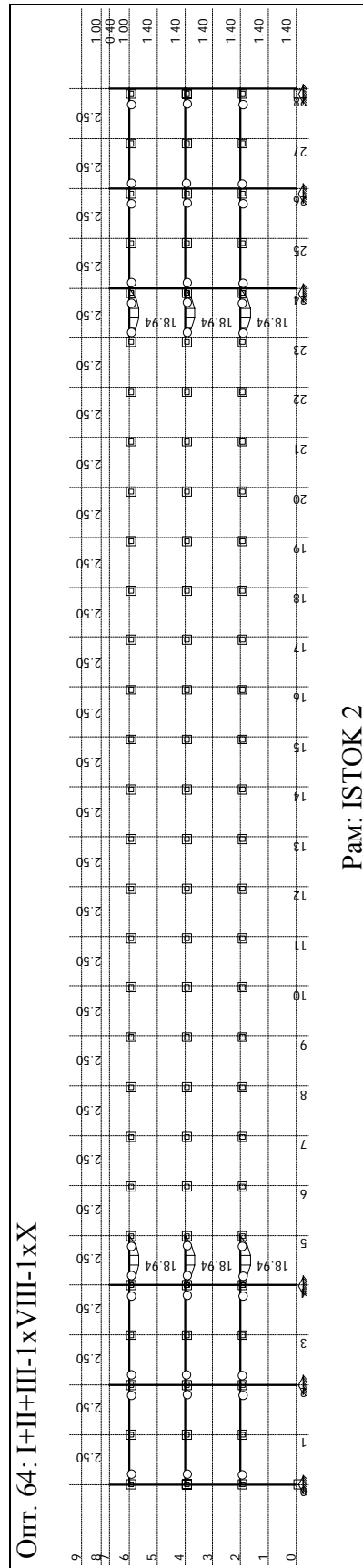
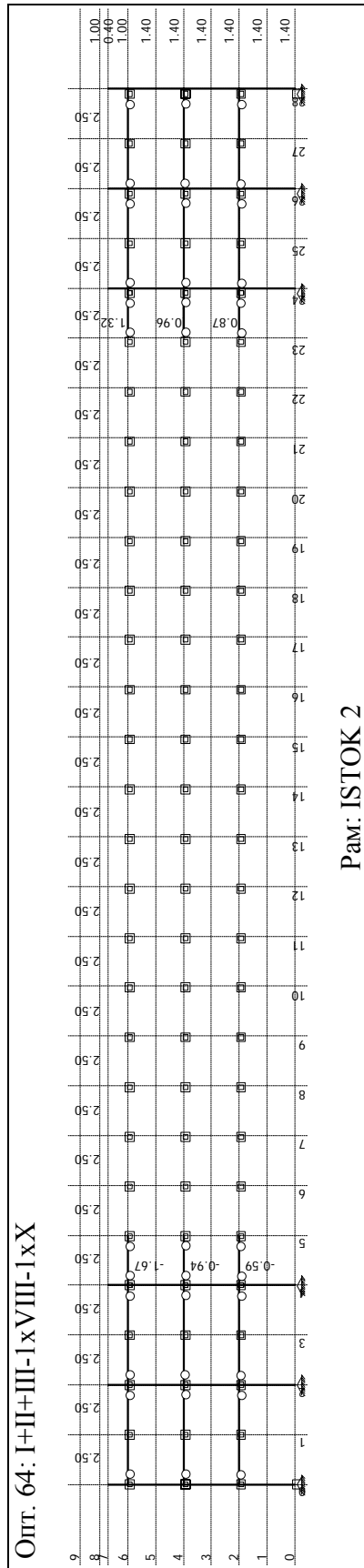
$K_{Mz} = 2.322$

Максимални нормални напон

$K_n \sigma_N + \Theta K_{My} \sigma_{My} + K_{Mz} \sigma_{Mz}$

$\Theta = 1$

$\sigma_{max} = 275.5 \text{ MPa} < \sigma_{dop} = 300 \text{ MPa}$



Контрола деформација

$f_{max} = 9.60 \text{ mm} = L/260 > L/300 = 8.33 \text{ mm}$

ПОТРЕБНО НАДВИШЕЊЕ: 2 mm

3.10.4 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ СТУБОВА **POS S1**

Стуб је бочно придржан на местима споја са фасадним риглама и само у тим тачкама је спречено бочно торзионо извијање. Дужина извијања стуба по обе осе, као и размак тачака бочног придржавања, износи 280 cm.

За димензионисање је меродаван стуб у средини фасадног зида у оси **G**. Меродаван је случај оптерећења број 28 (други случај оптерећења).

Прорачун бочно-торзионог извијања према **JUS.E7.101/1991**УСВОЈЕН ПРОФИЛ **HEA 300**

b_f	t_w	t_f	A	I_y	W_y	I_z	S_y	$W_{y,pl}$	I_t	i_{kz}
mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm
300	8.5	14.0	113.0	18260.0	1260.0	6310.0	692.00	1383.0	85.6	8.20

За димензионисање је меродаван ДРУГИ СЛУЧАЈ оптерећења.

$\nu = 1.33$

Висина носача (h)	290	mm
Основни материјал	S355	
Граница развлачења (σ_v)	360	MPa
Виткост при развлачењу (λ_v)	75.9	
Допуштени напон (σ_{dop})	271	MPa

Момент савијања	$M_y = 164.90$	kNm
Размак тачака бочног придржавања	$L_z = 280.0$	cm
Размак виљушката ослонаца	$L_t = 840.0$	cm

Оптерећење на горњем појасу (0 = НЕ, 1 = ДА) **0**

Бездимензионални коефицијенти	$\eta_z = 1.35$	$\eta_t = 1.35$
	$\rho = 0.55$	$K = 1.197$
		$\phi = 1.00$

Сен Венанов критични напон	$\sigma_{v,cr} = 384.3$	MPa
Виткост притиснутог појаса	$\lambda_{kz} = 29.4$	

Критични напон депланације $\sigma_{w,cr} = 2400.4$ MPaКритични напон извијања $\sigma_{cr} = 2431.0$ MPa

Фактор пластичности пресека	$\alpha_{pl} = 1.098$	
Релативна виткост бочног извијања	$\lambda_D = 0.403$	
Бездимензионални коефицијент извијања	$\chi_D = 0.927$	
Гранична вредност напона	$\sigma_{D,dop} = 360.0$	MPa

Допуштени напон извијања $\sigma_{i,dop} = 270.7$ MPa

$$\sigma_{max} = 130.9 \text{ MPa} < \sigma_{i,dop} = 270.7 \text{ MPa}$$

Прорачун стабилности ексцентрично притиснутог елемента (JUS U.E7 096)

A	I_y	I_z	W_y	W_z	i_y	i_z
cm^2	cm^4	cm^4	cm^3	cm^3	cm	cm
113.0	18260.0	6310.0	1260.0	421.0	12.71	7.47

ПРЕСЕЧНЕ СИЛЕ

$$N = 837.36 \text{ kN}$$

$$\sigma_N = 74.1 \text{ MPa}$$

$$M_y = 164.90 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{My} = 130.9 \text{ MPa}$$

$$M_z = 11.27 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{Mz} = 26.8 \text{ MPa}$$

$$\Sigma \sigma = 231.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_N = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\Sigma \sigma = 231.7 \text{ MPa} < \sigma_{dop} = 271 \text{ MPa}$$

Дужине извијања

$$L_y = 280.0 \text{ cm}$$

$$L_z = 280.0 \text{ cm}$$

Виткост

$$\lambda_y = 22.03$$

$$\lambda_z = 37.47$$

Релативна виткост

$$\lambda_y = 0.290$$

$$\lambda_z = 0.494$$

Крива извијања

$$\alpha = 0.339$$

$$\alpha = 0.489$$

$$K_{ny} = 1.031$$

$$K_{nz} = 1.154$$

Фактор увећања нормалног напона притиска

$$K_n = 1.154$$

Коефицијент еквивалентног момента (Случај 3)

$$\beta_y = \beta_z = 1$$

Фактори увећања нормалног напона услед савијања

$$K_{My} = 1.024$$

$$K_{Mz} = 1.072$$

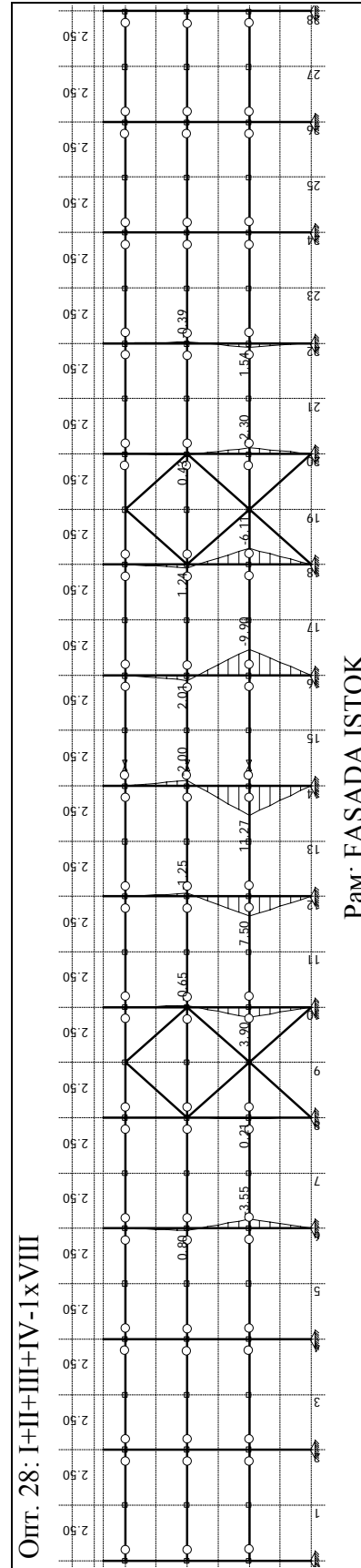
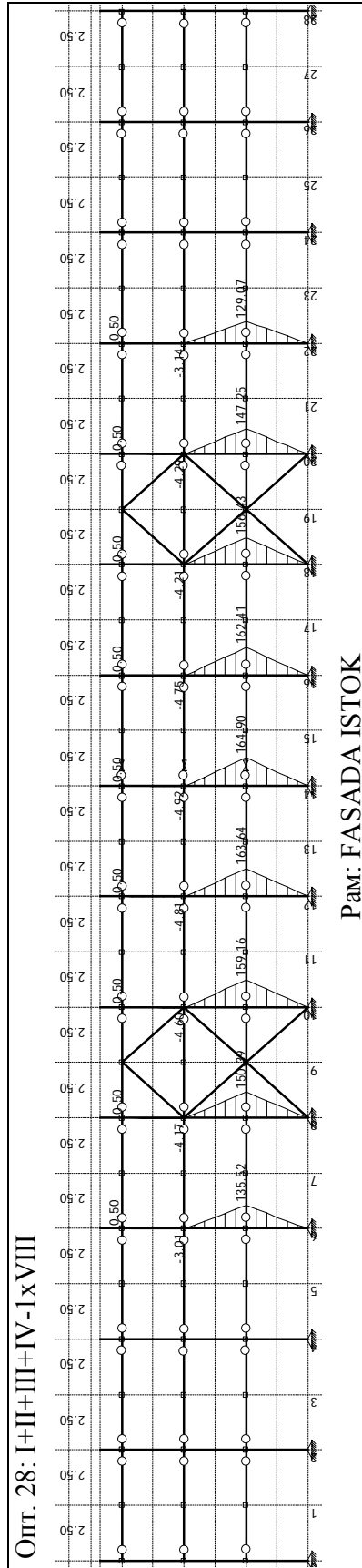
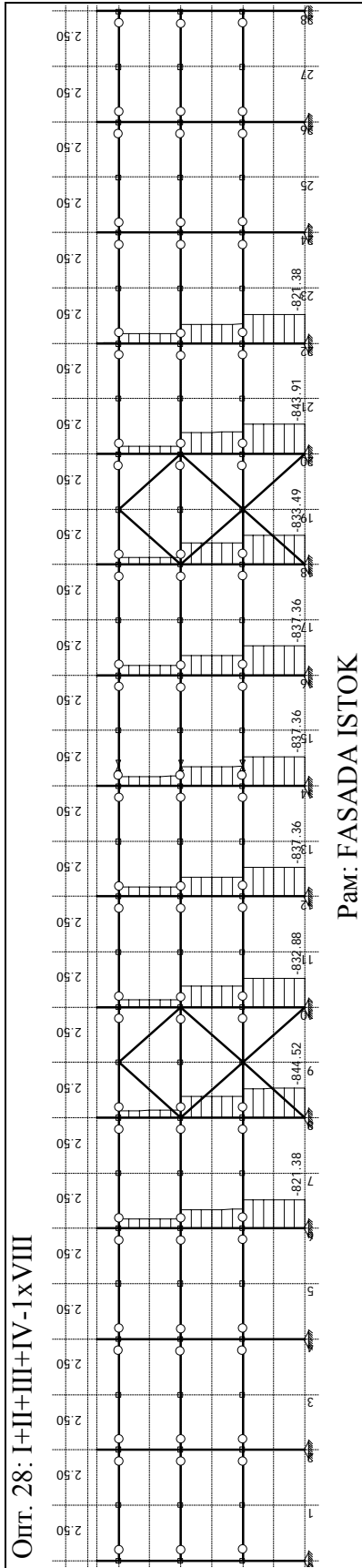
Фактор увећања напона услед бочно торзионог извијања

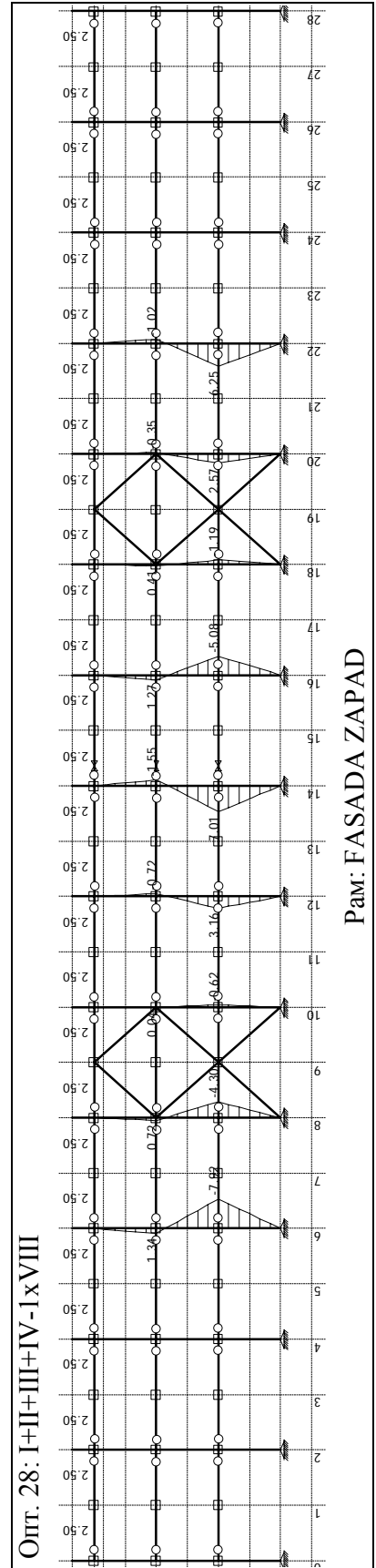
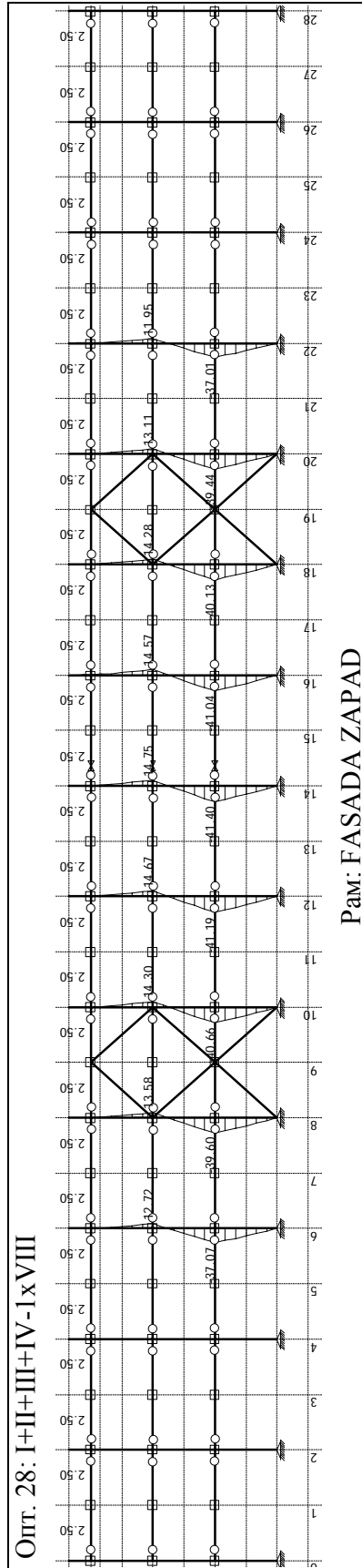
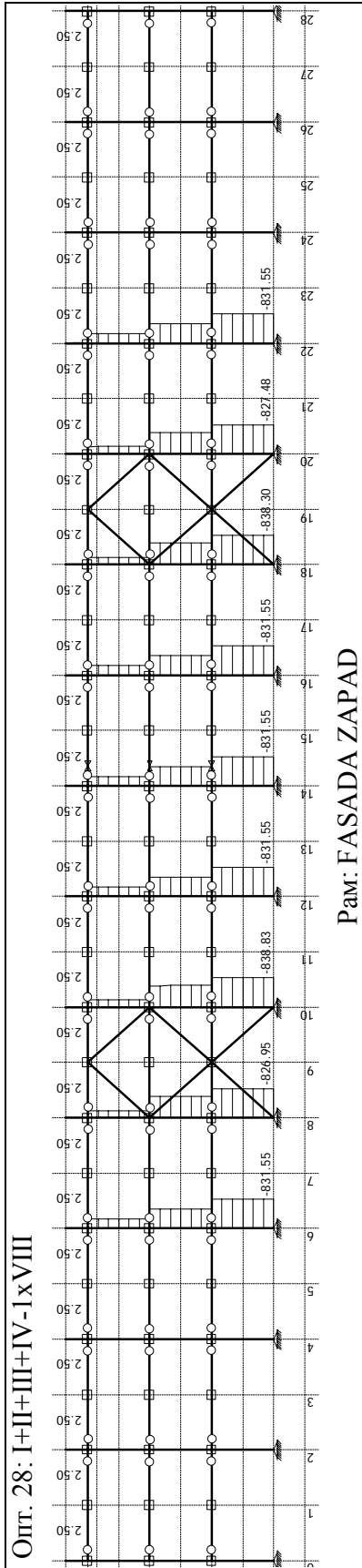
$$\Theta = 1.000$$

Максимални нормални напон

$$K_n \sigma_N + \Theta K_{My} \sigma_{My} + K_{Mz} \sigma_{Mz}$$

$$\sigma_{max} = 248.2 \text{ MPa} < \sigma_{dop} = 270.7 \text{ MPa}$$





3.10.5 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ СТУБОВА **POS S2**

Стуб је бочно придржан на местима споја са риглама и само у тим тачкама је спречено бочно торзионо извијање. Дужина извијања стуба по обе осе, као и размак тачака бочног придржавања, износи 280 cm. Стубови ове позиције се у конструкцији појављују у две различите дужине: **730 cm** и **940 cm**. За димензионисање је меродаван стуб у пресеку оса **A** и **5**.

Меродаван је случај оптерећења број 31 (други случај оптерећења).

Прорачун бочно-торзионог извијања према JUS.E7.101/1991

УСВОЈЕН ПРОФИЛ **HEA 200**

b_f	t_w	t_f	A	I_y	W_y	I_z	S_y	$W_{y,pl}$	I_t	i_{kz}
mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm
200	6.5	10.0	53.8	3690.0	389.0	1340.0	215.00	429.0	21.1	5.47

За димензионисање је меродаван ДРУГИ СЛУЧАЈ оптерећења.

$$\nu = 1.33$$

Висина носача (h)	190	mm
Основни материјал	S355	
Граница развлачења (σ_v)	360	MPa
Виткост при развлачењу (λ_v)	75.9	
Допуштени напон (σ_{dop})	271	MPa

Момент савијања	$M_y = 16.37$	kNm
Размак тачака бочног придржавања	$L_z = 280.0$	cm
Размак виљушката ослонаца	$L_t = 840.0$	cm

Оптерећење на горњем појасу (0 = НЕ, 1 = ДА) **0**

Бездимензионални коефицијенти	$\eta_z = 1.35$	$\eta_t = 1.35$
	$\rho = 0.55$	$K = 1.533$
		$\phi = 1.00$

Сен Венанов критични напон	$\sigma_{v,cr} = 284.8$	MPa
Виткост притиснутог појаса	$\lambda_{kz} = 44.1$	

Критични напон депланације $\sigma_{w,cr} = 1066.9$ MPa

Критични напон извијања $\sigma_{cr} = 1104.3$ MPa

Фактор пластичности пресека	$\alpha_{pl} = 1.105$	
Релативна виткост бочног извијања	$\lambda_D = 0.600$	
Бездимензионални коефицијент извијања	$\chi_D = 0.857$	
Гранична вредност напона	$\sigma_{D,dop} = 341.2$	MPa

Допуштени напон извијања $\sigma_{i,dop} = 256.5$ MPa

$$\sigma_{max} = 42.1 \text{ MPa} < \sigma_{i,dop} = 256.5 \text{ MPa}$$

Прорачун стабилности ексцентрично притиснутог елемента (JUS U.E7 096)

A	I_y	I_z	W_y	W_z	i_y	i_z
cm^2	cm^4	cm^4	cm^3	cm^3	cm	cm
53.8	3690.0	1340.0	389.0	134.0	8.28	4.99

ПРЕСЕЧНЕ СИЛЕ

$$N = 627.31 \text{ kN}$$

$$\sigma_N = 116.6 \text{ MPa}$$

$$M_y = 16.37 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{My} = 42.1 \text{ MPa}$$

$$M_z = 2.38 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{Mz} = 17.8 \text{ MPa}$$

$$\Sigma \sigma = 176.4 \text{ MPa}$$

$$\underline{\sigma}_N = 0.43 \text{ MPa}$$

$$\Sigma \sigma = 176.4 \text{ MPa} < \sigma_{dop} = 271 \text{ MPa}$$

Дужине извијања

$$L_y = 280.0 \text{ cm}$$

$$L_z = 280.0 \text{ cm}$$

Виткост

$$\lambda_y = 33.81$$

$$\lambda_z = 56.10$$

Релативна виткост

$$\lambda_y = 0.446$$

$$\lambda_z = 0.739$$

Крива извијања

$$\alpha = 0.339$$

$$\alpha = 0.489$$

$$K_{ny} = 1.091$$

$$K_{nz} = 1.345$$

Фактор увећања нормалног напона притиска

$$K_n = 1.345$$

Коефицијент еквивалентног момента (Случај 3)

$$\beta_y = \beta_z = 1$$

Фактори увећања нормалног напона услед савијања

$$K_{My} = 1.094$$

$$K_{Mz} = 1.308$$

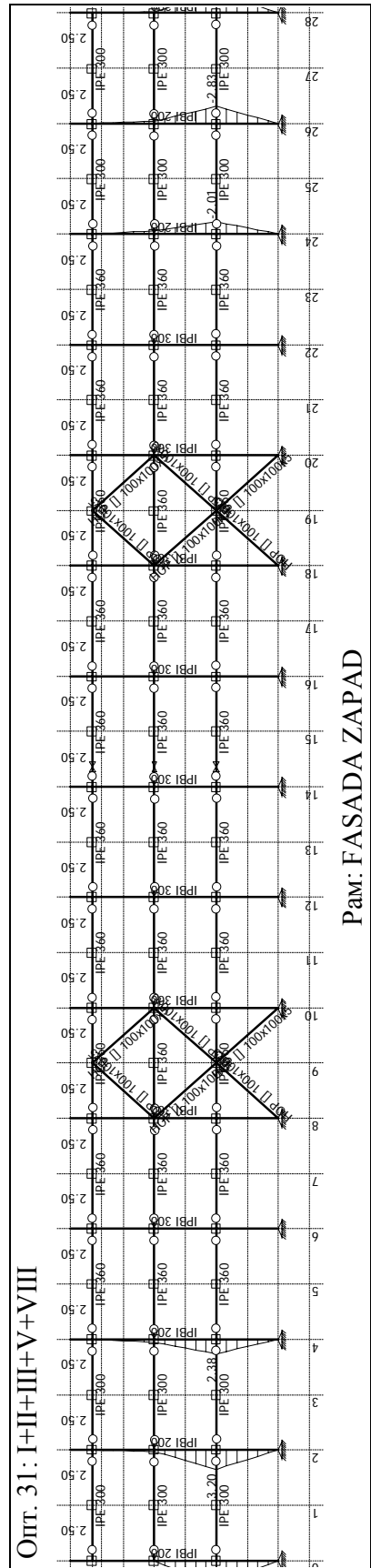
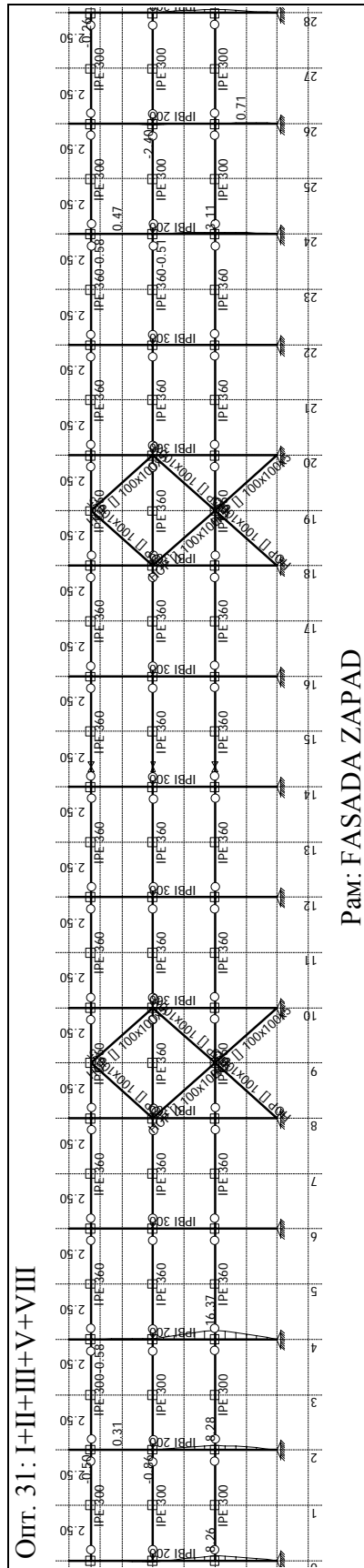
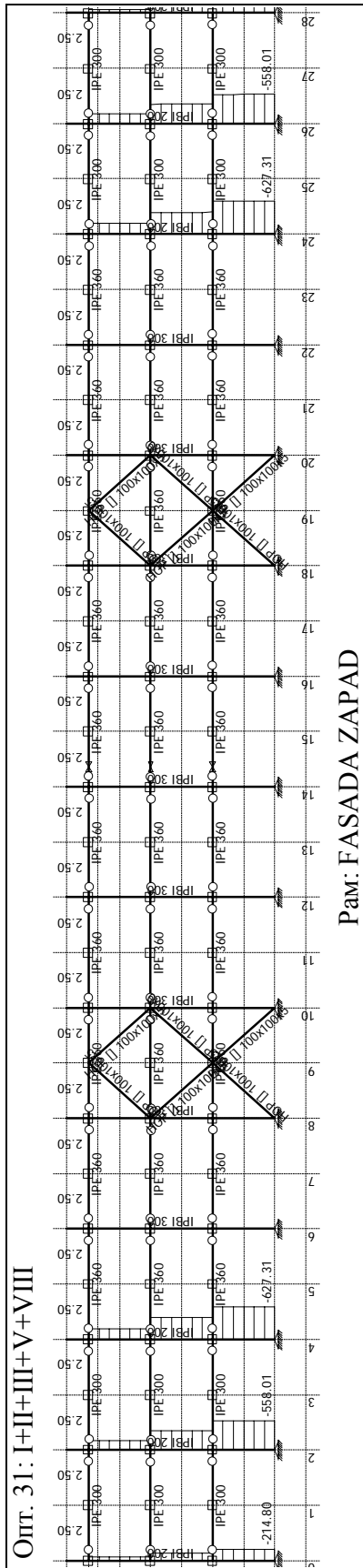
Фактор увећања напона услед бочно торзионог извијања

$$\Theta = 1.055$$

Максимални нормални напон

$$K_n \sigma_N + \Theta K_{My} \sigma_{My} + K_{Mz} \sigma_{Mz}$$

$$\sigma_{max} = 228.6 \text{ MPa} < \sigma_{dop} = 270.6767 \text{ MPa}$$



3.10.6 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ СТУБОВА **POS S3**

Стуб је бочно придржан на местима споја са фасадним риглама и само у тим тачкама је спречено бочно торзионо извијање. Дужина извијања стуба по обе осе, као и размак тачака бочног придржавања, износи 140 cm.

За димензионисање је меродаван стуб који "ради" у саставу вертикалног спрега у подужном зиду у оси **D**. Меродаван је случај оптерећења број 63 (трећи случај оптерећења).

Прорачун бочно-торзионог извијања према JUS.E7.101/1991

УСВОЈЕН ПРОФИЛ **HEB 300**

b_f	t_w	t_f	A	I_y	W_y	I_z	S_y	$W_{y,pl}$	I_t	i_{kz}
mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm
300	11.0	19.0	149.0	25170.0	1680.0	8560.0	934.00	1868.0	186.0	8.25

За димензионисање је меродаван ТРЕЋИ СЛУЧАЈ оптерећења.

$\nu = 1.20$

Висина носача (h)	300	mm
Основни материјал	S355	
Граница развлачења (σ_v)	360	MPa
Виткост при развлачењу (λ_v)	75.9	
Допуштени напон (σ_{dop})	300	MPa

Момент савијања	$M_y = 9.11$	kNm
Размак тачака бочног придржавања	$L_z = 140.0$	cm
Размак виљушката ослонаца	$L_t = 840.0$	cm

Оптерећење на горњем појасу (0 = НЕ, 1 = ДА)

0

Бездимензионални коефицијенти

$$\eta_z = 1.35$$

$$\rho = 0.55$$

$$\eta_t = 1.35$$

$$K = 1.074$$

$$\phi = 1.00$$

Сен Венанов критични напон $\sigma_{v,cr} = 494.9$ MPaВиткост притиснутог појаса $\lambda_{kz} = 14.6$ Критични напон депланације $\sigma_{w,cr} = 9712.8$ MPaКритични напон извијања $\sigma_{cr} = 9725.4$ MPaФактор пластичности пресека $\alpha_{pl} = 1.112$ Релативна виткост бочног извијања $\lambda_D = 0.203$ Бездимензионални коефицијент извијања $\chi_D = 0.980$ Гранична вредност напона $\sigma_{D,dop} = 360.0$ MPaДопуштени напон извијања $\sigma_{i,dop} = 300.0$ MPa

$$\sigma_{max} = 5.4 \text{ MPa} < \sigma_{i,dop} = 300.0 \text{ MPa}$$

Прорачун стабилности ексцентрично притиснутог елемента (JUS U.E7 096)

A	I_y	I_z	W_y	W_z	i_y	i_z
cm^2	cm^4	cm^4	cm^3	cm^3	cm	cm
149.0	25170.0	8560.0	1680.0	571.0	13.00	7.58

ПРЕСЕЧНЕ СИЛЕ

$$N = 2439.80 \text{ kN} \quad \sigma_N = 163.7 \text{ MPa}$$

$$M_y = 9.11 \text{ kNm} \quad \sigma_{My} = 5.4 \text{ MPa}$$

$$M_z = 54.99 \text{ kNm} \quad \sigma_{Mz} = 96.3 \text{ MPa}$$

$$\Sigma \sigma = 265.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_N = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\Sigma \sigma = 265.5 \text{ MPa} < \sigma_{dop} = 300 \text{ MPa}$$

Дужине извијања

$$L_y = 140.0 \text{ cm}$$

$$L_z = 140.0 \text{ cm}$$

Виткост

$$\lambda_y = 10.77$$

$$\lambda_z = 18.47$$

Релативна виткост

$$\lambda_y = 0.142$$

$$\lambda_z = 0.243$$

Крива извијања

$$\alpha = 0.339$$

$$\alpha = 0.489$$

$$K_{ny} = 0.980$$

$$K_{ny} = 1.022$$

Фактор увећања нормалног напона притиска

$$K_n = 1.022$$

Коефицијент еквивалентног момента (Случај 3)

$$\beta_y = \beta_z = 1$$

Фактори увећања нормалног напона услед савијања

$$K_{My} = 1.011$$

$$K_{Mz} = 1.033$$

Фактор увећања напона услед бочно торзионог извијања

$$\Theta = 1.000$$

Максимални нормални напон

$$K_n \sigma_N + \Theta K_{My} \sigma_{My} + K_{Mz} \sigma_{Mz}$$

$$\sigma_{max} = 272.3 \text{ MPa} < \sigma_{dop} = 300 \text{ MPa}$$

3.10.7 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ СТУБОВА **POS S4**

Стуб је бочно придржан на местима споја са подвлакама и само у тим тачкама је спречено бочно торзионо извијање. Дужина извијања стуба по обе осе, као и размак тачака бочног придржавања, износи 280 cm, односно 140 cm, у зависности од положаја у конструкцији. Стубови ове позиције налазе се у осама **1, 3, 5, 6, 24, 25, 27** и **29**. За димензионисање је меродаван је стуб који "ради" у саставу вертикалног спрега у калкану.

Меродаван је случај оптерећења број 50 (трећи случај оптерећења).

Прорачун бочно-торзионог извијања према JUS.E7.101/1991

УСВОЈЕН ПРОФИЛ **HEB 200**

b_f	t_w	t_f	A	I_y	W_y	I_z	S_y	$W_{y,pl}$	I_t	i_{kz}
mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm
200	9.0	15.0	78.1	5700	570	2000	321	642	60	5.50

За димензионисање је меродаван ТРЕЋИ СЛУЧАЈ оптерећења.

$$\nu = 1.20$$

Висина носача (h)	200	mm
Основни материјал	S355	
Граница развлачења (σ_v)	360	MPa
Виткост при развлачењу (λ_v)	75.9	
Допуштени напон (σ_{dop})	300	MPa

Момент савијања	$M_y =$	55.72	kNm
Размак тачака бочног придржавања	$L_z =$	280.0	cm
Размак виљушкастих ослонаца	$L_t =$	840.0	cm

Оптерећење на горњем појасу (0 = НЕ, 1 = ДА)

0

Бездимензионални коефицијенти

$$\eta_z = 1.35$$

$$\rho = 0.55$$

$$\eta_t = 1.35$$

$$K = 1.910$$

$$\phi = 1.00$$

Сен Венанов критични напон	$\sigma_{v,cr} =$	398.8	MPa
Виткост притиснутог појаса	$\lambda_{kz} =$	43.8	

Критични напон депланације	$\sigma_{w,cr} =$	1080.9	MPa
----------------------------	-------------------	--------	-----

Критични напон извијања	$\sigma_{cr} =$	1152.2	MPa
-------------------------	-----------------	--------	-----

Фактор пластичности пресека	$\alpha_{pl} =$	1.126	
Релативна виткост бочног извијања	$\lambda_D =$	0.593	
Бездимензионални коефицијент извијања	$\chi_D =$	0.860	
Гранична вредност напона	$\sigma_{D,dop} =$	348.7	MPa

Допуштени напон извијања	$\sigma_{i,dop} =$	290.6	MPa
--------------------------	--------------------	-------	-----

$$\sigma_{max} = 97.8 \text{ MPa} < \sigma_{i,dop} = 290.6 \text{ MPa}$$

Прорачун стабилности ексцентрично притиснутог елемента (JUS U.E7 096)

A	I_y	I_z	W_y	W_z	i_y	i_z
cm^2	cm^4	cm^4	cm^3	cm^3	cm	cm
78.1	5700	2000	570	200	8.54	5.06

ПРЕСЕЧНЕ СИЛЕ

$$N = 1001.21 \text{ kN} \quad \sigma_N = 128.2 \text{ MPa}$$

$$M_y = 55.72 \text{ kNm} \quad \sigma_{My} = 97.8 \text{ MPa}$$

$$M_z = 1.53 \text{ kNm} \quad \sigma_{Mz} = 7.7 \text{ MPa}$$

$$\Sigma \sigma = 233.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_N = 0.43 \text{ MPa}$$

$$\Sigma \sigma = 233.6 \text{ MPa} < \sigma_{dop} = 300 \text{ MPa}$$

Дужине извијања

$$L_y = 280.0 \text{ cm}$$

$$L_z = 280.0 \text{ cm}$$

Виткост

$$\lambda_y = 32.78$$

$$\lambda_z = 55.33$$

Релативна виткост

$$\lambda_y = 0.432$$

$$\lambda_z = 0.729$$

Крива извијања

$$\alpha = 0.339$$

$$\alpha = 0.489$$

$$K_{ny} = 1.085$$

$$K_{nz} = 1.335$$

Фактор увећања нормалног напона притиска

$$K_n = 1.335$$

Коефицијент еквивалентног момента (Случај 3)

$$\beta_y = \beta_z = 1$$

Фактори увећања нормалног напона услед савијања

$$K_{My} = 1.087$$

$$K_{Mz} = 1.294$$

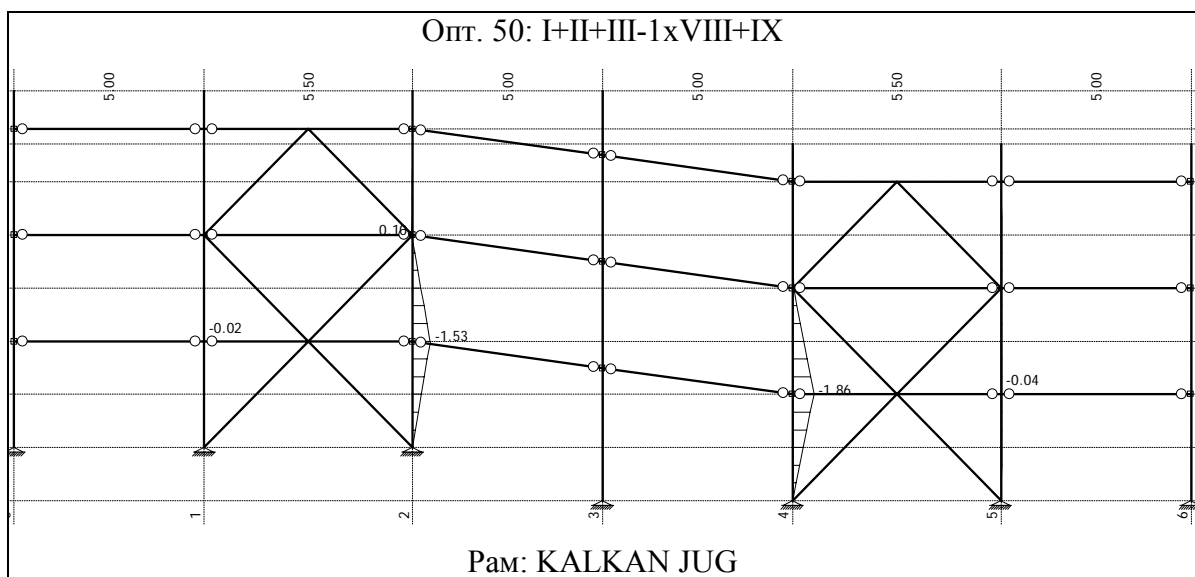
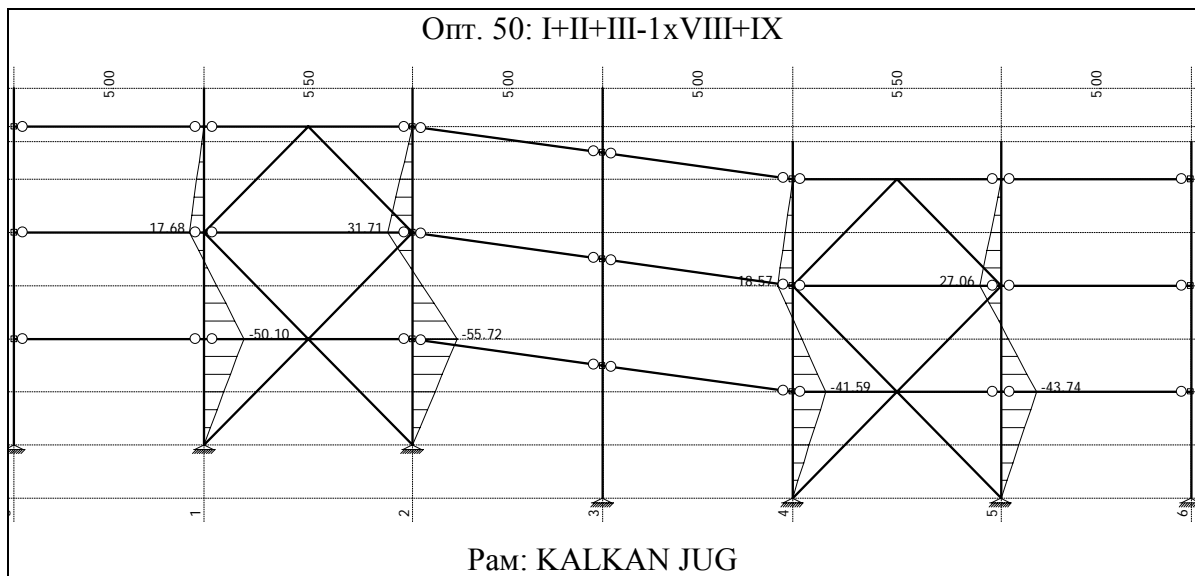
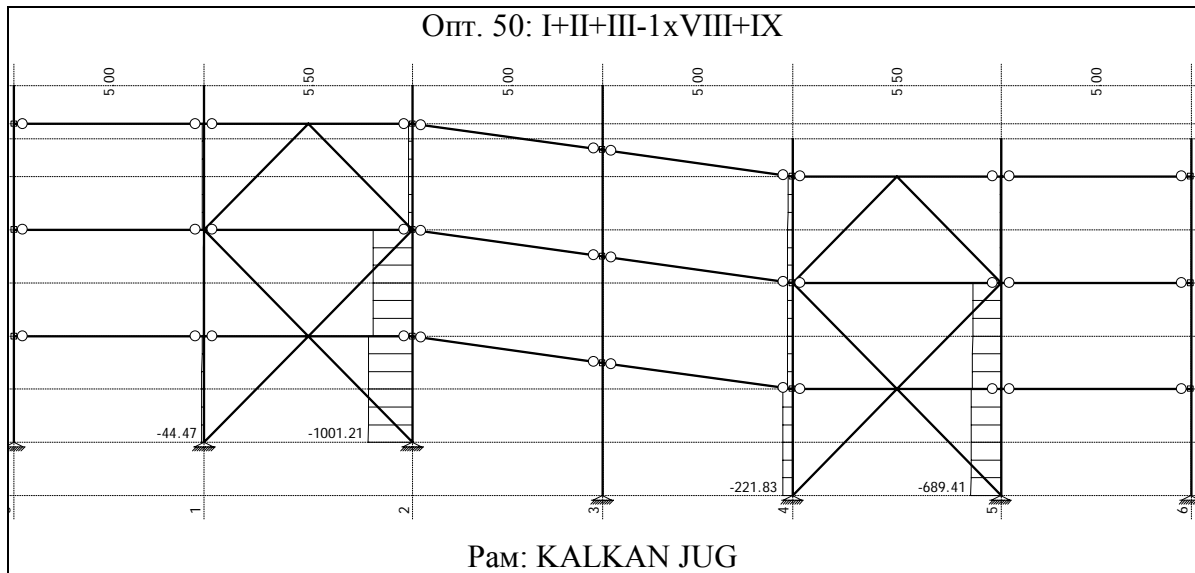
Фактор увећања напона услед бочно торзионог извијања

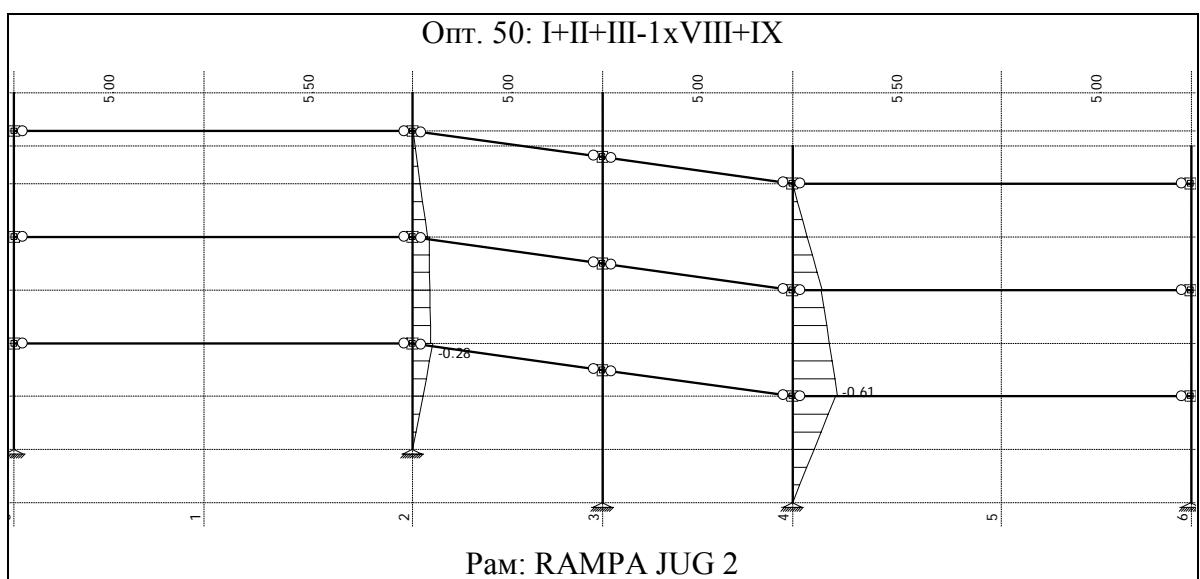
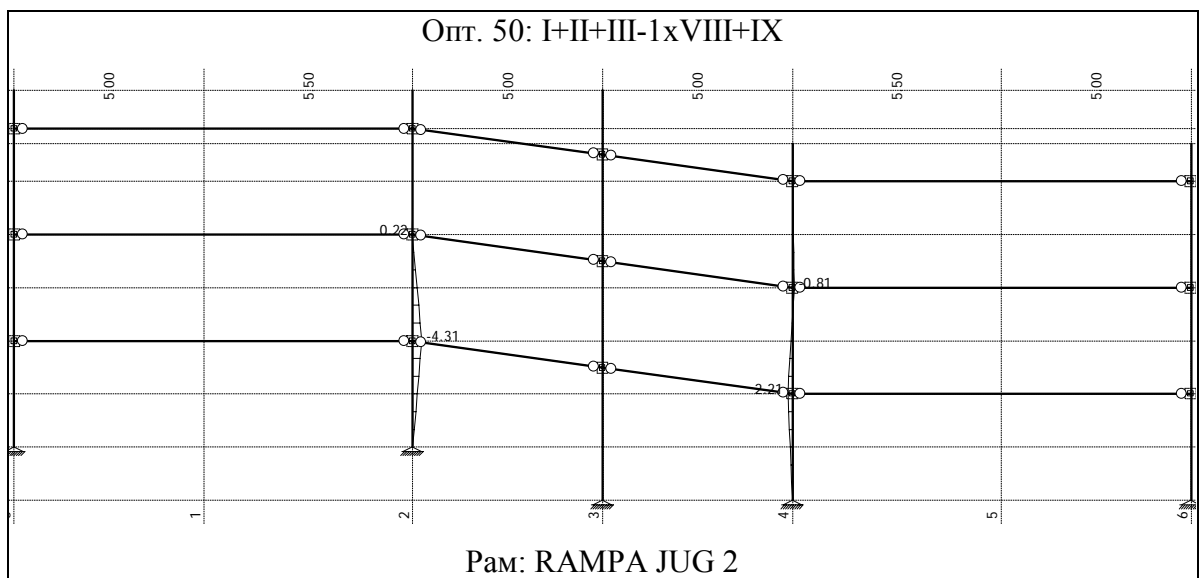
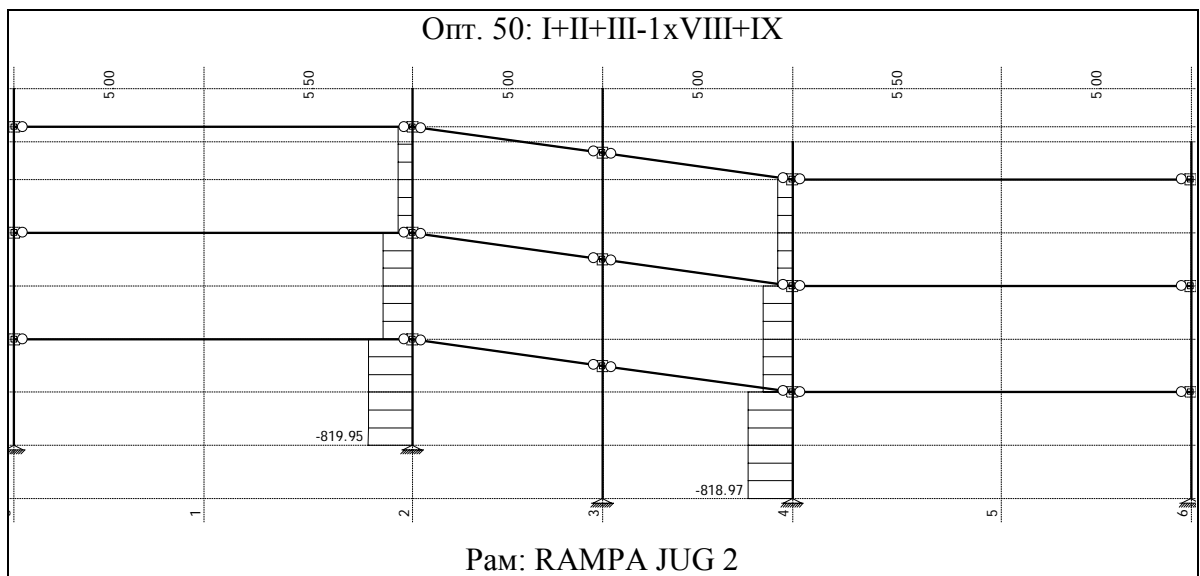
$$\Theta = 1.032$$

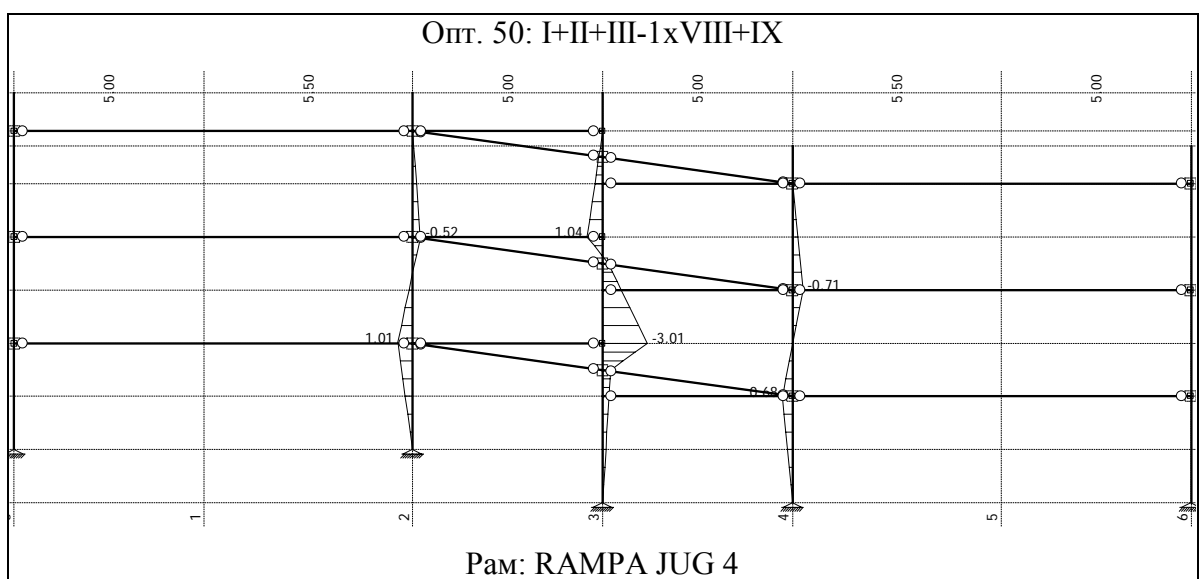
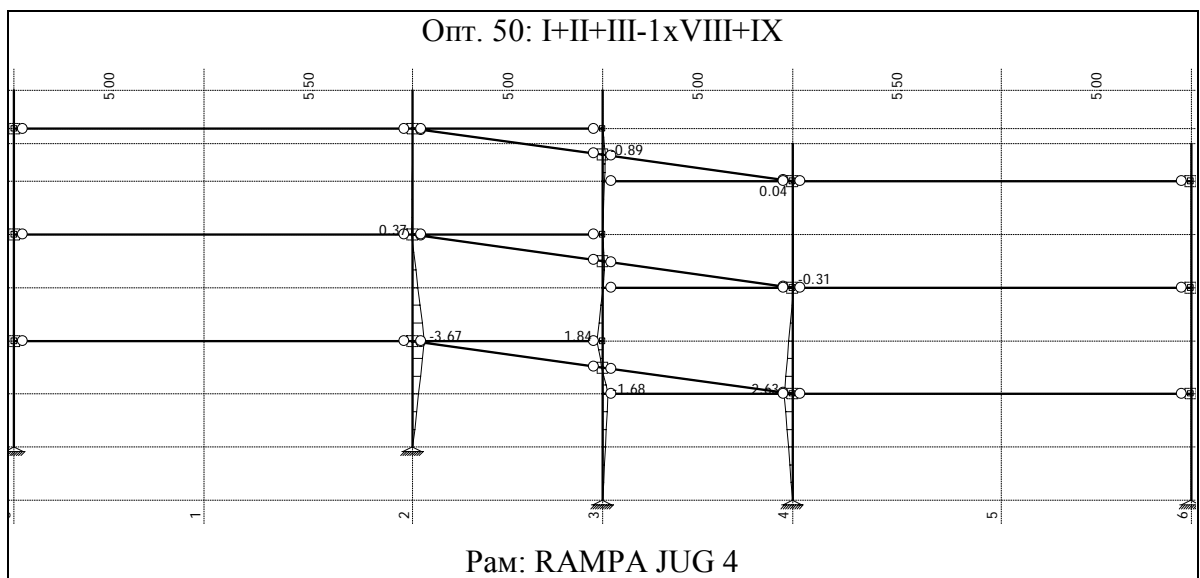
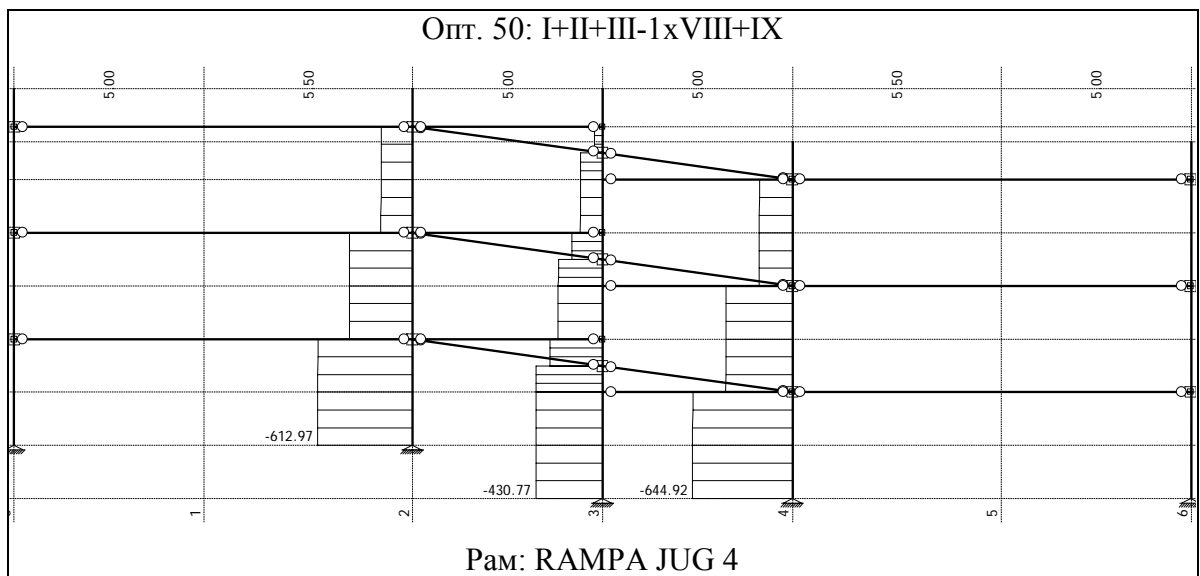
Максимални нормални напон

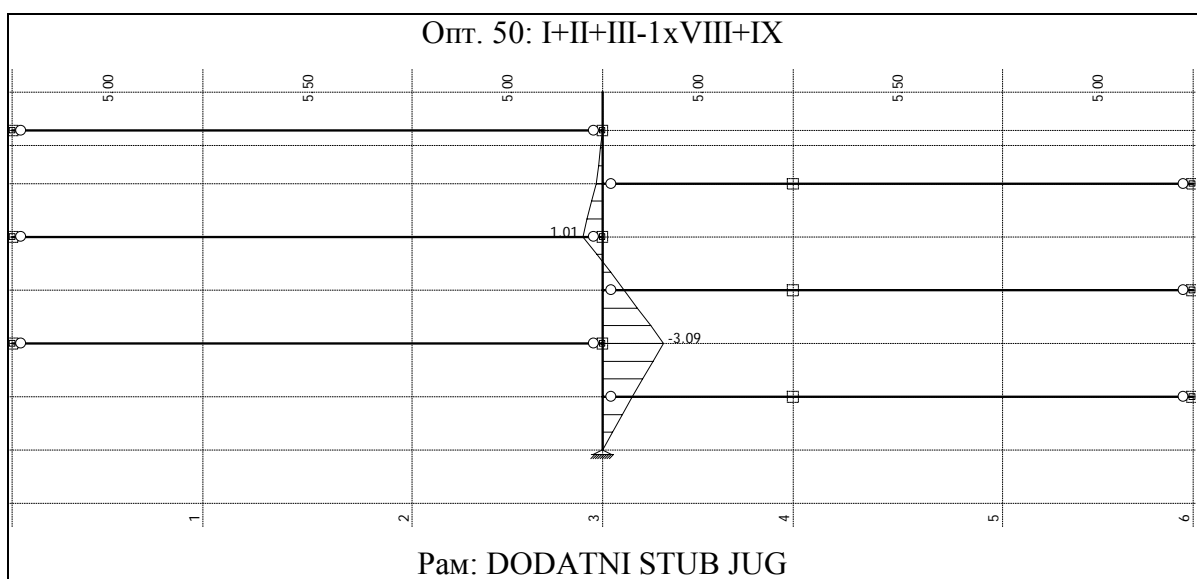
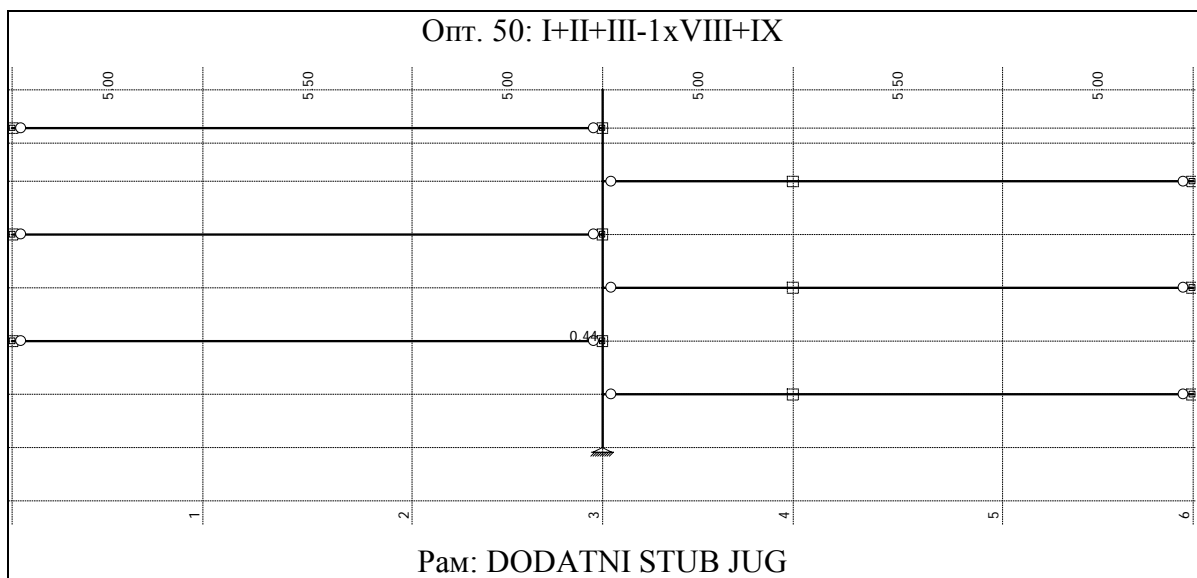
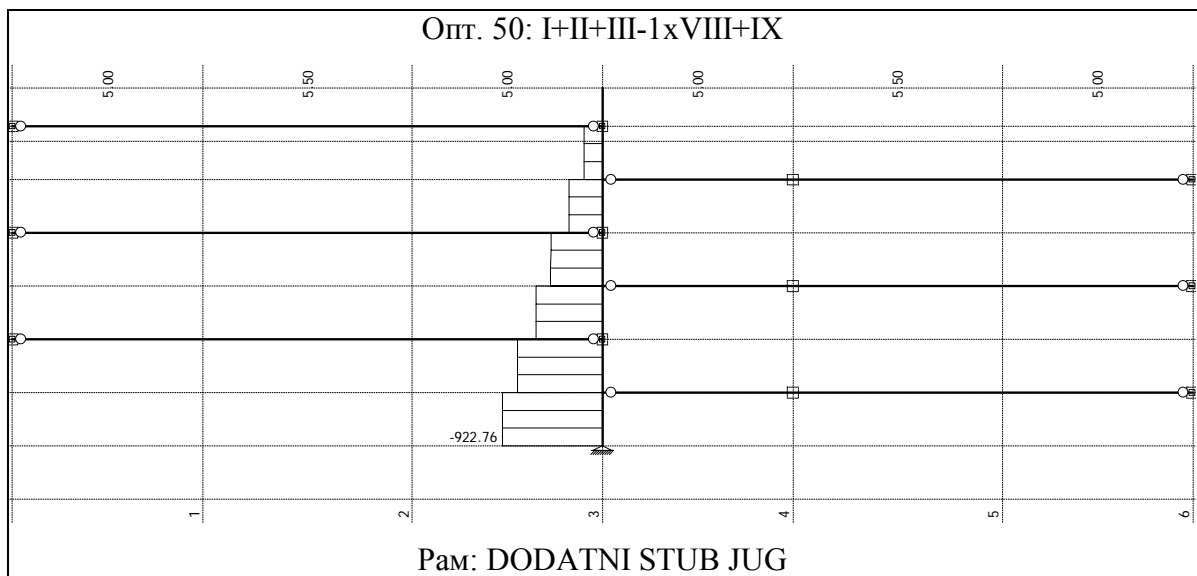
$$K_n \sigma_N + \Theta K_{My} \sigma_{My} + K_{Mz} \sigma_{Mz}$$

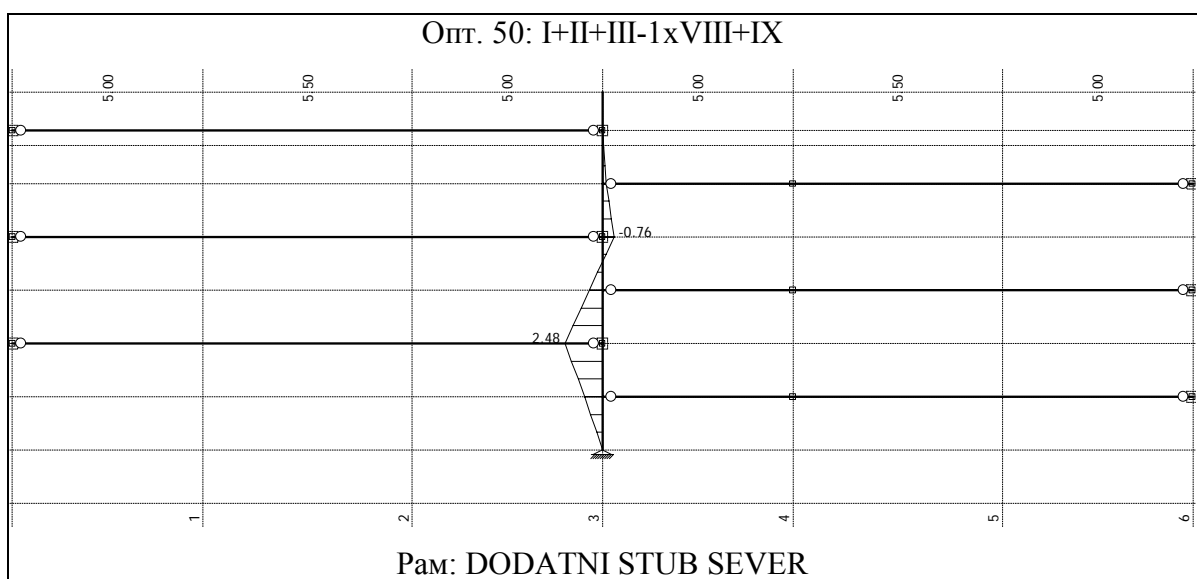
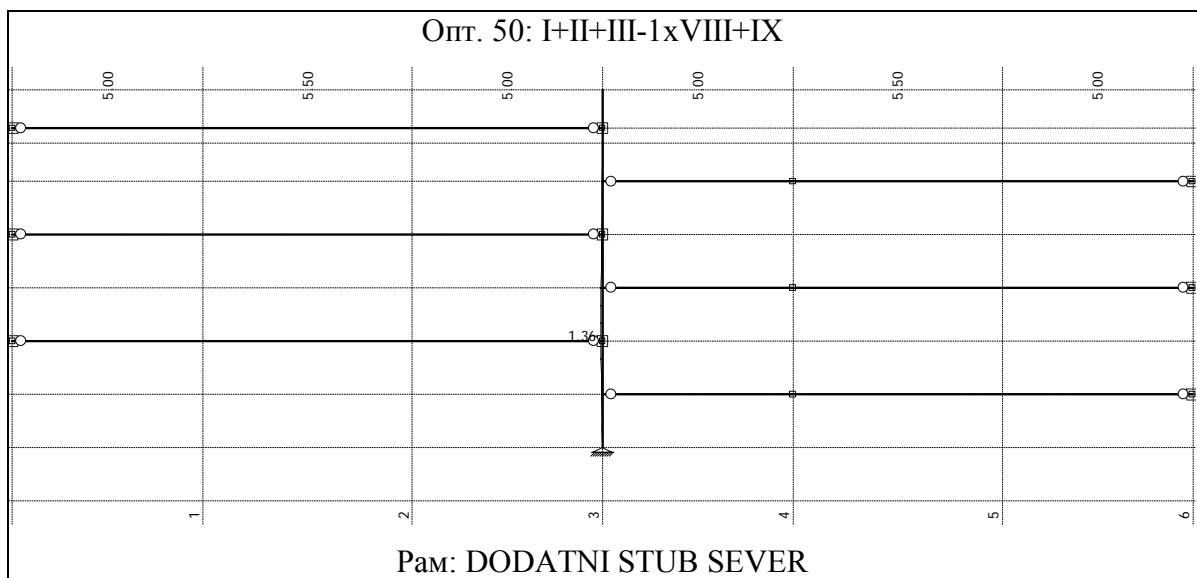
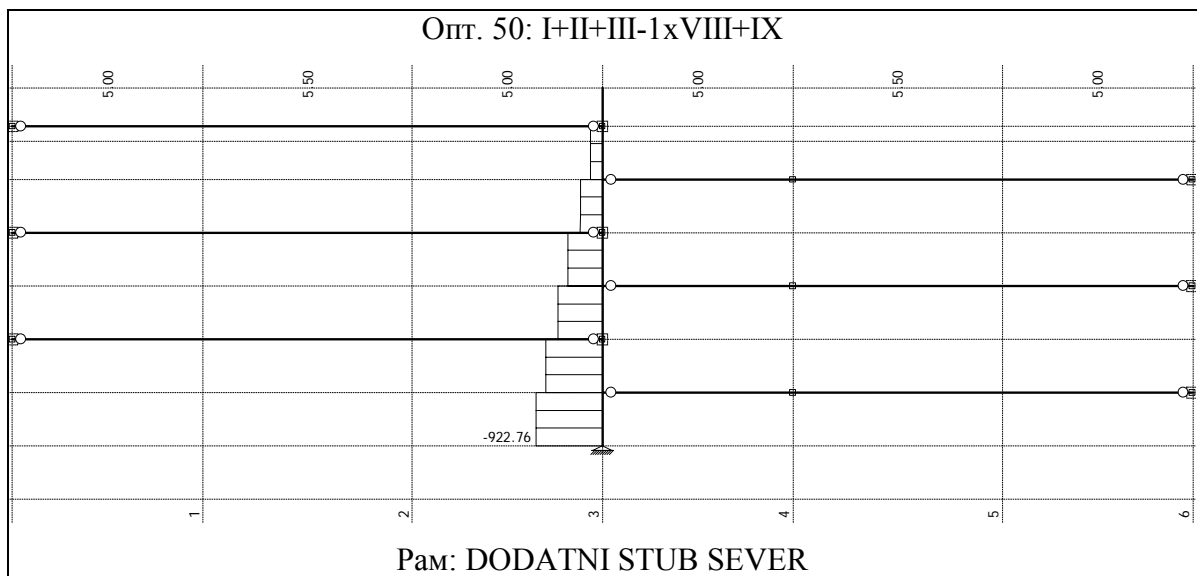
$$\sigma_{max} = 290.7 \text{ MPa} < \sigma_{dop} = 300.0 \text{ MPa}$$

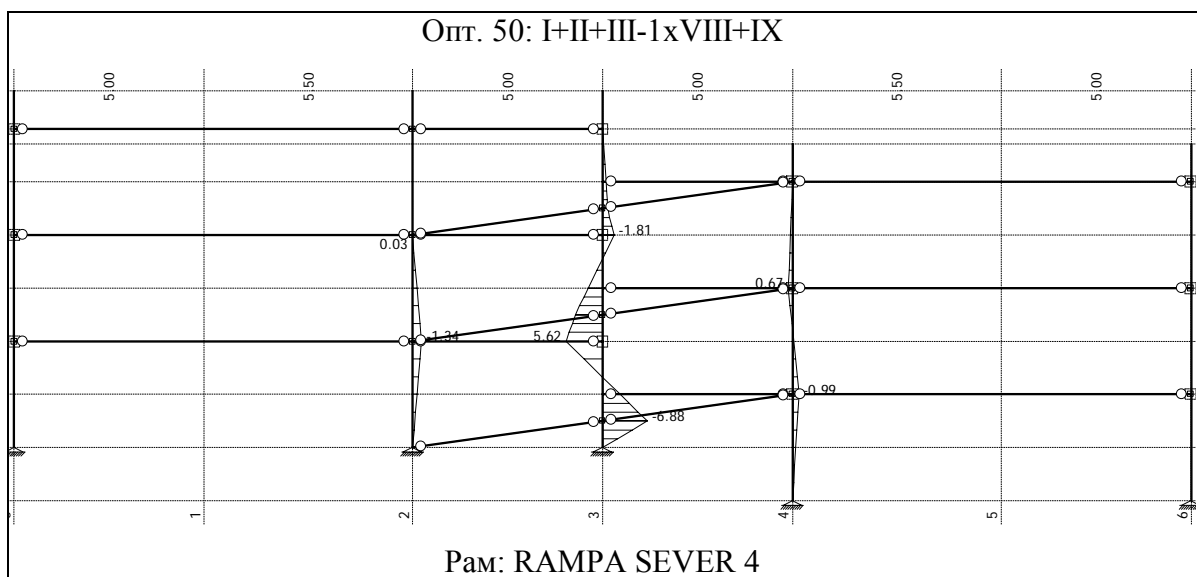
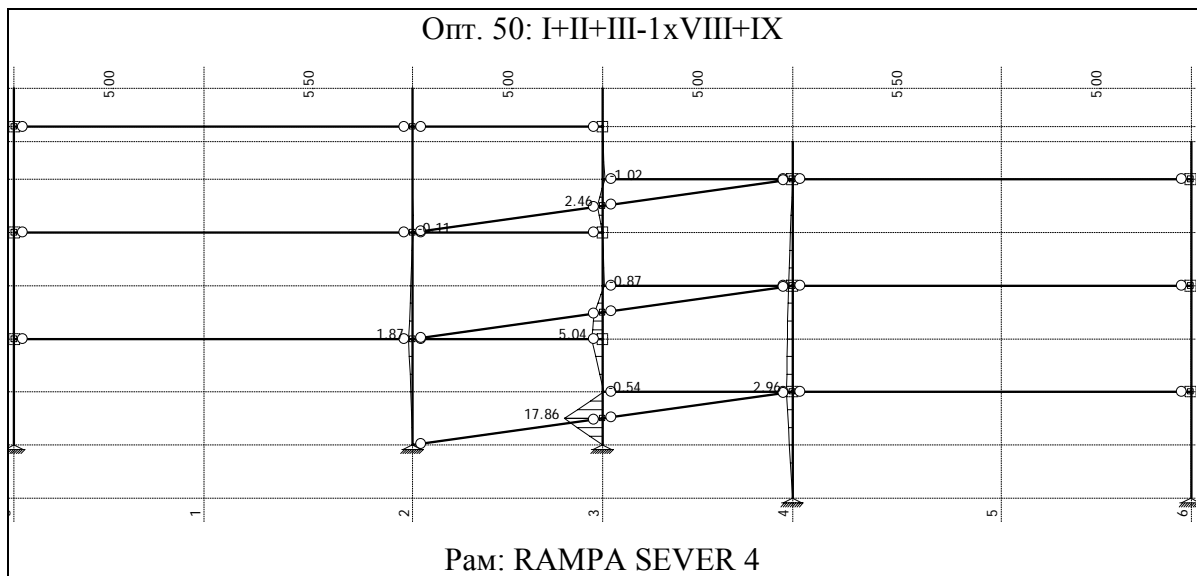
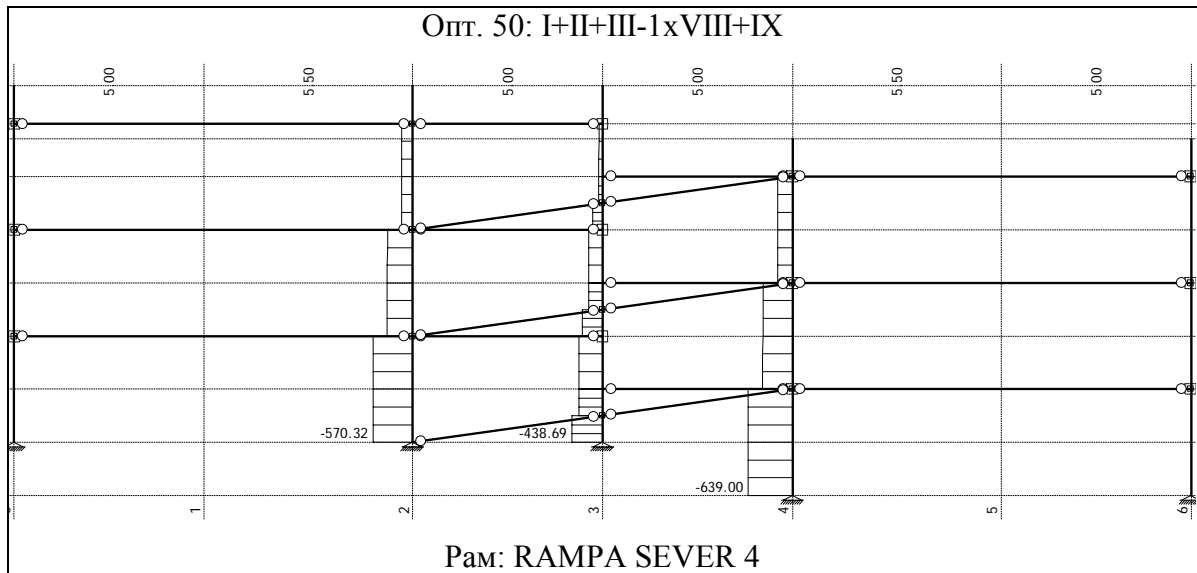


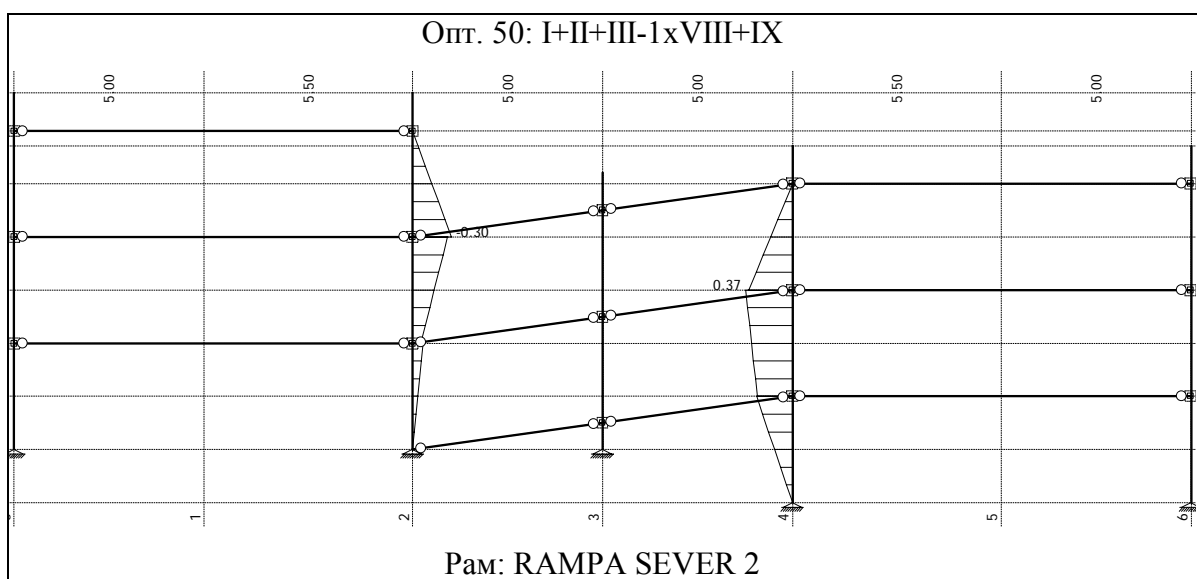
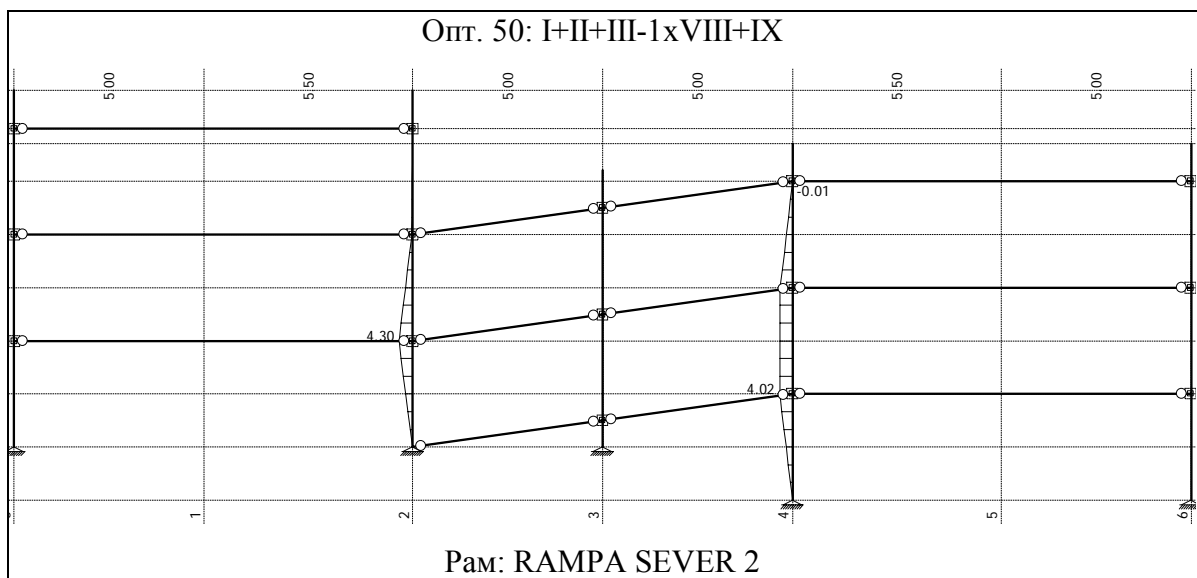
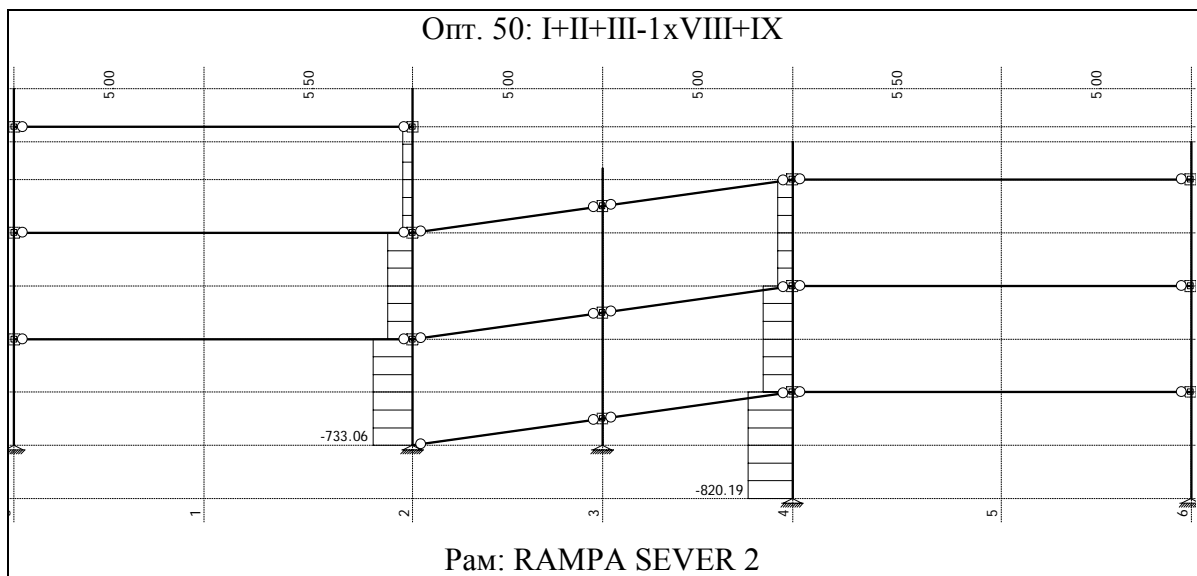


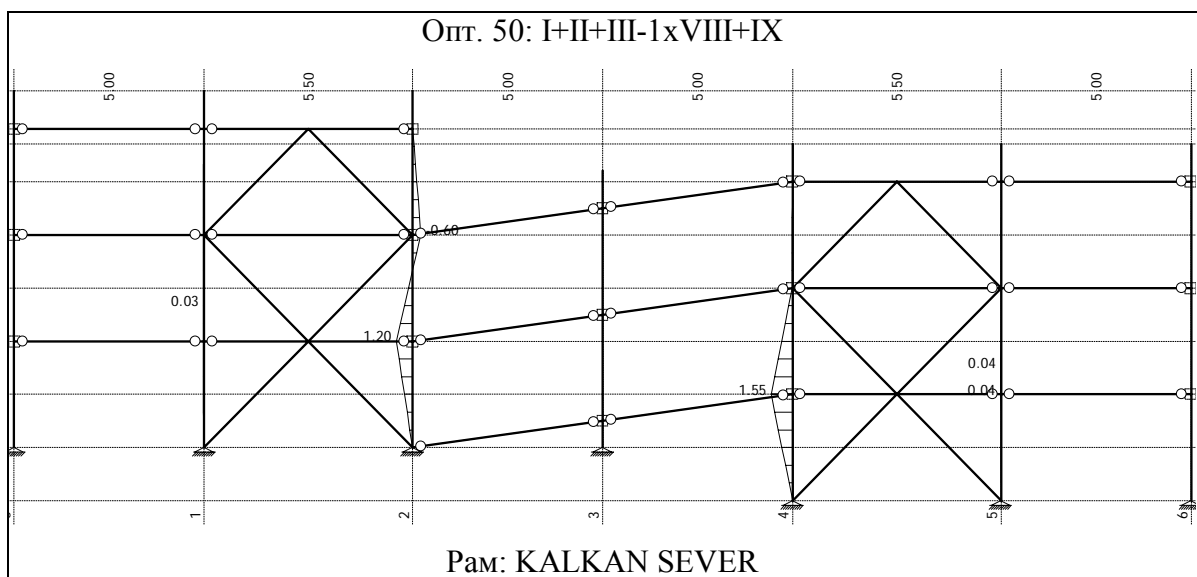
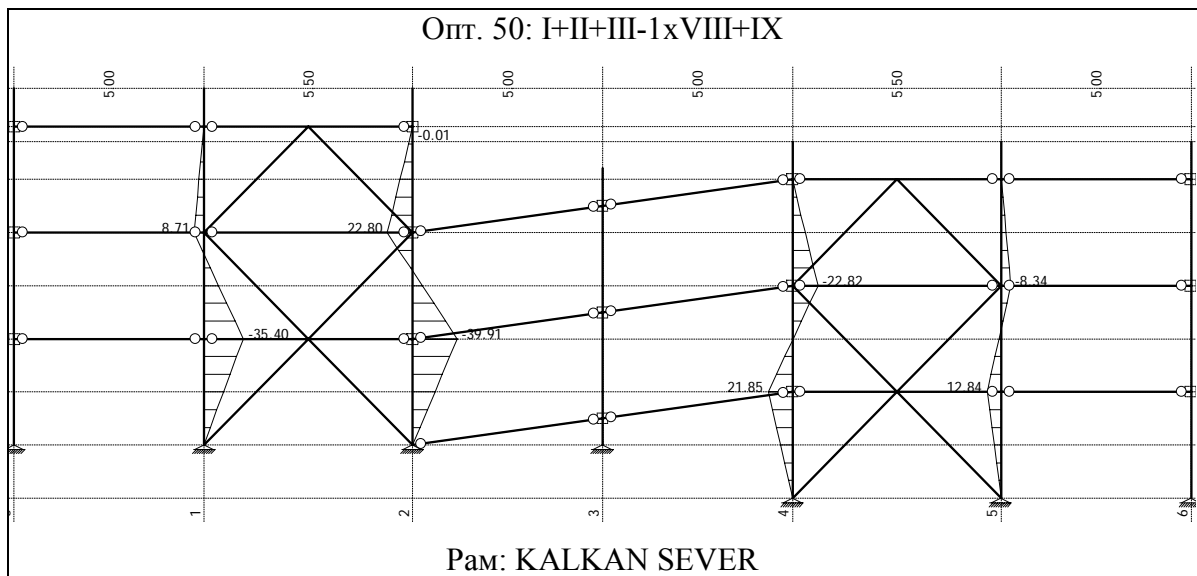
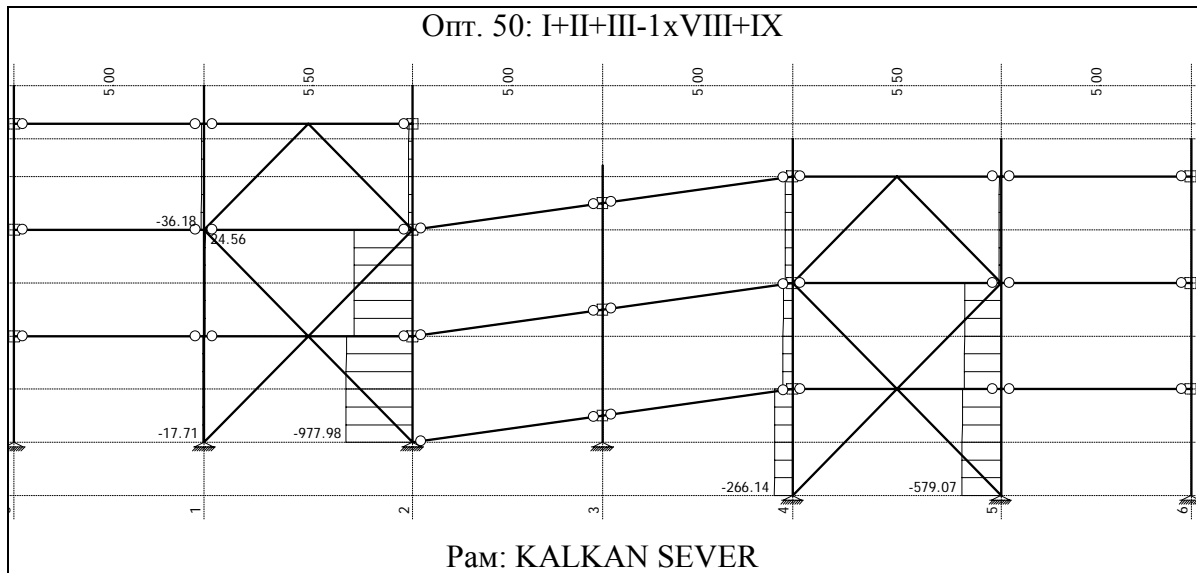












3.10.8 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ СПРЕГОВА **POS VS1**

Ови спрегови се налазе у подужним фасадним зидовима. Штапови спрега су моделирани као затегнути нелинеарни штапови на прва два спрата и као стандардни штапови на трећем спрату. За димензионисање је меродаван случај оптерећења број 61 (трећи случај оптерећења).

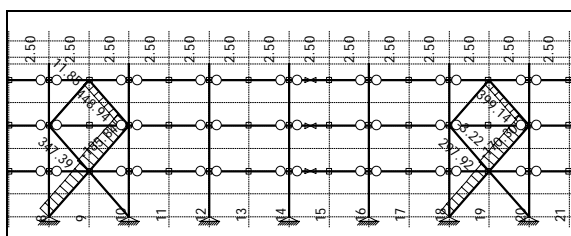
УСВАЈА СЕ НОР 100×100×5 са следећим карактеристикама:

$$i_y = i_z = 3.84 \text{ cm}$$

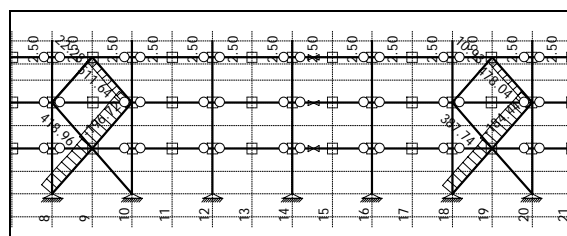
$$A = 18.36 \text{ cm}^2$$

Максимална сила затезања: **$Z = 511.64 \text{ kN}$**

$$\sigma = 27.9 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{dop} = 30.0 \text{ kN/cm}^2$$



FASADA ISTOK



FASADA ZAPAD

3.10.9 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ СПРЕГОВА **POS VS2**

Ови спрегови се налазе у подужном зиду у оси **D**. Штапови спрега су моделирани као затегнути нелинеарни штапови на првом спрату и као стандардни штапови на осталим спратовима. За димензионисање је меродаван случај оптерећења број 61 (трећи случај оптерећења).

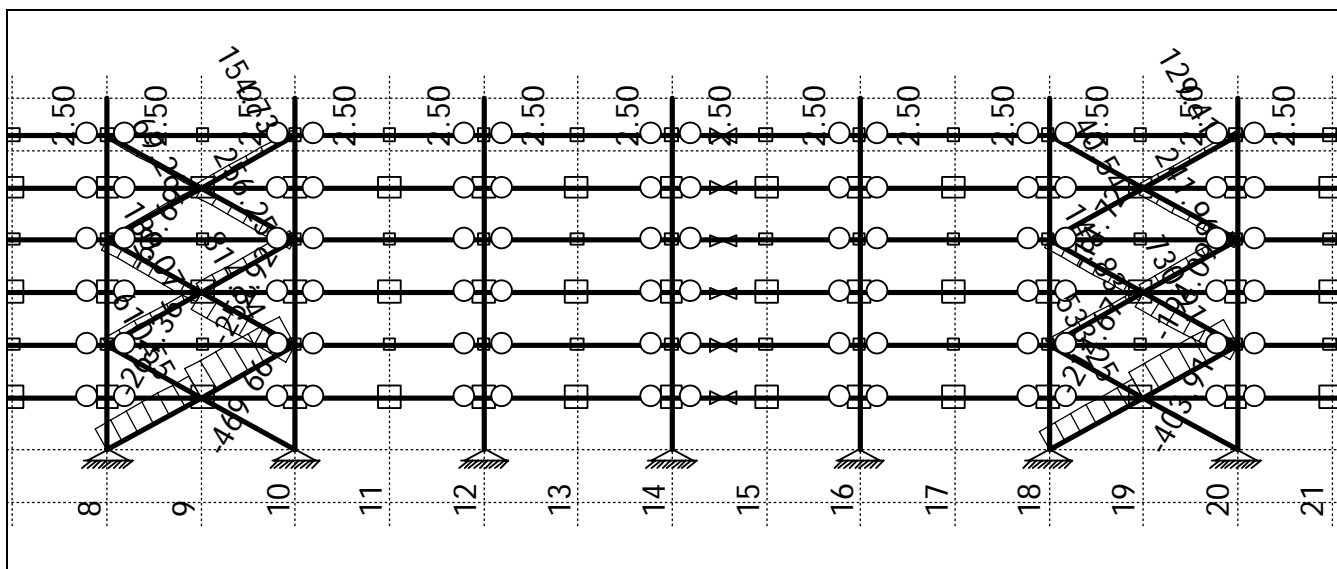
УСВАЈА СЕ НОР 150×150×6 са следећим карактеристикама:

$$i_y = i_z = 5.77 \text{ cm}$$

$$A = 33.63 \text{ cm}^2$$

Максимална сила затезања: $Z = 814.34 \text{ kN}$

$$\sigma = 24.2 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{\text{dop}} = 30.0 \text{ kN/cm}^2$$



3.10.10 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ СПРЕГОВА **POS VS3**

Ови спрегови се налазе у калканским зидовима. Штапови спрега су моделирани као затегнути нелинеарни штапови на првом спрату и као стандардни штапови на осталим спратовима. За димензионисање је меродаван случај оптерећења број 51 (трећи случај оптерећења).

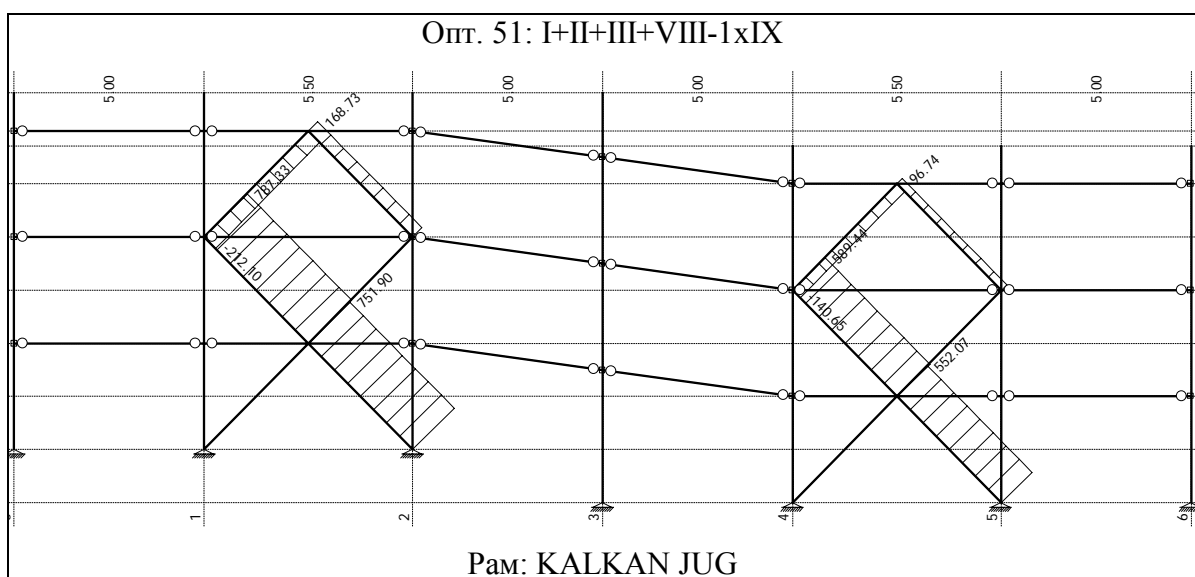
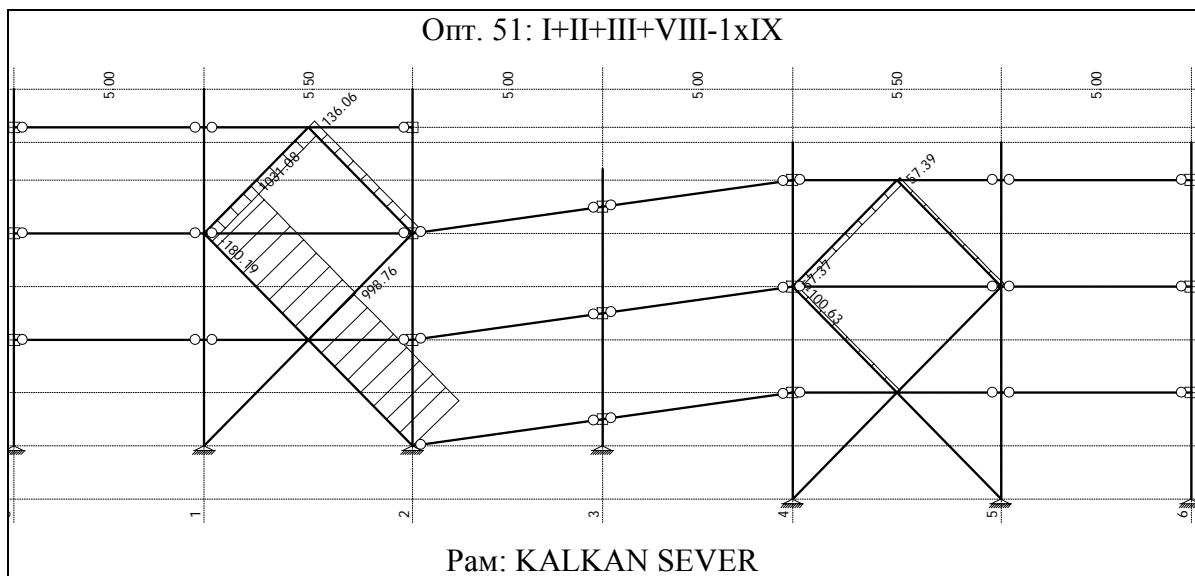
УСВАЈА СЕ НОР $150 \times 150 \times 6$ са следећим карактеристикама:

$$i_y = i_z = 5.77 \text{ cm}$$

$$A = 33.63 \text{ cm}^2$$

Максимална сила затезања: $Z = 1031.08 \text{ kN}$

$$\sigma = 30.7 \text{ kN/cm}^2 \approx \sigma_{\text{dop}} = 30.0 \text{ kN/cm}^2$$



4. ОПШТИ И ТЕХНИЧКИ УСЛОВИ

Стране 1-16.

ОПШТИ И ТЕХНИЧКИ УСЛОВИ

4.1 УВОДНЕ НАПОМЕНЕ

Општи технички услови за израду и монтажу челичних конструкција представљају кратак опис обавеза свих учесника на изради и монтажи носећих челичних конструкција грађевинских објеката. Услови се, по правилу, прилажу као стандардни текст техничком опису објекта.

4.2 ЗАКОНСКА И ТЕХНИЧКА РЕГУЛАТИВА ЗА ИЗРАДУ И МОНТАЖУ ЧЕЛИЧНИХ КОНСТРУКЦИЈА

4.2.1 ОПШТА ЗАКОНСКА РЕГУЛАТИВА

1. Закон о планирању и изградњи објеката; Службени гласник РС, бројеви 47/2003 и 34/2006.
2. Правилник о заштити на раду у грађевинарству; Службени лист СФРЈ, бројеви 42/1968 и 45/1968.
3. Закон о заштити на раду; Службени гласник РС, бројеви 42/1991, 53/1993, 67/1993, 48/1994 и 42/1998.
4. Правилник о вршењу стручног надзора над градњом објеката; Службени гласник РС број 58/1997.
5. Правилник о техничком прегледу инвестиционих објеката; Службени гласник РС број 9/1969.
6. Правилник о општим мерама заштите на раду за грађевинске објекте намењене за радне и помоћне просторије; Службени гласник РС број 29/1987.
7. Одлука о минималним гарантним роковима за поједине врсте израђених инвестиционих објеката односно изведеним радовима на тим објектима; Службени гласник РС број 24/1985.

4.2.2 ТЕХНИЧКА РЕГУЛАТИВА

4.2.2.1 Оптерећења

1. Еврокод 0: Основе прорачуна конструкција, Београд, Фебруар 2005.
2. Еврокод 1: Дејства на конструкције – Део 1-4: Дејства ветра, Београд, Август 2009.
3. Правилник о техничким нормативима за изградњу објеката високоградње у сеизмичким подручјима; Службени лист СФРЈ, бројеви 31/1981, 49/1982, 29/1983 и 21/1988.
4. Сеизмолошке карте за повратне периоде 50, 100, 200, 500 и 1000 година; Заједница за сеизмологију СФРЈ, 1987.
5. Правилник о техничким нормативима за оптерећења носећих грађевинских конструкција; Службени лист СФРЈ број 26/1988.
6. ЈУС У.С7.121/1988: Корисна оптерећења стамбених и јавних зграда
7. ЈУС У.С7.122/1988: Одређивање корисног оптерећења таваница у производним погонима и складиштима

8. JUS U.C7.123/1988: Сопствена тежина конструкција, неконструктивних елемената и ускладиштеног материјала која се узима у обзир при димензионисању. Запреминска маса
9. JUS A.A1.100/1985: Стандардна атмосфера
10. JUS U.C7.010/1988: Основе пројектовања грађевинских конструкција. Основни принципи за проверу поузданости конструкција
11. JUS U.C7.110/1991: Оптерећење ветром. Основни принципи и осредњени аеродинамички притисак ветра
12. JUS U.C7.111/1991: Оптерећење ветром. Динамички коефицијент и аеродинамички притисак ветра
13. JUS U.C7.112/1991: Оптерећење ветром. Оптерећење ветром зграда
14. JUS U.C7.113/1991: Оптерећење ветром. Оптерећење ветром осталих грађевинских конструкција

4.2.2.2 Општа техничка регулатива за челичне конструкције

1. Правилник о техничким нормативима за носеће челичне конструкције; Службени лист СФРЈ број 61/1986.
2. Правилник о техничким мерама и условима за спрегнуте конструкције; Службени лист СФРЈ број 35/1970.
3. Технички прописи за лаке челичне грађевине код носећих челичних конструкција; Службени лист СФРЈ број 41/1964.
4. Технички прописи за једноставне конструкције зграда код носећих челичних конструкција; Службени лист СФРЈ број 6/1965.
5. Технички прописи за експлоатације код носећих челичних конструкција; Службени лист СФРЈ број 6/1965.

4.2.2.3 Пројектовање челичних конструкција

1. Еврокод 3: Прорачун челичних конструкција - Део 1-1: Општа правила и правила за зграде, Београд, Фебруар 2006.
2. Еврокод 4: Прорачун спрегнутих конструкција од челика и бетона: Општа правила и правила за зграде
3. JUS U.E7.010/1988: Носеће челичне конструкције. Избор основног материјала
4. JUS U.E7.081/1986: Центрично притиснути штапови константног једноделног пресека
5. JUS U.E7.086/1986: Одређивање дужине извијања штапова
6. JUS U.E7.091/1986: Центрично притиснути штапови константног вишеделног пресека
7. JUS U.E7.096/1986: Штапови изложени притиску и савијању
8. JUS U.E7.106/1980: Притиснути штапови са еластичним попречним ослонцима
9. JUS U.E7.101/1991: Бочно извијање носача
10. JUS U.E7.111/1986: Стабилност оквирних носача
11. JUS U.E7.121/1986: Прорачун избочавања лимова
12. JUS U.E7.131/1980: Лежишта и зглобови носећих челичних конструкција
13. JUS U.E7.140/1985: Спојевима са вијцима високе класе чврстоће код носећих челичних конструкција. Технички услови
14. JUS U.E7.145/1987: Носеће челичне конструкције спојене заковицама и вијцима. Технички услови; JUS U.E7.145/1/1991: Измене и допуне
15. JUS U.E7.150/1987: Заварене носеће конструкције
16. JUS C.T3.001/1971: Техника заваривања метала. Дефиниције и појмови

17. JUS C.T3.011/1980: Заваривање и сродни поступци. Упрошћено приказивање шавова на цртежима
18. JUS C.T3.012/1980: Заваривање. Означавање поступака заваривања на цртежима
19. JUS U.Z1.010/1990: Спрегнуте конструкције челик-бетон

4.2.2.4 Основни челични материјал

1. JUS EN 10027-1/2003: Систем за означавање челика. Део 1: Основне ознаке
2. JUS CR 10260/2003: Систем за означавање челика. Додатне ознаке
3. JUS EN 10025/2003: Топловаљани производи од нелегираних конструкционих челика. Технички захтеви за испоруку
4. JUS C.B0.004/1986: Обележавање основних производа од челика
5. JUS C.B9.021/1974: Челици за побољшање. Технички услови за израду и испоруку
6. JUS C.B3.021/1962: Округли челици вруће ваљани. Облик и мере
7. JUS C.B3.024/1962: Квадратни челици вруће ваљани. Облик и мере
8. JUS C.B3.025/1962: Пљоснати челици вруће ваљани. Облик и мере
9. JUS C.B3.026/1984: Вруће ваљани челик. Шестоугаони челик за општу намену. Облик и мере
10. JUS C.B3.030/1962: Широки пљоснати челици вруће ваљани. Облик и мере
11. JUS C.B3.101/1987: Челични равнокраки угаоници са заобљеним ивицама вруће ваљани. Облик и мере
12. JUS C.B3.111/1962: Челични разнокраки угаоници са заобљеним ивицама вруће ваљани. Облик и мере
13. JUS C.B3.131/1962: Челични I-носачи вруће ваљани. Облик и мере
14. JUS C.B3.141/1962: Челични U-носачи вруће ваљани. Облик и мере
15. JUS C.B4.110/1972: Челични лимови, дебели. Облик и мере
16. JUS C.B4.114/1974: Топло ваљани ребрасти лим. Облик и мере
17. JUS C.B5.021/1964: Челичне цеви без шавова са прописаним особинама за цевне водове, судове и апарате. Технички услови за израду и испоруку
18. JUS C.B5.026/1973: Челичне цеви са шавом од нелегираних и нисколегираних челика за цевне водове, судове и апарате. Цеви прописаног квалитета. Технички услови за израду и испоруку
19. JUS C.B5.213/1982: Челичне цеви са шавом, хладно обликоване, округлог квадратног и правоугаоног пресека за конструкције

4.2.2.5 Додатни материјал за заваривање

1. JUS C.H3.010/1982: Обложене електроде за ручно-електролучно заваривање челика. Технички услови
2. JUS C.H3.011/1982: Обложене електроде за ручно-електролучно заваривање нискоугљеничних нелегираних и нисколегираних челика. Означавање
3. JUS C.H3.052/1974: Жице за заваривање под заштитом прашка. Заваривање са више зава нискоугљеничних и нисколегираних челика
4. JUS C.H3.081/1986: Додатни и помоћни материјал за заваривање. Заштитни гасови. Технички услови
5. JUS H.B1.023/1983: Поступак заваривања под заштитом прашка. Означавање прашка

4.2.2.6 Додатни материјал - завртњеви

1. JUS M.B1.068/1974: Вијци са шестостраном главом, за челичне конструкције
2. JUS M.B1.601/1965: Шестостране навртке средње класе израде
3. JUS M.B2.015/1974: Подлошке за вијке за челичне конструкције
4. JUS M.B2.031/1952: Косе подложне плочице за носаче I-облика
5. JUS M.B2.032/1952: Косе подложне плочице за носаче У-облика
6. JUS M.B5.102/1956: Отвор кључа. Метрички навој од М6 до М72
7. JUS M.B5.100/1956: Затезне навртке и спојке, дуге, од цеви. Метрички навој од М6 до М80

4.2.2.7 Контрола квалитета заваривачких радова

1. Технички прописи о квалитету заварених спојева за носеће челичне конструкције; Службени лист СФРЈ број 41/1964.
2. JUS U.E7.150/1987: Заварене носеће челичне конструкције. Технички услови
3. JUS U.E7.010/1988: Носеће челичне конструкције од општих конструкционих челика. Избор основног материјала
4. JUS С.Т3.001/1971: Техника заваривања метала. Дефиниције и појмови
5. JUS С.Т3.011/1980: Заваривање и сродни поступци. Упростијено приказивање шавова на цртежима
6. JUS С.Т3.012/1980: Заваривање. Означавање поступака заваривања на цртежима
7. JUS С.Т3.020/1982: Заваривање. Класификација грешака у завареним спојевима изведеним топљењем метала
8. JUS С.Т3.030/1960: Заваривање и сродни поступци. Облици и димензије жлебова за заваривање челика топљењем
9. JUS С.Т3.035/1987: Заваривање. Поступци контроле квалитета
10. JUS С.Т3.040/1965: Испитивање квалитета заварених спојева. Радиографско испитивање челичних сучеоних спојева. Опште одредбе
11. JUS С.Т3.041/1966: Радиографско испитивање сучеоних спојева челичних лимова дебљине испод 50 mm
12. JUS С.Т3.042/1966: Радиографско испитивање челичних цеви дебљине зида испод 50 mm
13. JUS С.Т3.048/1966: Индикатори квалитета снимка при радиографском испитивању заварених спојева
14. JUS С.Т3.061/1960: Техника заваривања метала. Испитивање стручне способности заваривача за електролучно и плинско заваривање
15. JUS С.Т3.071/1972: Обезбеђење квалитета заваривачких радова. Општа начела
16. JUS С.Т3.072/1972: Обезбеђење квалитета заваривачких радова. Општа начела
17. JUS С.Т3.072/1972: Обезбеђење квалитета заваривачких радова. Сведочанство о способности
18. JUS С.Т3.081/1972: Заварене конструкције са претежно мирним оптерећењем. Сведочанство о способности за заваривање челичних конструкција
19. JUS С.Т3.082/1972: Заварене конструкције са претежно мирним оптерећењем. Сведочанство о способности за заваривање једноставних челичних конструкција
20. JUS С.А7.010/1979: Уређаји за гама-радиографију. Технички услови за израду и испоруку
21. JUS С.А7.080/1979: Испитивање без разарања. Испитивање пенетрантима

22. JUS C.A7.081/1979: Испитивање без разарања. Испитивање пенетрантима. Средства контроле
23. JUS C.A7.083/1979: Средства за визуелно испитивање. Избор лупа са малим увећањем.

4.2.2.8 Заштита од корозије челичних конструкција

1. Правилник о техничким мерама и условима за заштиту челичних конструкција од корозије; Службени лист СФРЈ број 32/1970.

4.2.2.9 Израда челичних конструкција

1. Технички прописи за толеранције мера и облика код носећих челичних конструкција; Службени лист СФРЈ број 41/1964.
2. Правилник о техничким мерама и условима за монтажу челичних конструкција; Службени лист СФРЈ број 29/1970.

4.2.2.10 Преглед и одржавање челичних конструкција

1. Правилник о техничким прописима за одржавање челичних конструкција за време експлоатације код носећих челичних конструкција; Службени лист СФРЈ број 65/1965.

4.3 ОСНОВНИ ЧЕЛИЧНИ МАТЕРИЈАЛ ЗА КОНСТРУКЦИЈУ

Саставни део техничке документације овог Пројекта је детаљна спецификација материјала. Извођач је дужан да из детаљне спецификације материјала образује наруџбену спецификацију, према којој ће одабрана ваљаоница извршити ваљање и испоруку материјала. При томе се мора водити рачуна да испоручени материјал у свему одговара прописаним стандардима у Пројекту односно наведеним у оквиру овог поглавља. При састављању наруџбене спецификације, Извођач ће водити рачуна на потребне додатке за резање и накнадна испитивања. Елементи који се посебно наглашавају:

Толеранција на тежину лимова и широког пљоснатог челика која се признаје износи од -0% до +4%. Ова толеранција се односи на целокупну испоруку, а не на појединачне лимове и односи се на теоријску тежину срачунату са запреминском масом 8.00 t/m^3 . Челик мора бити произведен топљењем по поступку Simens-Marten (SM) или неким другим поступком који гарантује челик истих или бољих особина нпр. "поправљени конверторски" челик или челик из електропећи. Поступак топљења и начин нормализације (за позиције где је то прописано) у понуди треба обавезно навести.

Материјал који се користи у конструкцији мора одговарати раније наведеним стандардима.

4.3.1 ПОСЕБНИ УСЛОВИ

Механичке и хемијске особине материјала дате у Таблици 4, односно у Таблици 1 - JUS C.B0.500 морају се испунити за све дебљине из наруџбене спецификације. Основни материјал мора бити заварљив и отпоран на крти лом. Ове особине доказују се

пробама на ударну жилавост које треба да задовоље вредности дате у JUS C.B0.500. Уградња двоплатних лимова се забрањује. Двоплатност лимова се региструје испитивањем ултразвуком.

Атести за основни челични материјал морају садржати следеће податке: број шарже на коју се сортамент односи, стандарде и квалитете обавезне према пројектној документацији и прописане стварне вредности хемијских и механичких карактеристика материјала. Атести у виду изјава да материјал одговара захтеваном квалитету нису дозвољени и не смеју се узети као доказ квалитета материјала.

4.3.2 ПРЕУЗИМАЊЕ МАТЕРИЈАЛА

Сав ће материјал бити у ваљаоници квалитативно и квантитативно преузиман од стране Извођача уз преглед свих површина и димензија. Поједини делови основног материјала могу се и накнадно одбацити, иако је материјал у ваљаоници предходно примљен, ако се при изради конструкције у радионици Извођача установи да испоручени делови материјала имају мане или неодговарајуће димензије. Испоручилац материјала је обавезан да у најкраћем року, без права за накнаду, испоручи одбачени материјал. Сав материјал у ваљаоници мора бити обележен бојом у погледу димензија и мора имати утиснут број шарже и број позиције из наруџбене спецификације.

4.4 ЗАВАРИВАЊЕ

Извођач је дужан да, у склопу понуде, пружи све потребне доказе да је његова стручна радна снага и опрема која ће бити ангажована на изградњи са важећим сертификатом издатим од стране једног од овлашћених Института. Целокупна опрема која треба да се употреби на радовима на изради, монтажи и контроли квалитета челичне конструкције мора бити у добром радном стању и иста подлеже прегледу од стране Надзорног инжењера. Технологије извођења заваривачких радова, коришћени материјал и поступци контроле морају бити у сагласности са предходно наведеним стандардима.

За заварене конструкције које су динамички оптерећене у начелу се препоручују електроде са дебелим плаштом базичног карактера и ниским садржајем водоника. Статички оптерећене заварене конструкције могу се радити и са електродама обложеним средње и дебелим плаштом киселог карактера. За полуаутоматско заваривање елемената конструкције примењује се жица EPP2 (или Sinkord) под заштитом увозног прашка UM 50 или домаћег одговарајућег квалитета.

Ако се ваљани профили од неумираног челика Č.0370 заварују сучеоно по висини целог пресека, носивост овако завареног носача изложеног савијању, смањује се за 50% номиналне носивости. Препоручује се извођачу да се овакви сучеоно заварени пресеци покривају подвезицама одговарајуће носивости и заварују за основни пресек угаоним шавовима. У том случају носивост носача настављеног подвезицама може се узети са 100%.

4.4.1 КОНТРОЛА КВАЛИТЕТА ЗАВАРЕНИХ СПОЈЕВА

Контролу квалитета заварених спојева спроводи Извођач у сарадњи са инжењерима једног од овлашћених Института. У радионици и на градилишту мора се формирати посебна архива докумената везаних за контролу квалитета заварених спојева. Архива се мора опремити и столом за преглед филмова и каталогом IIW са еталон филмовима. Коначну оцену о квалитету сваког споја даје Надзорни инжењер.

Угаони шавови морају се извести димензија према пројектној документацији. Произвођач је обавезан да контролише све угаоне шавове по димензијама и квалитету. Квалитативна контрола се може обавити визуелним путем лупама или "Difuterm" поступком пенетрирајућим бојама. Контрола димензија се обавља специјалним шаблонима. Резултати контроле морају се констатовати писмено.

Сучеони шавови раде се према важећим техничким прописима у три квалитета: специјал, квалитет I и квалитет II. Контрола квалитета сучеоних шавова по правилу се обавља радиографским поступком. Дозвољене оцене шавова крећу се од 1-3. Шавови оцењени оценом 4 морају се поправљати, шавови оцене 5 се одбацују као неподобни. Резултати контроле морају се обухватити посебним елаборатом.

4.5 ЗАВРТЊЕВИ

Најмање 21 дан пре почетка одговарајућих радова Извођач је дужан да пружи све потребне доказе да његова опрема поседује важећи сертификат који је издат од стране једног од овлашћених Института. Целокупна опрема која треба да се употреби на радовима на изради, монтажи и контроли квалитета челичне конструкције, мора бити у добром радном стању и иста подлеже прегледу од стране Надзорног инжењера. Технологија радова на спојевима са високовредним завртњевима и завртњевима ниже класе чврстоће, коришћени материјал и контрола квалитета морају бити у сагласности са претходно наведеним стандардима.

4.6 ИЗРАДА ЧЕЛИЧНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ У РАДИОНИЦИ

Израда челичне конструкције може се поверити само квалификованом извођачу ових радова, који, у оквиру Понуде, мора доказати своју подобност списком успешно извршених сличних послова, списком расположивог алата и машина и списком стручног кадра.

Извођач је дужан да све радове изводи према одобреној пројектној документацији, уз свестрану и свакодневну контролу Надзорног инжењера. Пројектну документацију Извођач разрађује према својој технологији, а у свему према прописаним условима - Детаљни цртежи. У тој разради, не смеју се вршити измене пројектоване концепције и условљених детаља конструкције.

4.6.1 УСКЛАДИШТЕЊЕ МАТЕРИЈАЛА

Материјал за поједине позиције који није преузиман у ваљаоници од стране Извођача, мора бити обележен бојом и мора имати утиснути број шарже. Преко оваквих ознака једино је могуће успоставити везу између нарученог материјала и сертификата.

Извођач је дужан да приспели челични материјал пажљиво истовари и одложи на складиште. При тим манипулацијама материјал се не сме бацати, нити хватати за ивице без претходне заштите истих. Сва евентуална оштећења ће ценити Надзорни инжењер: да ли се могу толерисати или се оштећени комад мора код произвођача заменити о трошку Извођача. Сложени материјал на складишту мора бити довољно одигнут од земље. Ознаке на материјалу морају остати видљиве.

4.6.2 РАДЊЕ КОЈЕ ПРЕДХОДЕ ИЗРАДИ КОНСТРУКЦИЈЕ

Пре почетка израде челичне конструкције, паралелно са израдом радионичке документације, Извођач је дужан да припреми и достави на сагласност Надзорном инжењеру следеће елаборате:

1. Динамички план производње, контроле и испоруке
2. Технологија заваривања
3. Технологија израде браварских радова
4. Технологија пробне монтаже (уколико је пројектом предвиђена)
5. План контроле са посебним освртом на међуфазну и фазну контролу заварених склопова, односно геодетску контролу на пробној монтажи
6. Технологију извођења радова на антикорозионој заштити
7. План паковања и начин транспорта

Предвиђена технологија заваривања за компликоване склопове са повећаним обимом заваривања, мора се доказати на пробним комадима. Ту треба проверити склоност материјала на промену структуре под утицајем температуре заваривања као и величину деформација од заваривања. На основу ових испитивања проверити емпиријски одређене температуре предгревања за разне дебљине и квалитете материјала као и режим хлађења заварених спојева и величину преддеформација.

Простор у радионици где се обавља пробна монтажа (уколико је условљена техничком документацијом пројекта) мора бити посебно уређен - сви ослонци појединих елемената конструкције у пробној монтажи морају имати такво темељење које искључује слегања. Код израде горе наведених елабората мора се остварити пуна сарадња и усаглашеност са пројектом монтаже.

4.6.3 РАДИОНИЧКА ИЗРАДА

Извођач радова не сме да угради у конструкцију никакав материјал без одговарајућег атеста. При сечењу појединих позиција из набављених већих димензија табли лима, за све позиције које образују главне носеће делове конструкције, број утиснуте шарже и број наруцбене позиције морају се пренети и на појединачне позиције. Из радионичког дневника Извођача мора бити видљиво које су позиције кројене из једне наруцбене позиције.

Сва евиденција о материјалу, почевши од набавке до уграђивања, мора се уредно водити и прилаже се као документ при испоруци конструкције. Без оваквог документа конструкција се не сме примити.

При изради конструкције у радионици, Извођач радова мора испуњавати захтеве закона, прописа и стандарда и осталих техничких норматива наведених у оквиру ових услова а који важе за тип конструкције који се налази у обради.

4.6.4 ЕЛЕМЕНТИ КОЈИ СЕ ПОСЕБНО НАГЛАШАВАЈУ:

1. Сечене ивице ламела морају брушењем бити дотеране и ивице оборене
2. Заварени елементи морају, после заваривања, имати пројектовани облик и равне површине
3. Рупе за завртњеве морају се искључиво бушити
4. Лозе завртњева не смеју задирати у пакет конструктивних елемената. Наручивати дужине завртњева за сваку везу понаособ према дебљини пакета. Извођач обавезно ради спецификацију везног материјала. Код завртњева који раде искључиво на затезање мора се водити рачуна само о њиховој дужини.

Састављени склопови у радионици морају се извести у толеранцијама које важе за тип конструкције која се налази у обради. Конструкција се мора тако израдити да дозволи монтажу без насилног навлачења.

4.6.5 ПРИЈЕМ КОНСТРУКЦИЈЕ У РАДИОНИЦИ

Надзорни инжењер задржава право да прегледа готове елементе спремне за пријем и отпрему, тек пошто преглед предходно изврши служба контроле Извођача и о томе сачини свој извештај. У записник о пријему готовог елемента уносе се сва одступања од пројектованих димензија и даје се попис целокупне извођачке документације (атести материјала, атести заваривача, записници и скице о кројењу појединачних позиција из наручених лимова, налази Контроле Извођача, налази прегледа Надзорног инжењера, копије радионичког дневника).

Отпремање готове конструкције из радионице на градилиште може се извршити тек пошто се Надзорни инжењер увери да је конструкција у свему израђена према одобреној документацији и важећим прописима и стандардима и снабдевена пратећом документацијом. Надзорни орган даје дозволу за отпремање конструкције у писменој форми. Пријему конструкције у радионици обавезно присуствује инжењер Извођача одговоран за монтажу конструкције.

4.6.6 ИСПОРУКА КОНСТРУКЦИЈЕ

Произвођач челичне конструкције мора да обележи крупним ознакама све склопове, наставке и спојеве пре испоруке конструкције. Ове ознаке морају одговарати ознакама из пројектне документације и служе за каснију правилну монтажу на градилишту.

4.7 МОНТАЖА ЧЕЛИЧНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ

Монтажу челичних конструкција може да врши само специјализована организација која мора доказати, у оквиру Понуде, своју подобност списком успешно извршених сличних послова, списком расположивог алата и машина и списком стручног кадра.

Извођач је дужан да све радове изводи према пројектној документацији и одобреној документацији коју сам израђује у складу са прописаним условима датим у тачки - Привремене конструкције и тачки - Детаљни цртежи, уз свестрану и свакодневну контролу Надзорног инжењера. На основу пројектне документације Извођач разрађује план монтаже водећи притом рачуна да не промени пројектом замишљену концепцију

објекта и условљене фазе монтаже, да буде усаглашен са радионичком документацијом и да обезбеди стабилност конструкције у свим њеним фазама уз поштовање свих важећих правилника и стандарда.

Пре почетка израде челичне конструкције у радионици, Извођач је дужан да припреми Идејни пројекат монтаже и да га достави на одобрење Надзорном инжењеру.

Пре почетка монтаже челичне конструкције, Извођач је дужан да припреми и достави на одобрење Надзорном инжењеру следеће елаборате:

1. Динамички план монтаже и антикорозионе заштите
2. Главни пројекат монтаже
3. Технологију заваривања на монтажи
4. Пројект геодетског обележавања и праћења објекта током монтаже
5. План контроле
6. Технологију извођења радова на антикорозионој заштити челичне конструкције.

Допремљена конструкција на градилишту се мора одложити на унапред припремљену депонију. При манипулацији са челичном конструкцијом мора се водити рачуна да не дође до њеног оштећења - за хватање се морају користити посебно конструкцији прилагођени алати. Уколико конструкција има радионички нанет заштитни премаз или је пак топло цинкована, при манипулацији морају се користити посебне "платнене" траке.

Монтажни плац се мора тако опремити да омогући правилно извођење свих предвиђених веза уз пуну геодетску контролу, као и да омогући несметану контролу Надзорном инжењеру. Технологија монтаже мора се тако одабрати да је елемент конструкције придржаван у току извођења заваривачких радова.

4.8 ЗАШТИТА ОД КОРОЗИЈЕ

У оквиру Понуде Извођач мора дефинисати системе антикорозионе заштите које ће применити на појединим површинама челичне конструкције и уз њих приложити одговарајуће сертификате издате од стране једног од овлашћених Института.

Понуђени системи морају бити у складу са одредбама Правилника о техничким мерама и условима за заштиту челичних конструкција од корозије (Службени лист СФРЈ број 32/1970).

Редослед, врста и технологија наношења и начин контроле премаза понудом предвиђених система антикорозионе заштите морају бити садржани у одговарајућим елаборатима. Припрема површине по правилу изводи се млазом абразива. Степен постигнуте чистоће површине одређиваче се према SIS 053900. После чишћења и отпашивања, површине челичних елемената морају се заштити било претходном заштитом или одмах првим основним премазом, а најдаље у року од 8 часова. Степен чишћења површина у смислу члана 24 поменутог Правилника мора да задовољи критеријум 2 1/2 SIS. Припрема у зависности од опремљености радионице, може се изводити непосредно пре уласка материјала у радионицу и по завршетку израде радионичког склопа. После чишћења и отпашивања, површине челичних елемената морају се заштитити било предходном заштитом или одмах првим основним заштитним премазом, а најдаље у року од 8 сати. Приликом монтаже челичне

конструкције водити рачуна да површине које се покривају подвезицама добију претходно и други основни премаз, како би сви делови намонтиране конструкције имали исти степен заштите.

Извођач мора на градилишту да обезбеди оптималне услове за складиштење и наношење изабраних премаза у свему према одобреним елаборатима, приложеним упутствима произвођача односно сертификатима Института, за понуђене антикорозионе премазе. Извођач мора на градилишту да обезбеди сву потребну опрему и еталоне за контролу.

4.9 ОБРАЧУН И ПЛАЋАЊЕ ЗА ЧЕЛИЧНУ КОНСТРУКЦИЈУ

Обрачун и плаћање за челичну конструкцију извршиће се према јединичној цени масе челичне конструкције. Јединична цена даје се за намонтирану и антикорозионо заштићену челичну конструкцију и мора да обухвата сав рад, алат и опрему, основни и спојни материјал као и све потребне привремене и помоћне конструкције. У оквиру Понуде мора се јединична цена рашчланити (изражено у процентима), на цене појединих позиција радова ради обрачуна код испостављања привремених месечних ситуација.

Маса конструкције меродавна за обрачун утврђује се теоријским путем на основу радионичке спецификације материјала примењујући запреминску масу за челик 8.00 t/m^3 за лимове, односно 7.85 t/m^3 за профиле. Овако срачуната тежина увећава се за 3% за спојни материјал који се користи у радионици и на монтажи.

4.10 БЕТОНСКИ И АРМИРАНО-БЕТОНСКИ РАДОВИ

Сви бетонски и армирано-бетонски радови имају се извести у свему према важећем "Правилнику о техничким нормативима за бетон и армирани бетон" БАБ'87.

Цемент за градилиште потребно је доносити у оригиналним фабричким врећама, а ради заштите од влаге, промаје, прекомерног загревања, држати у затвореним просторијама са уздигнутим дрвеним подом. У случају дужег лежања у магацину, цемент треба премештати сваких 15 дана тако да цементна врећа заузме други положај од првобитног. При изливању бетонских и армирано бетонских конструкција не смеју се употребити две врсте цемента за исти конструктивни елемент. Цемент се може држати и у силосима, уколико их има на градилишту.

Марка бетона назначена је у свакој позицији радова и мора се постићи правилном мешавином портланд цемента, воде и агрегата одговарајуће гранулације, квалитетом ових састојака и правилним уграђивањем. Марка бетона и квалитет употребљеног материјала утврдиће се испитивањем пробних нормних коцки који је извођач дужан у присуству надзорног органа да изради за сваких 50 m^3 бетона и пошаље на испитивање Заводу за испитивање материјала. Налаз завода за испитивање материјала је обавезан за обе стране. За све бетонске радове, за које извођач не изврши гранулирање агрегата по лабораторијским дозама према грађевинским нормама, мешавина за бетон ће се применити тек када је одобри надзорни орган.

Уколико се при извођењу бетонских и армирано бетонских радова постигне слабији квалитет од условљеног описом радова, али ипак у границама толеранција допуштених

важећим техничким прописима за израду бетонских конструкција такав уграђени бетон може се примити уколико смањени квалитет бетона не доводи у питање стабилност изведене конструкције, али само уз смањење погођених цена дотичне тачке предрачуна у процентуалном односу вредности добијене марке бетона за условљену марку бетона предрачуном. У случају да се укаже потреба да се врше пробна оптерећења појединих конструкција, трошкове за ово сноси извођач ако су ова испитивања неопходна због непостигнуте марке уграђеног бетона, без обзира какве ће резултате дати ово испитивање. Ако се пробна оптерећења врше на захтев Инвеститора односно надзорног органа, а резултати пробних, односно контролних тела су били задовољавајући трошкове сноси Инвеститор. Само у случају негативних резултата добијених пробним оптерећењем трошкови падају на терет извођача.

Извођач је дужан да поднесе доказе о квалитету материјала и то за цемент, воду и агрегате. Камени агрегат мора бити у смислу поменутих прописа чврст и постојан са седиментацијом муља до 2% тежине. У случају већег процента муља извођач ће приступити прању агрегата, што је обухваћено јединичном ценом бетона. За армирано бетонске конструкције (бетон МВ15 па на више) обавезно је вршити испитивање гранулометријског састава каменог агрегата и употребити у оптималном саставу тј. вршити дозирање агрегата. Рад на просејавању и дозирању агрегата обухваћен је јединичном ценом. За набијени бетон употребити влажан, а за армирани пластични бетон. Вода која се употребљава мора бити чиста, без органских примеса и анорганских штетних састојака. Количину употребљене воде по m^3 бетона контролисати у току рада имајући у виду важност водоцементног фактора.

Пре бетонирања извршити преглед скеле оплате и подупирача у погледу облика и стабилност и у току бетонирања водити контролу истих. Бетонирање се не сме отпочети док надзорни орган не прегледа арматуру и писмено одобри бетонирање. Пре бетонирања стручно одредити и означити место радних фуга. Израда и уграђивање бетона има се вршити обавезно машинско-техничким путем. Ручно мешање и уграђивање бетона може се допустити само изузетно, када се ради о малим количинама, слабије напрегнутим конструкцијама и елементима, али само уз изричиту дозволу надзорног органа.

Механичко уграђивање вршити первибратором и вибратором. Где је дубина сипања бетона већа од 1м, спуштање бетона вршити обавезно левком или неким другим начином за континуално бетонирање. У случају сегрегације бетонске масе у току транспорта, иста се има пре уграђивања поново ручно мешати да би се добила једнолична маса. Транспорт бетона камионима, од бетоњерке до места уграђивања мора се вршити возилима која имају обезбеђењно мешање бетона у току транспорта. При бетонирању строго водити рачуна да арматура остане у постављеном положају и буде обавијена бетоном са свих страна. Прекидање и настављање бетонирања вршити по техничким прописима и упутству надзорног органа. Површина на коју се наставља бетонирање мора бити брижљиво очишћена и орапављена, уколико то треба.

Оплата мора бити стабилна, добро укрупњена и подупрета подупирачима димензије по статичком прорачуну за ношење бетона и радне скеле и тако израђена да се може скинути без оштећења бетонске конструкције. Унутрашње површине оплате морају имати тачан облик бетонске конструкције, по плану, а избетониране површине у њима морају по скидању оплате да буду потпуно равне са оштрим и правилним ивицама и неоштећене. Материјал за израду оплате даје извођач радова и по завршетку рада остаје његова својина.

У темеље, пре почетка бетонирања, поставити анкер носаче и уградбене елементе, у положај предвиђен пројектом, у границама прописа и предвиђених толеранција и све урачунати у јединачну цену бетонирања. Израда анкер носача и уградбених елемената посебно се обрачунава. Све ове елементе добро обезбедити да за време бетонирања не дође до њиховог померања. Оплата и подупирање, без обзира на висину подупирања, као и скела урачунава се у јединачну цену бетона, без обзира да ли је то у позицијама изричито наглашено или није наглашено. Ценом је обухваћен сав рад, материјал с растуром, алат, транспорт, дужински и висински, радна скела, оплата, сви друштвени доприноси и сви остали издаци по структури цене. Поред тога, јединичним ценама је обухваћено и остављање шлицева за водовод, канализацију, грејање и друге инсталације. Плаћа се по м³ или м² стварно извршених количина.

4.10.1 ТЕХНИЧКИ СТАНДАРДИ ЗА АРМИРАНИ БЕТОН

1. Агрегат: JUS B.B2.009/86; JUS B.B2.010/86; JUS U.M1.057/84.
2. Вода: JUS U.M1.058/85.
3. Цемент: JUS B.C1.001/76; JUS B.C1.009/82; JUS B.C1.011/82; JUS B.C1.012/79; JUS B.C1.014/82.
4. Додаци бетону: JUS U.M1.034/81; JUS U.M1.035/82; JUS U.M1.036/81.
5. Арматура: JUS C.K6.020/87; JUS C.K6.120/86; JUS U.M1.091/86.

4.10.2 АРМИРАЧКИ РАДОВИ

За армирано бетонске радове употребити бетонски челик, према статичком прорачуну и то раван или ребрасти челик. Бетонски челик пре употребе очистити од масноће, прљавштине, рђе, која се љушти. Сечење, савијање и монтирање арматуре вршити према детаљима статистичког прорачуна и упутства надзорног органа. Главну арматуру везати за сваки узенгију и подесно гвожђе паљеном жицом $\varnothing 1,4$ mm и правилно по детаљу поставити.

Арматура се обрачунава према теоретским тежинама и дужинама из плана, без обзира на сложеност арматуре. У цену 1 kg постављене арматуре улази бетонски челик са отпатком, жица за везивање, кламфе и ексери за подметаче, спољни и унутрашњи транспорт, рад, алат, радна скела за армирача, режија, зарада и све дажбине извођача према Општим условима за извођење грађевинско-занатских радова.

Уколико извођач не буде имао током грађења одговарајуће профиле, дужан је о свом трошку извршити замену, прерачунавање и израду детаља. Статички прорачун и детаље подноси на сагласност одговорном пројектанту и инвеститору и раду приступа након добијања ове сагласности. У таквом случају тежина уграђене арматуре не може бити призната на терет инвеститора, изнад предвиђене арматуре по цртежима пројекта.

Извођач мора таквим статичким прорачуном обезбедити предвиђене напоне у челику и бетону, какви су били по статичком прорачуну пројекта. Уговорни рок за радове не може се мењати због измене пројекта или појединих детаља по предлогу извођача. Извођач је дужан да врши заваривање дела бетонског челика, како је предвиђено пројектом или оног дела који се мора заварити, где не може доћи преклоп, а такав рад обухваћен је ценом у армирачким радовима.

Све армирачке радове извести са одговарајућом радном снагом уз пуну примену савременог алата и механизације намењене овој врсти радова. Сви употребљени материјали, бетонски челик, везивни материјали и слични морају бити прописаног квалитета, односно да поседују атесте. Изведени радови морају бити квалитетни, стопосто повезани да бетонски челик заузима правилан облик, да је прописно удаљен од оплате и подлоге, како би се добио прописани заштитни слој. У ту сврху обавезно користити одобрене одстојнике - подметаче.

4.11 ЗЕМЉАНИ РАДОВИ

Пре почетка земљаних радова земљиште, на коме се поставља објекат тј конструкцију, потребно је очистити од корова и шибља. Затим у присуству надзорног органа извршити мерења терена за постављање објекта тј конструкције. Објекат везати за терен хоризонтално и вертикално, као и извршити снимање попречних профила, ради обрачуна извршеног ископа земље. Све ове радове урачунати у цену ископа, пошто се неће посебно плаћати.

Копање извршити тачно по плану са вертикалним или косим отсецањем бочних страна ископа, док дно ископа фино испланирати на пројектом предвиђену коту. Уколико се ради о слабијем земљишту, откопавање последњег слоја од око 20 см врши се непосредно пре почетка извођења темеља.

Извођач је дужан да организује синхронизацију извођења ископа и насипа. Уколико из било којих разлога не може то постићи, Извођач је дужан да земљу из ископа привремено депонује на одређено место и да је угради поново, кад се за то укаже могућност. У коначном билансу Извођачу ће се признати за ископ из позајмишта само онај део насипа, који није могао да обезбеди из ових ископа за које се гради објект. О свему даје сагласност надзорни орган Инвеститора.

Ископану земљу првенствено употребити за насипање око темеља и зидова, а вишак однети са градилишта на место одређено од стране надлежног грађевинског органа СО, дотичне општини или надзорног органа Инвеститора. Црпљење сталне подземне воде, као и рад под водом, платиће се посебном тачком радова, уколико то буде било потребно, док се међутим, црпљење атмосферске - падавинске - воде и повремени доток воде у темеље неће посебно признавати и плаћати.

По завршеном ископу Извођач је дужан да захтева од Инвеститора - надзорног органа - преглед и пријем извршеног ископа - односно контролу да ће се фундарање објекта извршити на котам предвиђеним пројектом. У случају извођења радова у неповољним временским условима, Извођач мора предузети комплетне мере заштите свих земљаних радова. Мере заштите морају трајати док год постоји потреба за тим. Овако спроведене мере заштите не утичу на уговорену цену радова. Извођачу радова неће се признавати никакви прекопи темеља, већ је Извођач радова дужан да све настале прекопе о своме трошку попуни до предвиђених кота ископа мршавим бетоном МВ10.

Одређивање категорије земљишта извршиће заједнички надзорни орган и Извођач и исту уписати у грађевински дневник. Обрачун земљаних радова извршиће се на лицу места по просечним нормама у грађевинарству, општим условима за извођење радова а на основу подужних и попречних профила снимљених пре и после откопавања. Плаћа се све готово по 1m^3 ископане самоникле земље или m^1 извршеног посла, у свему према Општим условима.

Под широким ископом сматрају се сви ископи, чија је основа преко 20m^2 , а величина мање стране преко $2,00\text{m}^1$, укључујући и ископе на темељима и осамљеним темељима као ископе у усецима и засецима. При свим ископима ценом је предвиђен и транспорт земље до места уграђивања или до депоније за одлагање вишкова ископа. Овакву депонију одређује надзорни орган. Депоније и позајмишта се обрађују по привременим техничким прописима.

Категоризација ископане земље врши се по следећим критеријумима:

1. У I и II категорију припадају сви ископи који се обављају ручно или машински плодној земљи, здравици и пескуши, збијеном песку и ситнијем невезаном шљунку.
2. У III и IV категорију припадају сви ископи који се обављају пијуком, свим врстама булдожера с ножем и ријачем, свим врстама багера с кашиком или ријачем, укључујући слојеве конгломерата максималне дебљине до 50 см. Побројане врсте ископа под тачком "1" не могу се уврстити у III и IV категорију и када се копају пијуком, булдожером или багером.
3. У V и VI категорију припадају сви ископи који се обављају растресањем пнеуматским и електричним бушилицама или минирањем, а по критеријумима не спадају под тачке "1" и "2".

Категоризацију за све ископе већег обима врши комисија током ископа и након њиховог бушења, а пре бетонирања и зидања елемената који би онемогућили каснији увид у структуру ископа. Комисија је састављена од сталних представника Извођача и Инвеститора евентуално неутралног стручног лица, у случајевима када представници Извођача и Инвеститора не постигну сагласност у категоризацији ископа. Све представнике и њихове заменике у комисији за категоризацију ископа именују решењем Извођач и Инвеститор. Трошкове ангажовања неутралног стручног лица солидарно носе Извођач и Инвеститор у свим случајевима.

Комисија податке о категоризацији ископа уписује и потписује у грађевински дневник односног објекта.

4.12 РАЗНИ РАДОВИ

За извођење ових радова у свему важе Општи услови за извођење грађевинских и грађевинско-занатских радова. Извођење радова мора се вршити стручном радном снагом специјализованих предузећа у свему према опису појединих тачака предрачуна. Извођач сноси пуну одговорност за квалитет примљеног материјала, чију подобност на захтев Инвеститора или Пројектанта, мора документовати атестима Завода за испитивање материјала, као и за квалитет извршених радова. У јединачну цену за сваку тачку ових радова урачунати сав материјал, рад, алат, скеле, спољни и унутрашњи транспорт, помоћне услуге и остале трошкове за потпуно готов посао са свим штемовинско-занатским радовима.

Одговорни пројектант

5. СПЕЦИФИКАЦИЈА МАТЕРИЈАЛА

Стране 1-2.

СПЕЦИФИКАЦИЈА МАТЕРИЈАЛА

ОБЈЕКАТ: Јавна гаража у Београду, П + 3									
Спецификација материјала за челичну конструкцију									
БРОЈ	Позиција елемента	Материјал	Комада	Профил	Дужина [mm]	МАСА			
						g [kg/m]	По комаду (kg)	Укупно (kg)	
1	POS PN1 - Подни носач	S355	120	IPE 450	15500	77.6	1202.8	144336.0	
2	POS PN2 - Подни носач	S355	48	IPE 300	10500	42.2	443.1	21268.8	
3	POS PN3 - Подни носач	S355	36	IPE 240	5050	30.7	155.0	5581.3	
4	POS PN4 - Подни носач	S355	24	IPE 160	5000	15.8	79.0	1896.0	
5	POS PN5 - Подни носач	S355	24	IPE 160	5050	15.8	79.8	1915.0	
6	POS PN6 - Подни носач	S355	12	IPE 160	5500	15.8	86.9	1042.8	
7	POS PD1 - Подвлага	S355	132	IPE 360	5000	57.1	285.5	37686.0	
8	POS PD2 - Подвлага	S355	36	IPE 300	5000	42.2	211.0	7596.0	
9	POS PD3 - Подвлага	S355	18	IPE 180	2500	18.8	47.0	846.0	
10	POS S1 - Фасадни стуб	S355	18	HEA 300	9400	88.3	830.0	14940.4	
11	POS S2-1 - Фасадни стуб, стуб	S355	14	HEA 200	9400	42.3	397.6	5566.7	
12	POS S2-2 - Фасадни стуб, стуб	S355	2	HEA 200	7300	42.3	308.8	617.6	
13	POS S3 - Стуб	S355	9	HEB 300	9400	117.0	1099.8	9898.2	
14	POS S4-1 - Фасадни стуб, стуб	S355	19	HEB 200	9400	61.3	576.2	10948.2	
15	POS S4-2 - Стуб	S355	1	HEB 200	10800	61.3	662.0	662.0	
16	POS VS1 - Штап спрега	S355	24	□ 100x100x5	3750	14.4	54.0	1296.0	
17	POS VS2 - Штап спрега	S355	24	□ 150x150x6	2865	26.4	75.6	1815.3	
18	POS VS3 - Штап спрега	S355	24	□ 150x150x6	3925	26.4	103.6	2486.9	
							Σ =	270399	
							Укупно + 3%:	278511	
Утрошак бетона MB 30 и профилисаног лима ComFlor 80									
БРОЈ	Позиција елемента	Комада	Површина (m ²)	Утрошак бетона (m ³ / m ²)	Укупно бетона за 1 комад (m ³)	Укупно профилисаног лима за 1 комад (m ²)	Укупно бетона (m ³)	Укупно профилисаног лима (m ²)	
1	POS TP1 - Подна плоча приземља	1	1085.0	0.150	162.8	0.0	162.8	0.0	
2	POS TP2 - Подна плоча приземља	1	985.0	0.150	147.8	0.0	147.8	0.0	
3	POS TR1 - Рампа	1	102.0	0.150	15.3	0.0	15.3	0.0	
4	POS PP1 - Подна плоча типског спрата	3	985.0	0.112	110.3	985.0	331.0	2955.0	
5	POS PP2 - Подна плоча типског спрата	3	985.0	0.112	110.3	985.0	331.0	2955.0	
6	POS RP1 - Рампа	3	102.0	0.112	11.4	102.0	34.3	306.0	
7	POS RP2 - Рампа	2	102.0	0.112	11.4	102.0	22.8	204.0	
						Σ =	1045	6420	

Утрошак челика за израду челичне конструкције

$$M_s = 278511 \text{ kg}$$

Површина основе зграде (приземље + 3 спрата)

$$A = 4 \times (31 \times 70) = 8680 \text{ m}^2$$

Утрошак челика

$$g = M / A = 32.09 \text{ kg/m}^2$$

Утрошак бетона за израду плоча

$$M_c = 1045 \text{ m}^3$$

Утрошак профилисаног лима за израду плоча

$$A_p = 6420 \text{ m}^2$$

6. ПРИЛОЗИ

Стране 1-4.

ПРИЛОЗИ

6.1 ПРИЛОГ О ЗАШТИТИ НА РАДУ

На основу члана 36 Закона о заштити на раду, Службени гласник Републике Србије, бројеви 42/91, 53/93, 67/93 и 48/94, потребно је предвидети и применити мере заштите на раду у циљу спречавања опасности које се могу јавити у току грађења и експлоатације објекта.

6.1.1 РЕГУЛАТИВА

1. Закон о планирању и изградњи објеката
2. Закон о заштити на раду, Службени гласник РС, бројеви 42/91 и 42/98.

6.1.2 ОПШТЕ НАПОМЕНЕ И ОБАВЕЗЕ

6.1.2.1. Обавезе Инвеститора

1. Израда нормативних аката из области заштите на раду, и то:
 - правилник о заштити на раду на основу законских одредби
 - програм за обучавање и васпитање радника из области заштите на раду
 - правилник о прегледима, испитивањима и одржању оруђа, уређаја и алата
 - друга потребна документа везана за специфичност предузећа, а са аспектама примене најновијих научних и техничких достигнућа из области заштите на раду
2. Обучавање радника из материје заштите на раду и упознавање радника са условима рада
3. Упознавање радника са опасностима и штетностима у вези са радом везаним за све предметне инсталације и опрему предвиђеном да се уграде у објекат
4. Провера знања радника и способности за самосталан и безбедан рад у временским размацама прописаним законом

6.1.2.2 Обавезе Извођача радова

1. Извођач је дужан да уради посебан елаборат о уређењу градилишта, раду на градилишту и раду на висини.
2. Извођач је обавезан да од произвођача оруђа на механизован погон прибави упутства за безбедан рад.
3. Извођач је дужан да пре почетка рада обавести надлежну инспекцију рада најмање осам дана пре почетка, о почетку извођења радова.
4. Извођач је обавезан да изради нормативна акта из области заштите на раду, Програм за обучавање и васпитање радника из области заштите, Правилник о прегледима, о испитивањима и одржавању оруђа, уређаја и алата, Програм мера и унапређења заштите на раду и друго.
5. Извођач је дужан да изврши обучавање радника из материје о заштити на раду и да упозна раднике са условима рада, опасностима и штетностима у

- вези са радом и да обави проверу оспособљености радника за самосталан и безбедан рад.
6. Извођач је дужан да утврди радна места са посебним условима рада, уколико та места постоје.
 7. Извођач је дужан да води рачуна о степену буке на објекту приликом извођења радова и ако они прелазе дозвољене границе, да предузме мере заштите.
 8. При извођењу радова обавезно постављање опоменских таблица у погледу
 - стања укључености – искључености
 - забрана
 - других важних обавештења за руковаоце

6.1.3 ОПАСНОСТИ У ТОКУ ИЗВОЂЕЊА РАДОВА

Код извођења радова опасности су следеће:

1. Опасности од електричних струја у подземним и надземним инсталацијама
2. Опасности и штете од оштећења других инсталација и водовода (водовод, канализација, ТТ мрежа и друго)
3. Опасност од саобраћаја
4. Опасност од пожара
5. Опасност због рада на механичким алаткама и машинама
6. Остале механичке опасности при раду са грађевинским материјалом који могу довести до повреде и озледа лица које учествују у извођењу радова
7. Опасности од оштећења других објеката

6.1.4 МЕРЕ ЗА ОТКЛАЊАЊЕ ОПАСНОСТИ У ТОКУ ГРАЂЕЊА

За спречавање опасности у току извођења радова потребно је да се за извођење радова ангажује организација која је регистрована за врсту делатности која је предмет ове техничке документације. Иста мора имати на градилишту овлашћена лица која руководе извођењем радова и да та лица имају положен стручни испит за одговарајуће послове и да се у свему придржавају прописа за ту врсту делатности.

Инвеститор је дужан да обезбеди надзор над извођењем радова.

Пре почетка радова мора се утврдити положај свих инсталација и преузети одговарајуће мере како не би дошло до њиховог оштећења и штета, као и повреде радника и лица која се налазе на градилишту. Градилиште треба да буде добро обезбеђено и уређено и извођач радова је обавезан да уради посебан елаборат о уређењу градилишта, раду на градилишту и применити одговарајуће мере личне заштите.

6.1.5 ОРГАНИЗАЦИЈА ПРВЕ ПОМОЋИ НА ГРАДИЛИШТУ

Прву помоћ повређенима на градилишту указују радници запослени на градилишту који су завршили курс за пружање прве помоћи. На градилишту мора да постоји кутија са санитарским материјалом за пружање прве помоћи. Кутија треба да се налази у канцеларији на градилишту. Градилиште је дужно да у случају повреде на раду

обавести референта заштите на раду и да попуни пријаву о несрећи на послу. На истакнутом месту уписати следеће телефоне:

1. најближе здравствене станице
2. станице милиције
3. референта заштите на раду
4. инспекције рада

6.1.6 УРЕЂЕЊЕ И ОДРЖАВАЊЕ САОБРАЋАЈНИЦА

Инвеститор мора у току извођења радова, преко надлежних институција, да обезбеди безбедно одвијање саобраћаја на околним саобраћајницама. Материјал за извођење припремних радова мора се довозити земљаним путем (ако постоји). Одговорна лица на градилишту (шеф градилишта и пословођа) регулисаће ток кретања возила и грађевинских машина за време извођења припремних радова. При обезбеђењу пролаза возила на споју са главном саобраћајницом, шеф градилишта мора да се придржава прописа о безбедности јавног саобраћаја, односно да постави одговарајућу саобраћајну сигнализацију, у сарадњи и по одобрењу Секретеријата за саобраћај града.

6.2 ПРИЛОГ О ЗАШТИТИ ОД ПОЖАРА

Сходно Закону о заштити од пожара, Службени гласник СР број 37/88 у Пројекту су дата техничка решења која у потпуности спречавају опасности од пожара која се могу јавити у току грађења и експлоатације.

6.2.1 МЕРЕ И СРЕДСТВА ПРОТИВПОЖАРНЕ ЗАШТИТЕ

Сви радници на градилишту су дужни да у обављању својих послова поступају тако да је искључена могућност настанка пожара. На плацу магацинског простора поставити противпожарне апарате (S6 и S9 суви прах), сандук са песком, буре са водом, чакљу, крамп и лопату. Апарати за гашење пожара морају бити видно обележени и у свако доба приступачни за случај брзе интервенције.

Одговорни пројектант

7. ГРАФИЧКА ДОКУМЕНТАЦИЈА

Стране 1-2.

ГРАФИЧКА ДОКУМЕНТАЦИЈА

БРОЈ ЦРТЕЖА	САДРЖАЈ ЦРТЕЖА
1	РАСПОРЕД ПАРКИНГ МЕСТА У ГАРАЖИ
2	ОСНОВА ТЕМЕЉА, ОСНОВЕ ПРИЗЕМЉА И СПРАТОВА
3	КАРАКТЕРИСТИЧНИ ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕЦИ
4	КАРАКТЕРИСТИЧНИ ПОДУЖНИ ПРЕСЕЦИ
5 +	ДЕТАЉИ ЧЕЛИЧНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ

8. ЛИТЕРАТУРА

Стране 1-3.

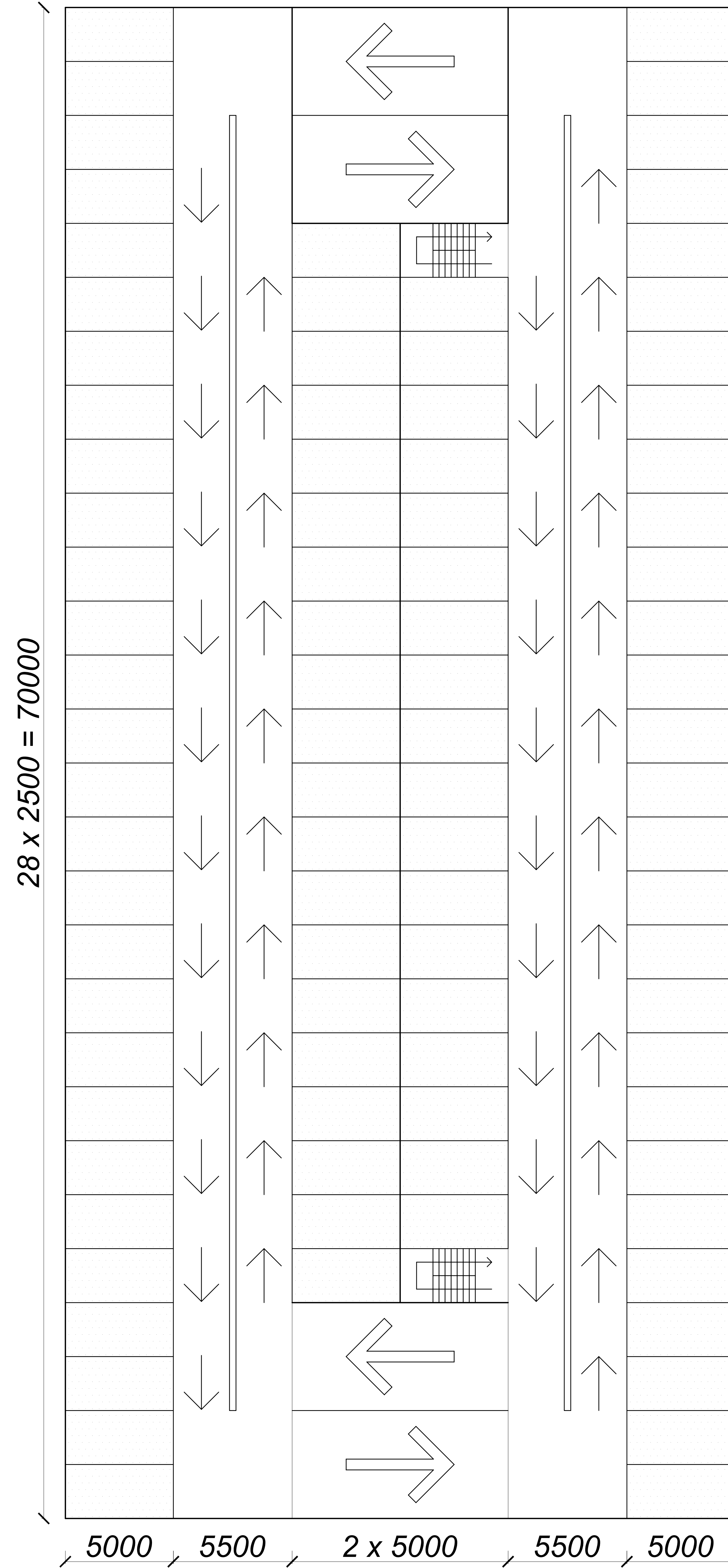
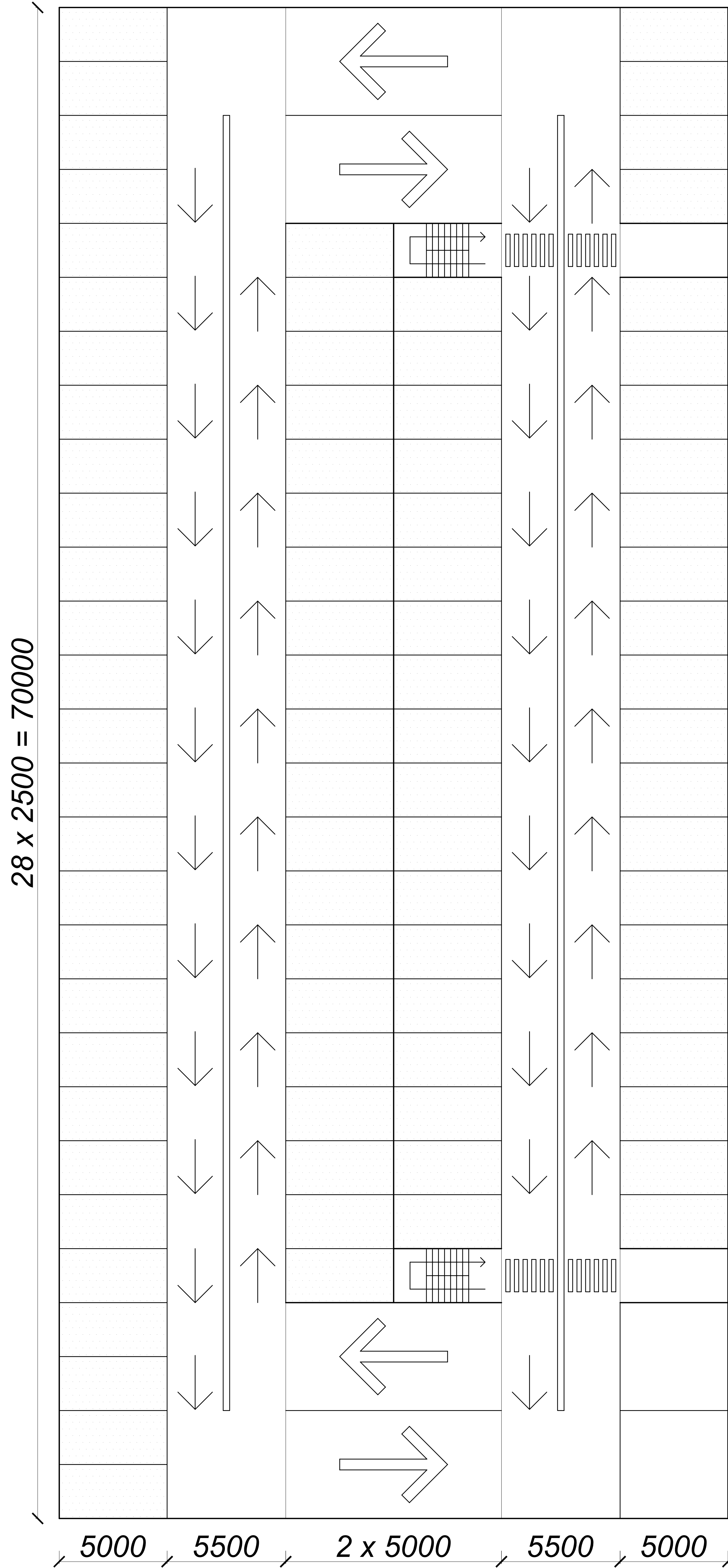
ЛИТЕРАТУРА

1. М. Спремић / *Прилог анализи савремених спрегнутих међуспратних конструкција* / Магистарски рад – Грађевински факултет у Београду/ Београд 2006.
2. Б. Деретић Стојановић / *Спрегнуте конструкције* / Предавања и изводи из рукописа / Београд 2005.
3. Д. Николић, Д. Буђевац / *Јавна гаража у Ужицу* / Часопис Изградња бр. 52 стр. 286-291/ Београд 1998.
4. Д. Буђевац, З. Марковић, Д. Чукић, Д. Тошић / *Металне конструкције* / Грађевинска књига / Београд 2009.
5. Б. Зарић, Д. Буђевац, Б. Стипанић / *Челичне конструкције у грађевинарству* / Грађевинска књига / Београд 2006.
6. Д. Буђевац / *Металне конструкције у зградарству* / Грађевинска књига / Београд 2006.
7. М. Ђурић / *Теорија спрегнутих и предходно напрегнутих конструкција* / Научно дело / Београд 1963.
8. М. Мурављов / *Грађевински материјали* / Грађевинска књига / Београд 2005.
9. М. Пржуљ / *Спрегнуте конструкције* / Грађевинска књига / Београд 1989.
10. Група аутора / *Бетон и армирани бетон - БАБ 87 – Књиге 1 и 2* / Грађевински факултет у Београду / Београд 1995.
11. Стеван Стевановић / *Фундирање грађевинских објеката – Књига I* / Београд 2006.
12. EUROCODE 0: *Basis of Structural Design* / CEN (European Committee for Standardization) / Април 2002.
13. EUROCODE 1: *Actions of Structures – General Actions / Part 1-4: Wind Actions* / CEN (European Committee for Standardization) / Јануар 2004.
14. EUROCODE 2: *Design of Concrete Structures / Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings* / CEN (European Committee for Standardization) / Децембар 2004.
15. EUROCODE 3: *Design of Steel Structures / Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings* / CEN (European Committee for Standardization) / Мај 2005.
16. EUROCODE 4: *Design of Composite Steel and Concrete Structures / Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings* / CEN (European Committee for Standardization) / Децембар 2004.

17. R. P. Johnson / *Composite Structures of Steel and Concrete: Vol 1: Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings* / Blackwell Science Ltd / Oxford 1994.
18. K. F. Chung, R. M. Lawson / *Simplified design of composite beams with large web openings to Eurocode 4* / Journal of Constructional Steel Research / Maj 2000.
19. В. Ткалчевић, И. Џеба, Б. Андрић / *Прорачун саћастих носача према Еурокоду 3* / Грађевинар / Мај 2006.
20. D. L. Mullet / *Composite Floor Systems* / Blackwell Science and the Steel Construction Institute / Oxford 1998.
21. J. D. Megharief / *Behavior of Composite Castellated Beams* / Мастер рад – McGill University - Montreal, Canada / Мај 1997.
22. B. Dervinis, A. K. Kvedaras / *Investigation of Rational Depth of Castellated Steel I-Beams* / Journal of Civil Engineering and Management / Јул 2008.
23. Structural Steelwork Eurocodes - Development of a Trans-National Approach / *Course: Eurocode 4 - Lecture 1-14* / www.epistemics.co.uk

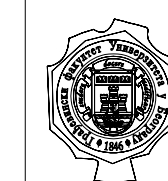
ОСНОВА ПРИЗЕМЉА

ОСНОВА ТИПСКОГ СПРАТА



НАПОМЕНЕ:

- Челична конструкција се изводи од челика S355JRG2
- Геометрију основичке армиранобетонске конструкције проверити на лицу места
- Заврљени су углови чарстобе 6.8
- Дебљина угловних шавова је 0.7 од дебљине најтањег елемента у вези, али не мање од $a_{w, min} = 3 \text{ mm}$.
- Све димензије проверити на лицу места



ГРАЂЕВИНСКИ ФАКУЛТЕТ
УНИВЕРЗИТЕТА У БЕОГРАДУ

ОДСЕК ЗА КОНСТРУКЦИЈЕ КАТЕДРА ЗА МАТЕРИЈАЛЕ И КОНСТРУКЦИЈЕ

ДИПЛОМСКИ - МАСТЕР РАД

ПРИМЕНА СПРЕГНУТИХ КОНСТРУКЦИЈА КОД ВИШЕСПРАТНИХ ЈАВНИХ ГАРАЖА

ПРОЈЕКАТ

ГЛАВНИ ГРАЂЕВИНСКИ ПРОЈЕКАТ ЧЕЛИЧНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ ЈАВНЕ ГАРАЖЕ

ОБЈЕКАТ САДРЖАЈ ЦРТЕЖА

ЈАВНА ГАРАЖА П + 3 РАСПОРЕД ПАРКИНГ МЕСТА У ГАРАЖИ

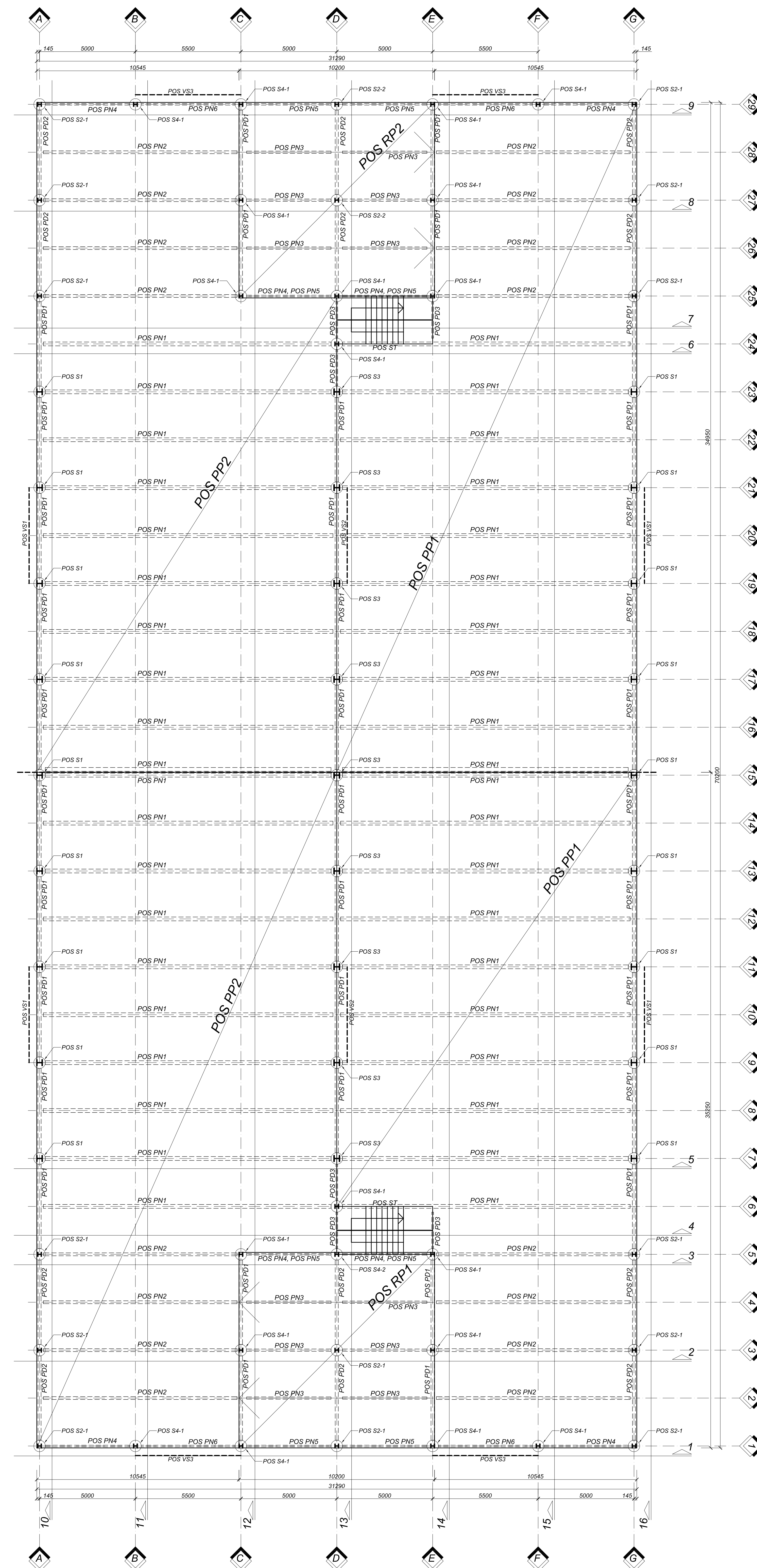
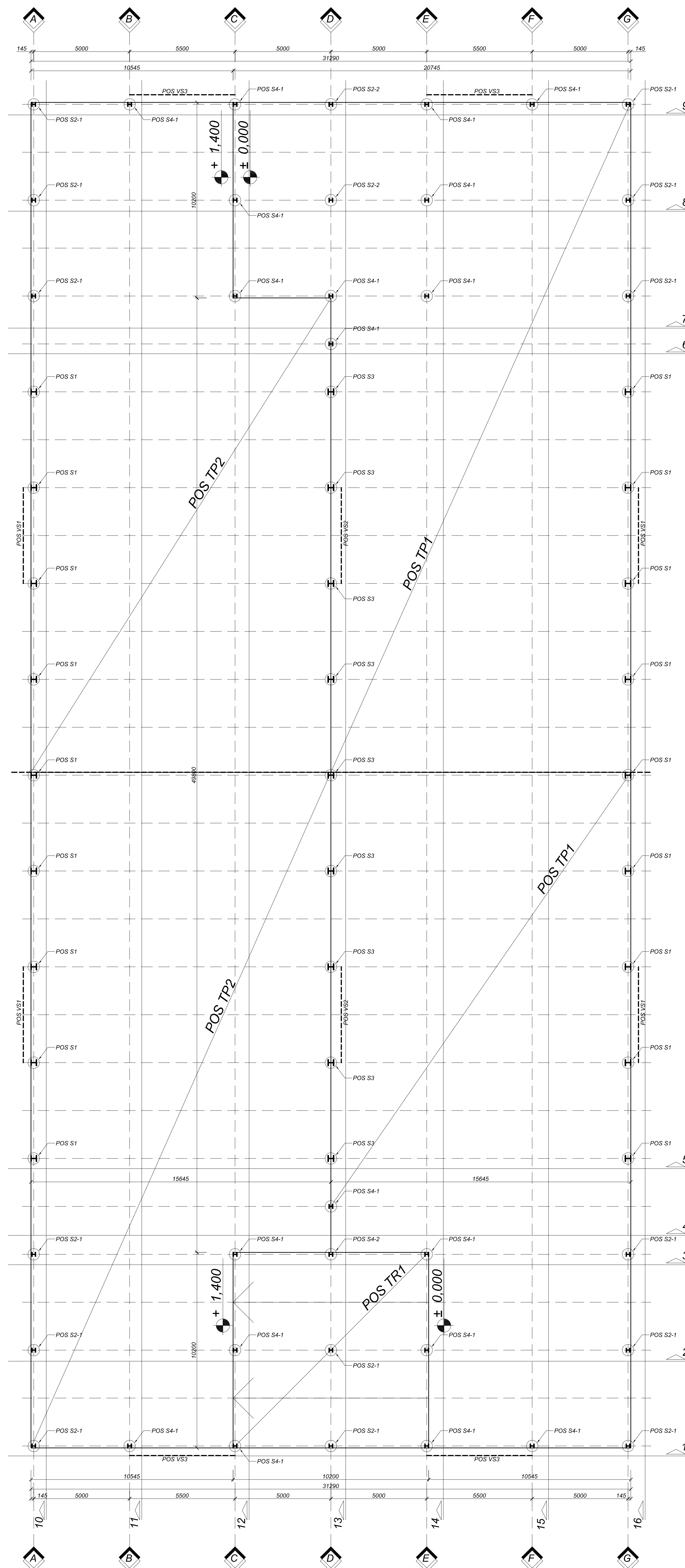
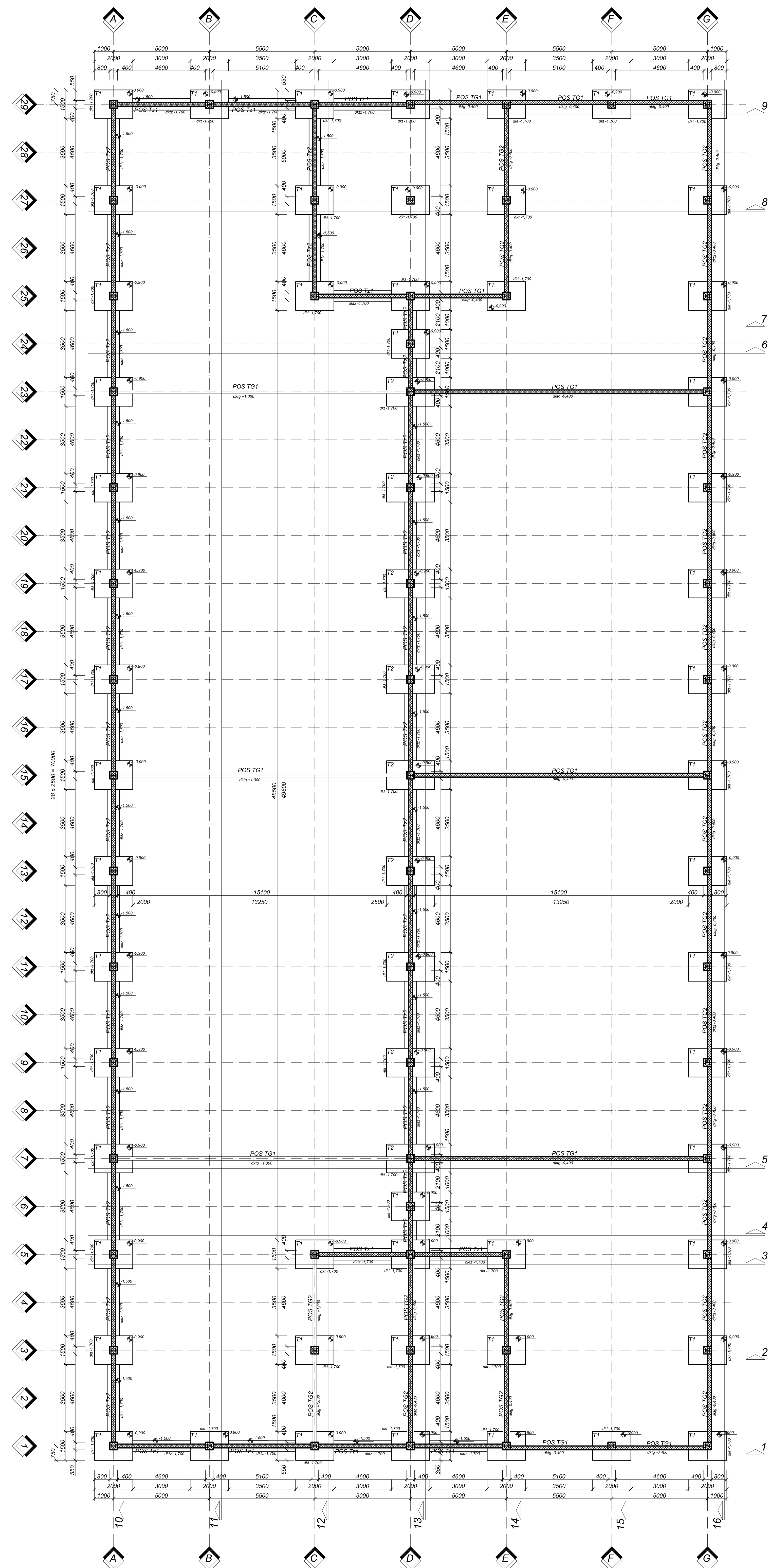
ФОРМАТ ЦРТЕЖА 890 x 1000 mm РАЗМЕРА 1 : 100 БРОЈ ЦРТЕЖА 1

МЕНТОР	Проф. др Драган Буђевац, дипл. грађ. инж.	
АСИСТЕНТ	Марко Павловић, дипл. грађ. инж.	
	мр Милан Спремић, дипл. грађ. инж.	
КАНДИДАТ	Мирослав Марјановић (504/09)	

ОСНОВА ТЕМЕЉА

ОСНОВА ПРИЗЕМЉА - НА КОТАМА ±0,000 и +1,400

ОСНОВА ТИПСКОГ СПРАТА
НА КОТАМА +2,800; +5,600; 8,400 и +4,200; 7,000; 9,800



НАПОМЕНЕ:

- Челична конструкција се изводи од челика S355JR2
- Геометрију основне зградбеног конструкције проверити на лицу места
- Завртљиве су виле честоте S15
- Дубљина уложних шавова је 0,7 од дубљине најтањег елемента у вези, али не мање од 30mm
- Све димензије проверити на лицу места

ГРАЂЕВИНСКИ ФАКУЛТЕТ
УНИВЕРЗИТЕТА У БЕОГРАДУ

ОДЕСЕК ЗА КОНСТРУКЦИЈЕ КАТЕДРА ЗА МАТЕРИЈАЛЕ И КОНСТРУКЦИЈЕ

ДИПЛОМСКИ - МАСТЕР РАД

ПРИМЕНА СПРЕГНУТИХ КОНСТРУКЦИЈА КОД ВИШЕСПРАТНИХ ЈАВНИХ ГАРАЖА

ГЛАВНИ ГРАЂЕВИНСКИ ПРОЈЕКАТ ЧЕЛИЧНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ ЈАВНЕ ГАРАЖЕ

ОБЈЕКАТ
ЈАВНА ГАРАЖА П + 3

ОСНОВА ТЕМЕЉА
ОСНОВЕ ПРИЗЕМЉА И СПРАТОВА

ФОРМАТ ЦРТЕЖА 890 x 1400 mm

РАЗМЕРА 1 : 100

БРОЈ ЦРТЕЖА 2

МЕНТОР Проф. др Драган Буђевић, дипл. грађ. инж.

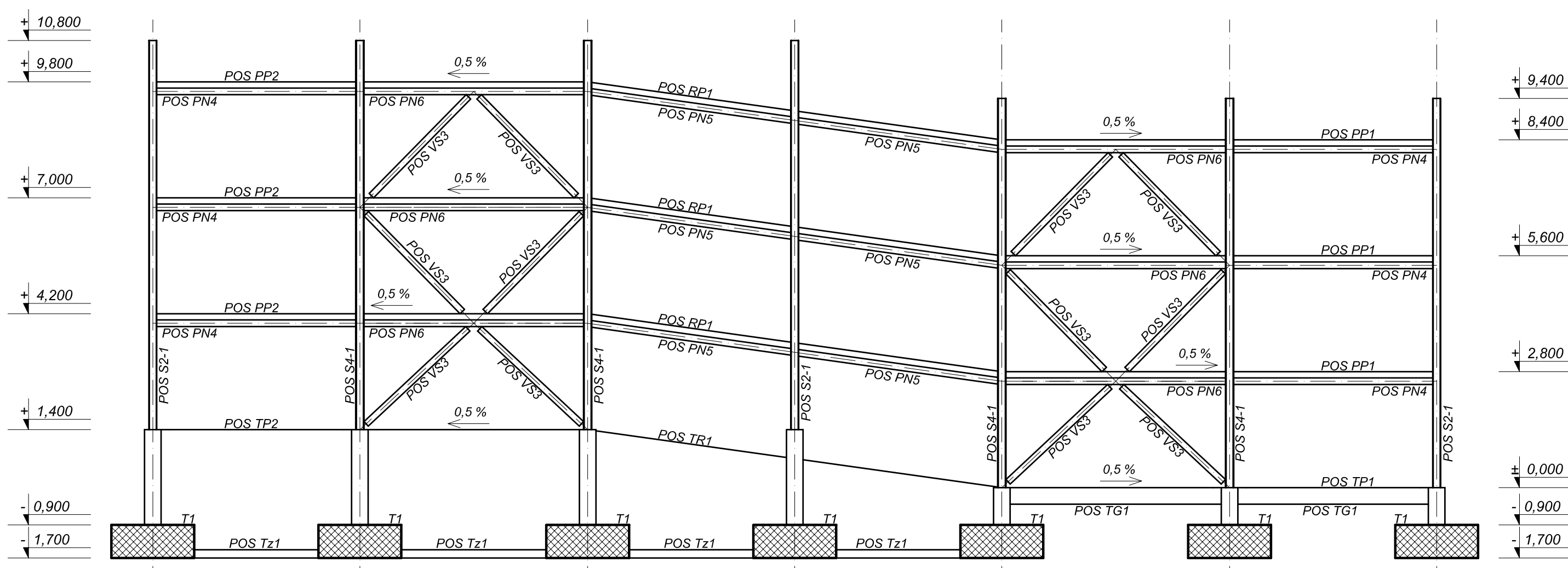
АСИСТЕНТ Марко Павловић, дипл. грађ. инж.

КАНДИДАТ мр Милан Спремић, дипл. грађ. инж.

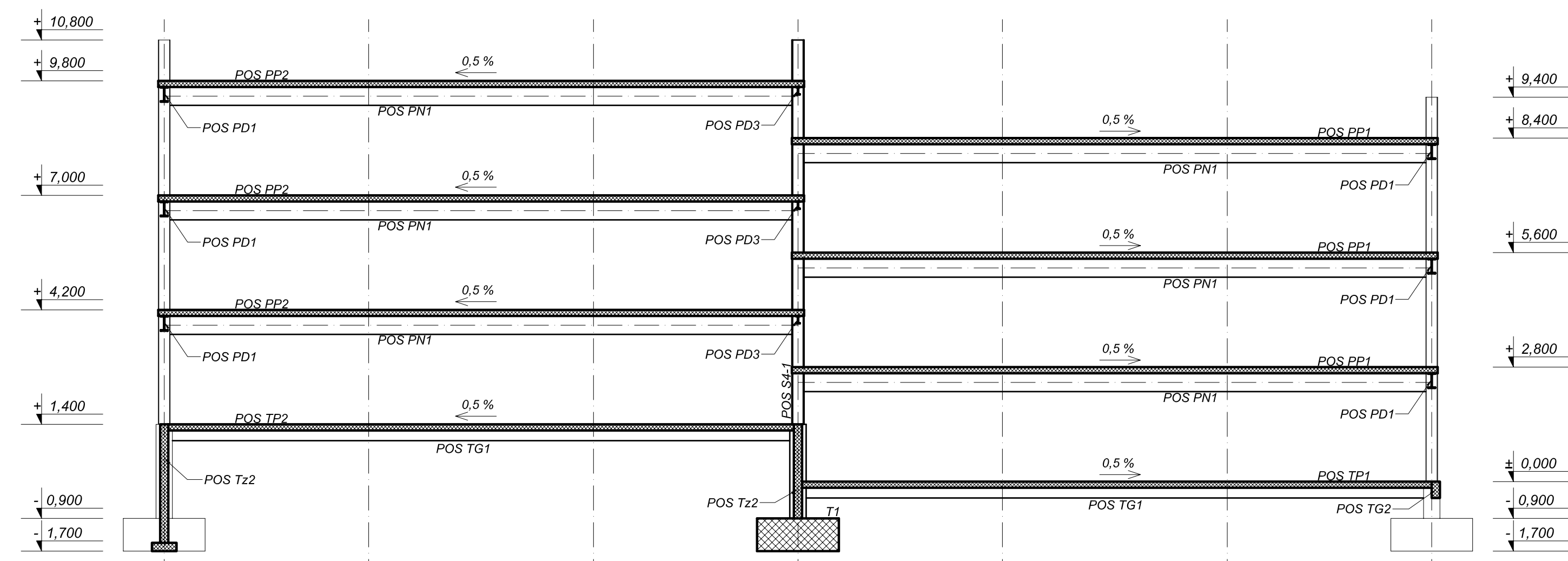
Миропав Марјановић (504/09)

БЕОГРАД 2010.

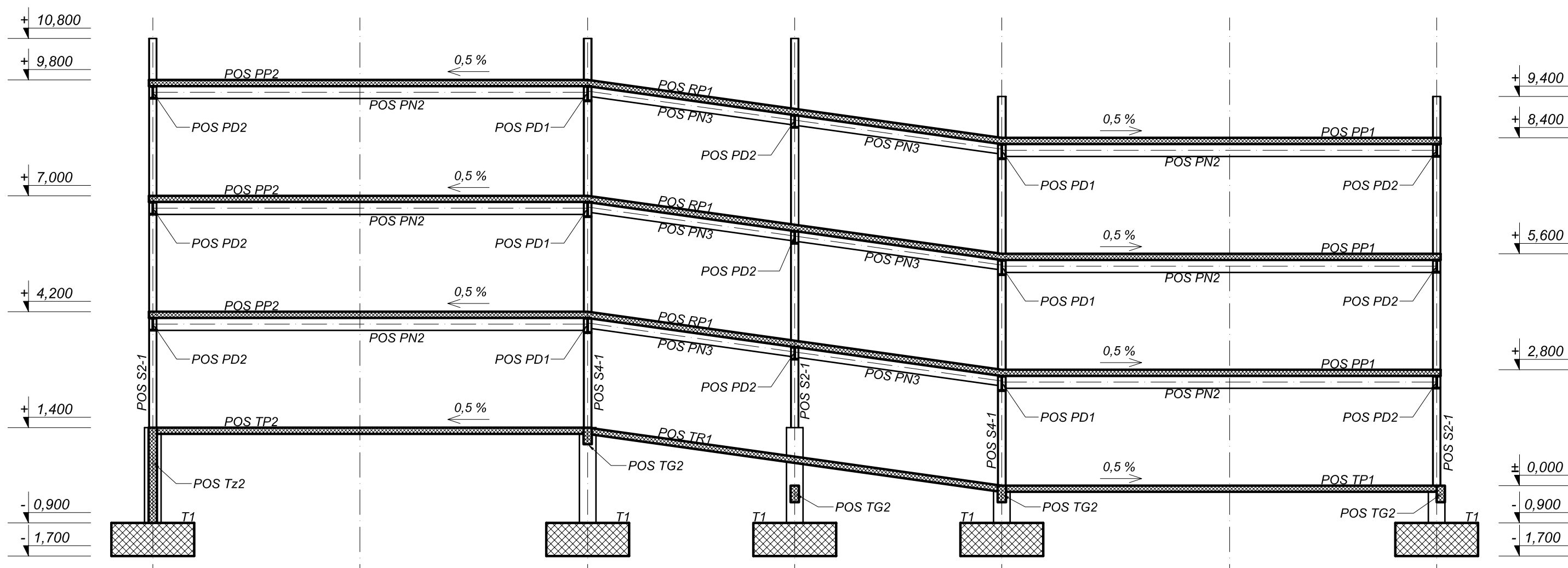
ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕК 1 - 1



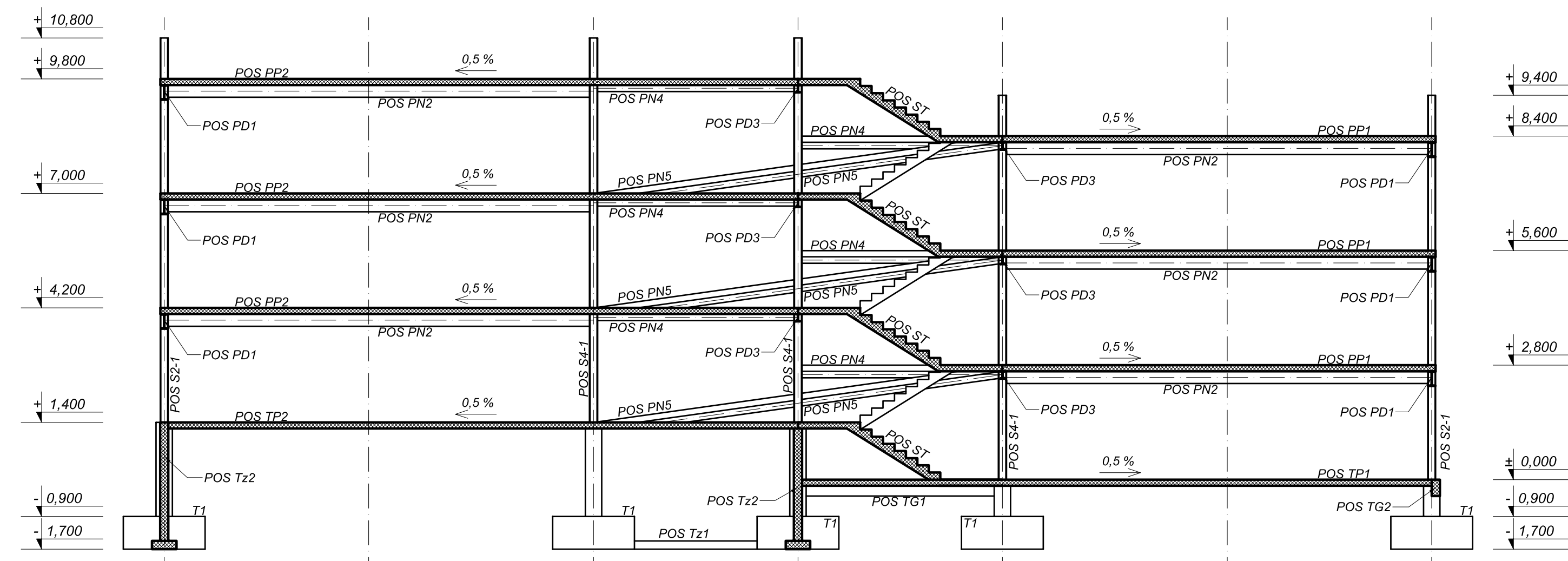
ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕК 6 - 6



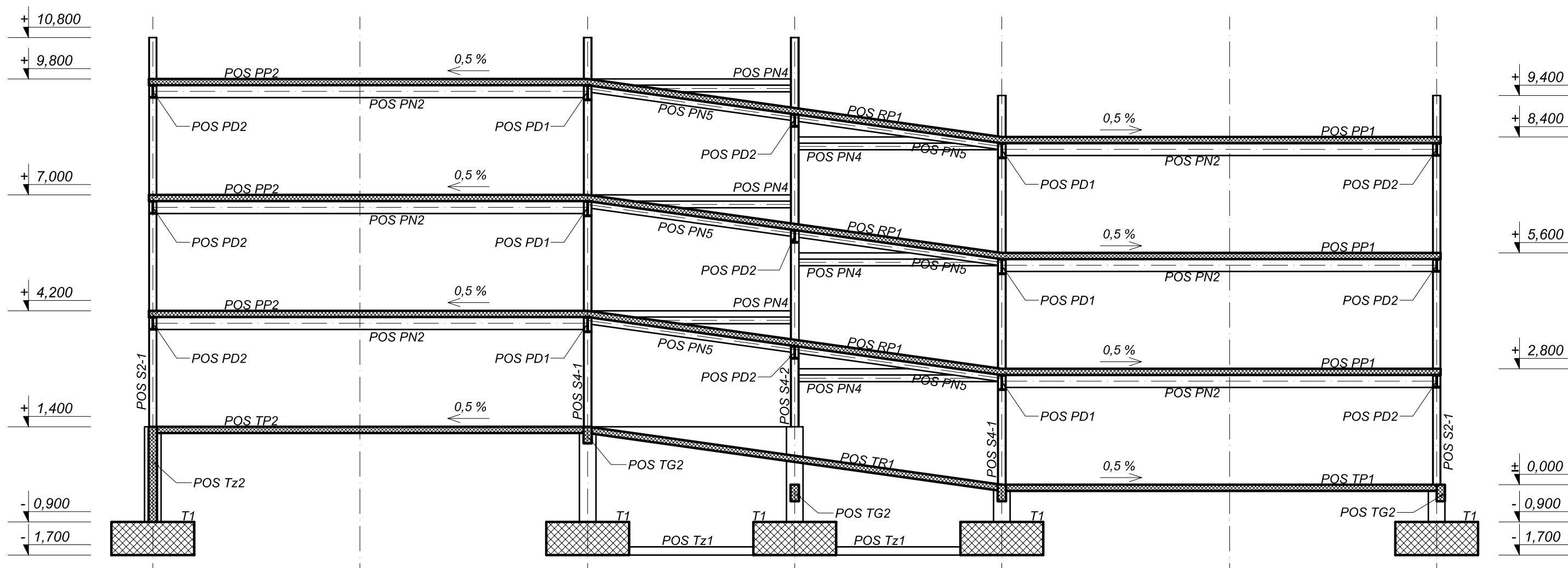
ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕК 2 - 2



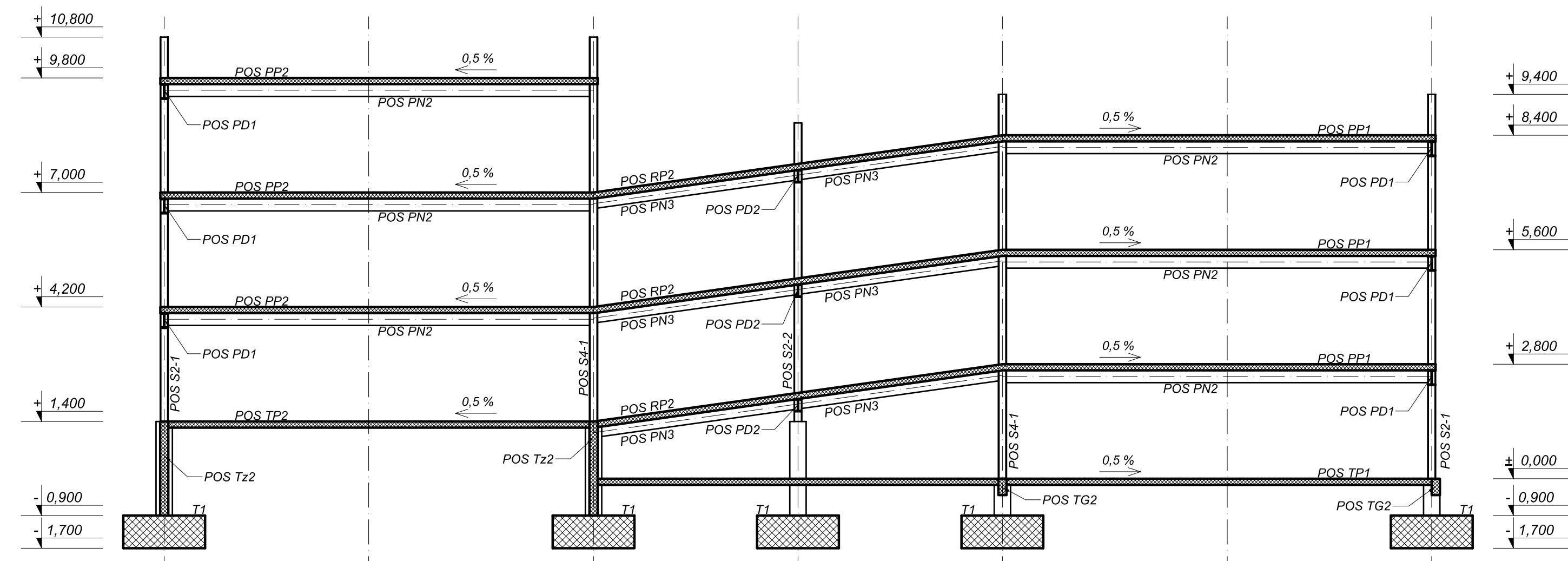
ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕК 7 - 7



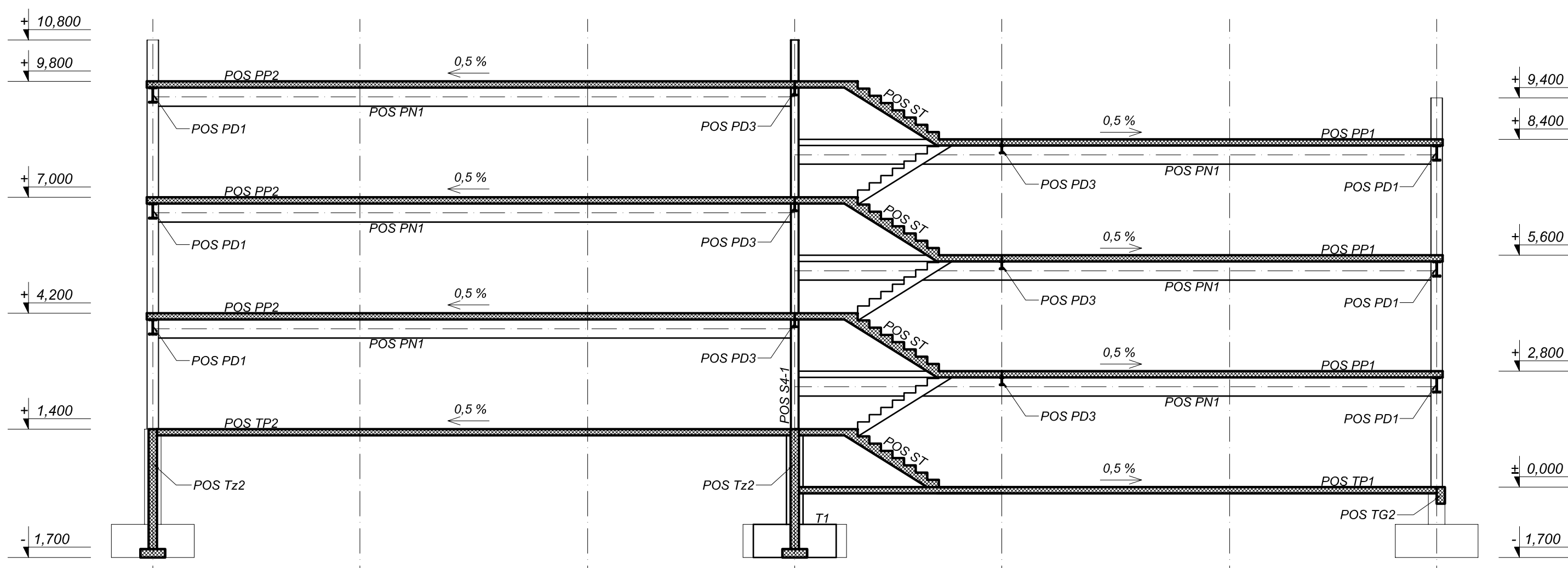
ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕК 3 - 3



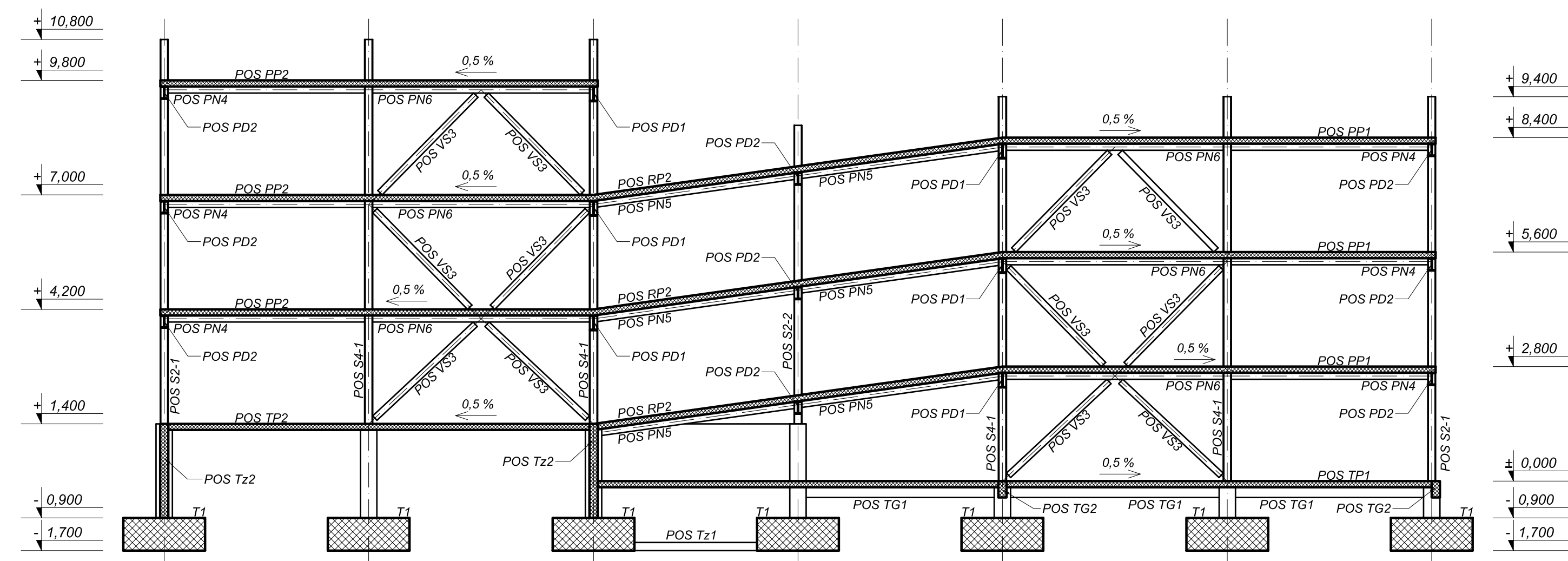
ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕК 8 - 8



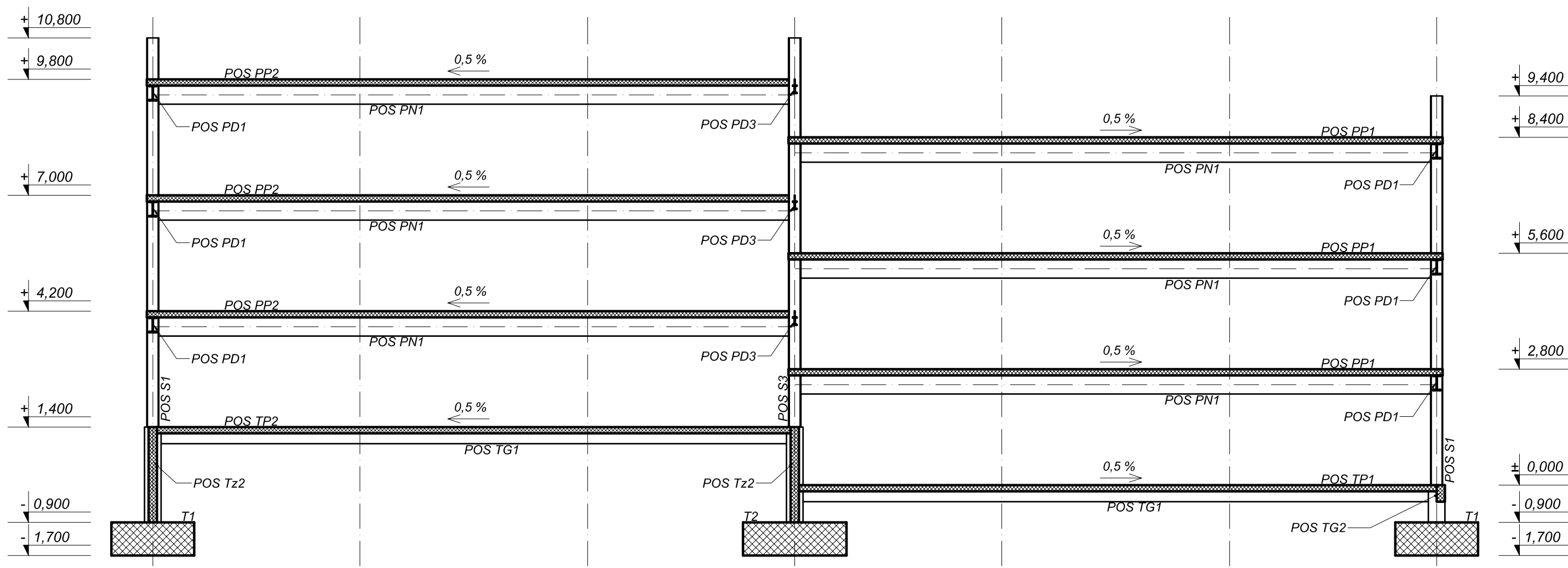
ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕК 4 - 4



ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕК 9 - 9



ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕК 5 - 5



НАПОМЕНЕ:

- Челична конструкција се изводи од челика S355JRG2
- Геометрију опслоничке армиранобетонске конструкције проверити на лицу места
- Завртњени су класе чврстоће 8.8
- Дебљина углоних шавова је 0,7 од дебљине најтањег елемента у вези, али не мање од 3 мм.
- Све димензије проверити на лицу места

**ГРАЂЕВИНСКИ ФАКУЛТЕТ
УНИВЕРЗИТЕТА У БЕОГРАДУ**

ОДСЕК ЗА КОНСТРУКЦИЈЕ КАТЕДРА ЗА МАТЕРИЈАЛЕ И КОНСТРУКЦИЈЕ

ДИПЛОМСКИ - МАСТЕР РАД

ПРИМЕНА СПРЕГНУТИХ КОНСТРУКЦИЈА КОД ВИШЕСПРАТНИХ ЈАВНИХ ГАРАЖА

ПРОЈЕКАТ

ГЛАВНИ ГРАЂЕВИНСКИ ПРОЈЕКАТ ЧЕЛИЧНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ ЈАВНЕ ГАРАЖЕ

ОБЈЕКАТ САДРЖАЈ ЦРТЕЖА

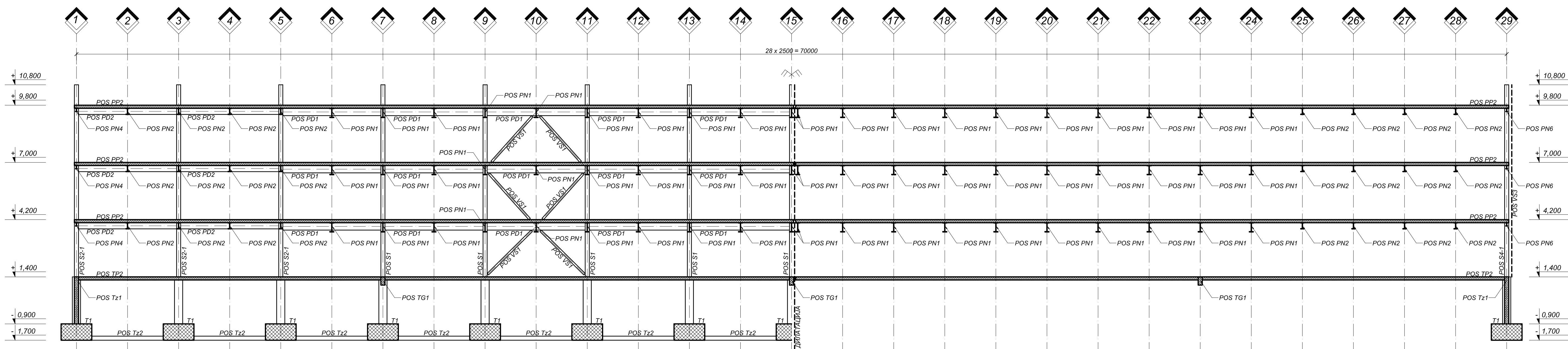
ЈАВНА ГАРАЖА П + 3 КАРАКТЕРИСТИЧНИ ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕЦИ

ФОРМАТ ЦРТЕЖА	РАЗМЕРА	БРОЈ ЦРТЕЖА
890 x 830 mm	1 : 100	3

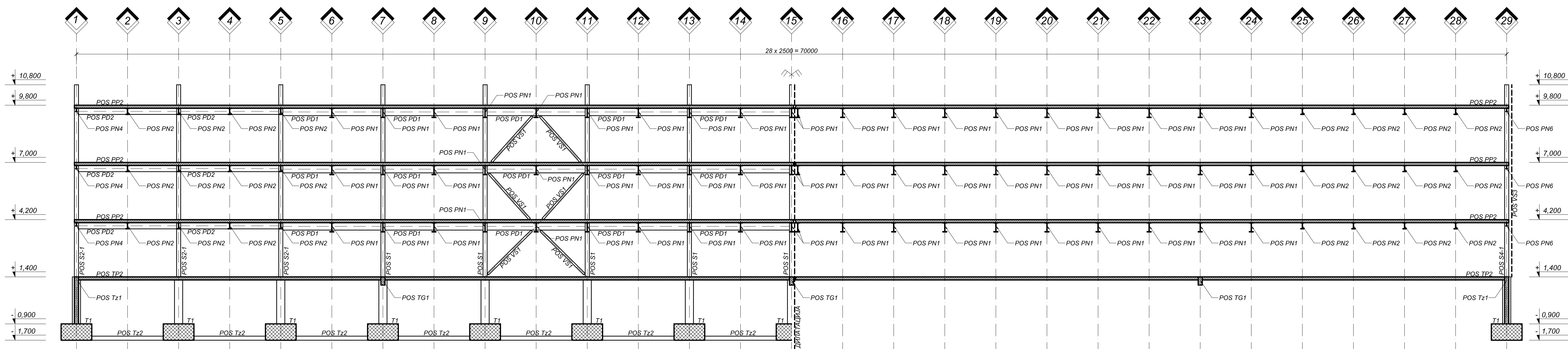
МЕНТОР	Проф. др Драган Буђевац, дипл. грађ. инж.	
АСИСТЕНТ	Марко Павловић, дипл. грађ. инж.	
	мр Милан Спремић, дипл. грађ. инж.	
КАНДИДАТ	Мирослав Марјановић (504/09)	

БЕОГРАД 2010.

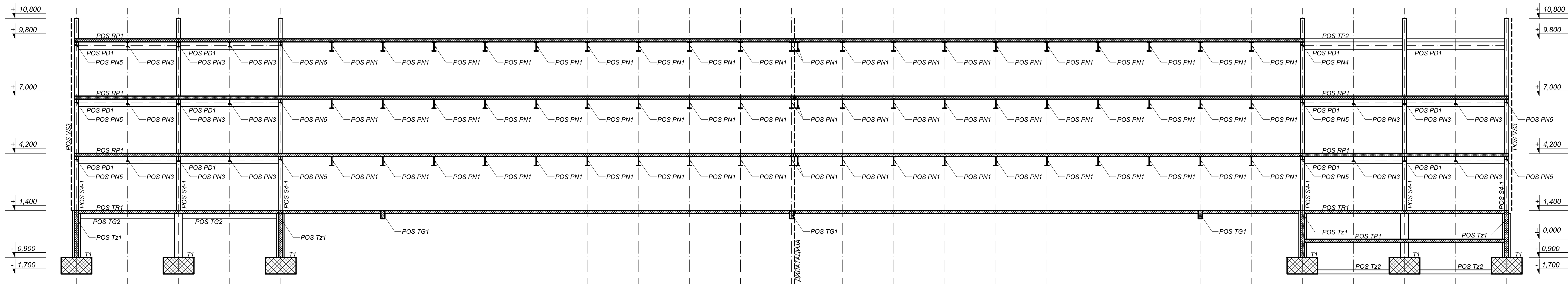
ПОДУЖНИ ПРЕСЕК 10 - 10



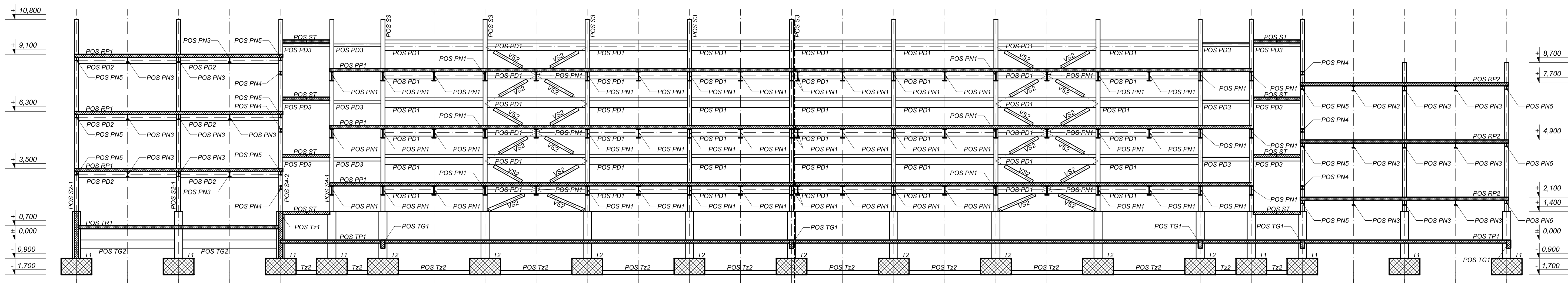
ПОДУЖНИ ПРЕСЕК 11 - 11



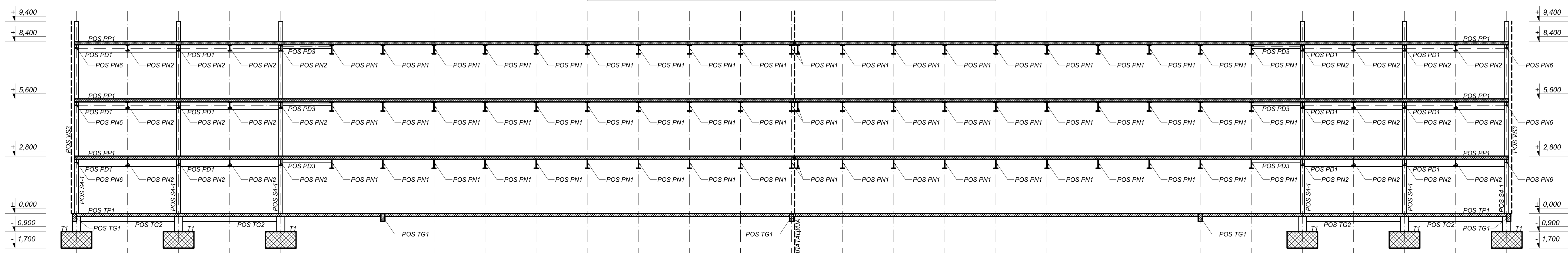
ПОДУЖНИ ПРЕСЕК 12 - 12



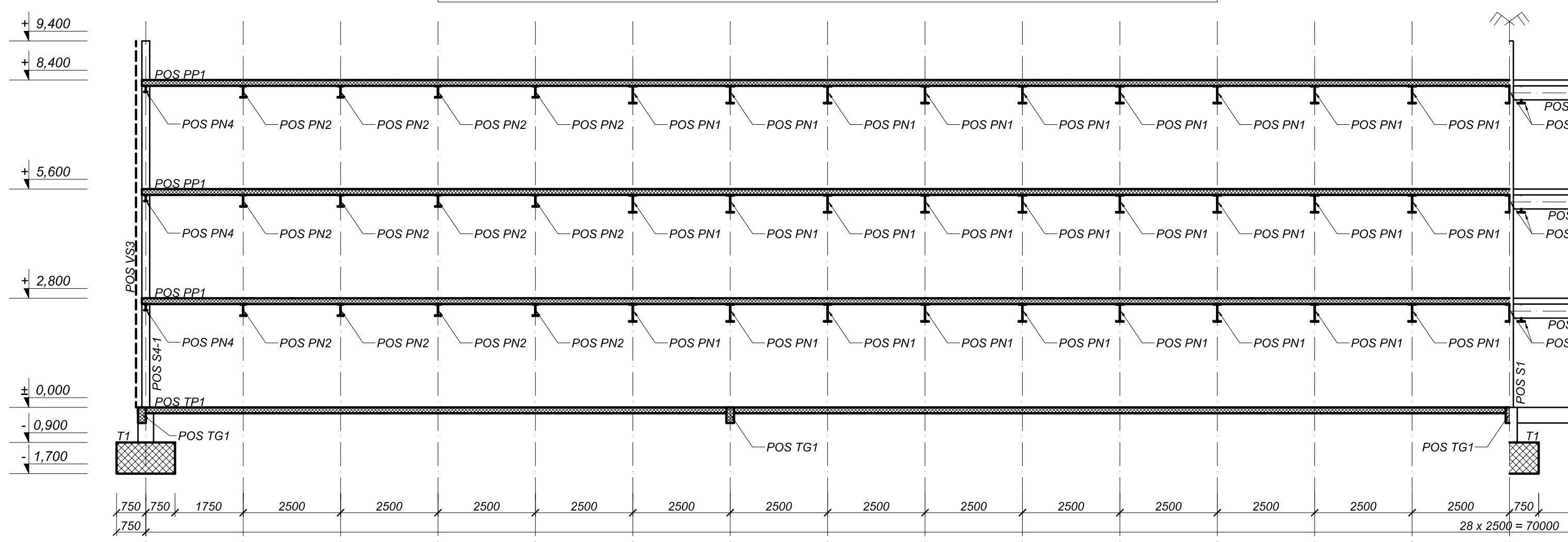
ПОДУЖНИ ПРЕСЕК 13 - 13



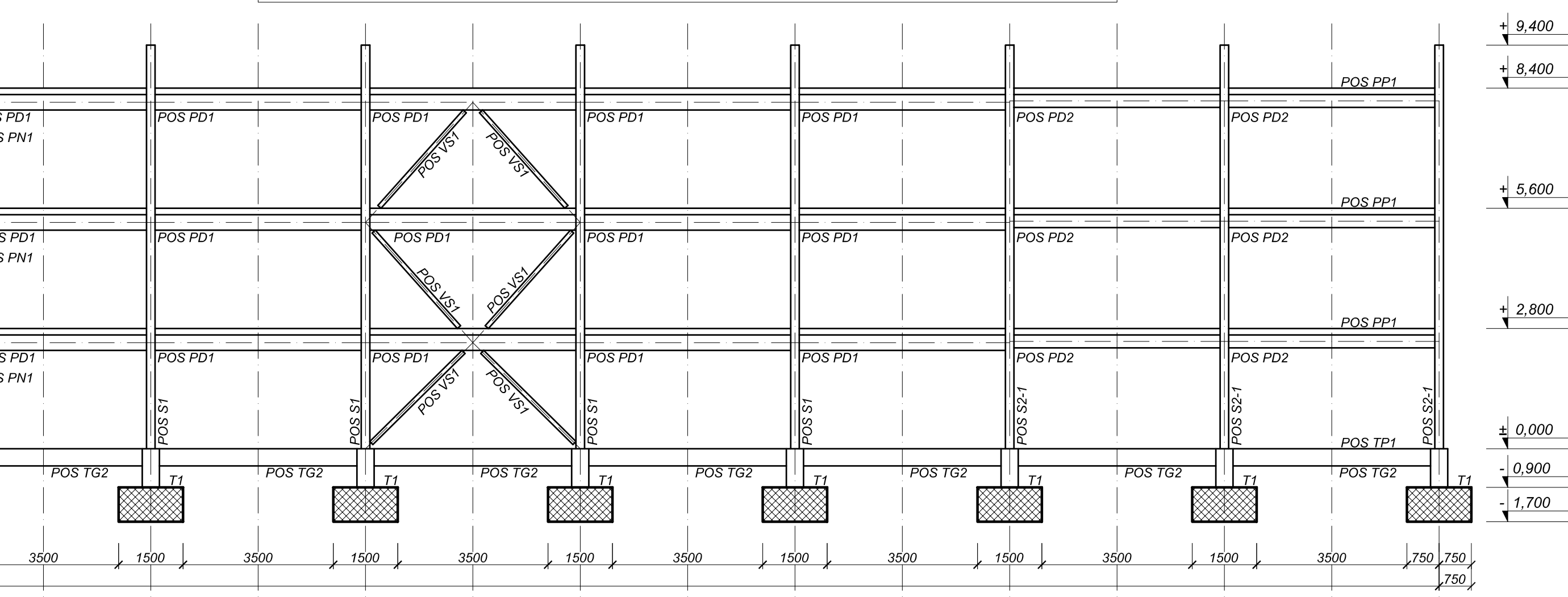
ПОДУЖНИ ПРЕСЕК 14 - 14



ПОДУЖНИ ПРЕСЕК 15 - 15

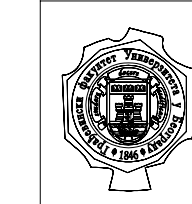


ПОДУЖНИ ПРЕСЕК 16 - 16



НАПОМЕНЕ:

- Челична конструкција се izvodi од челица S355JR2
- Геометрију основичке армиранобетонске конструкције проверити на лицу места
- Заврљени су углови чврстоће B.8
- Дебљина угловних шавова је 0,7 од дебљине најтањег елемента у вези, али не мање од $b_{w, min} = 3 \text{ mm}$.
- Све димензије проверити на лицу места



ГРАЂЕВИНСКИ ФАКУЛТЕТ
УНИВЕРЗИТЕТА У БЕОГРАДУ

ОДСЕК ЗА КОНСТРУКЦИЈЕ КАТЕДРА ЗА МАТЕРИЈАЛЕ И КОНСТРУКЦИЈЕ

ДИПЛОМСКИ - МАСТЕР РАД

ПРИМЕНА СПРЕГНУТИХ КОНСТРУКЦИЈА КОД ВИШЕСПРАТНИХ ЈАВНИХ ГАРАЖА

ГЛАВНИ ГРАЂЕВИНСКИ ПРОЈЕКАТ ЧЕЛИЧНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ ЈАВНЕ ГАРАЖЕ

ОБЈЕКАТ: ЈАВНА ГАРАЖА П + 3

САДРЖАЈ ЦРТЕЖА: КАРАКТЕРИСТИЧНИ ПОДУЖНИ ПРЕСЕЦИ

ФОРМАТ ЦРТЕЖА: 890 x 1000 mm

РАЗМЕРА: 1 : 100

БРОЈ ЦРТЕЖА: 4

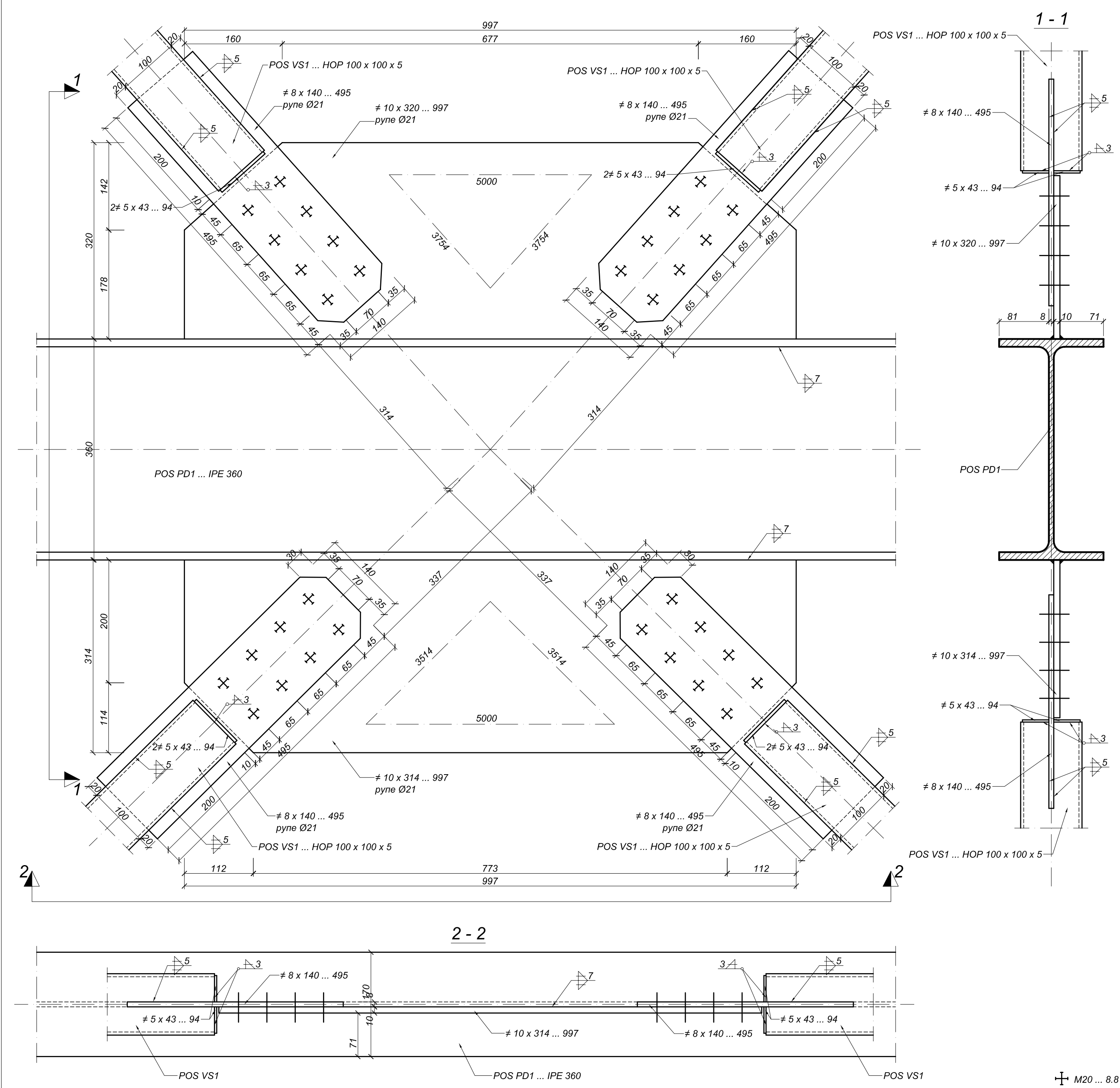
МЕНТОР: Проф. др Драган Бувевац, дипл. грађ. инж.

АСИСТЕНТ: Марко Павловић, дипл. грађ. инж.

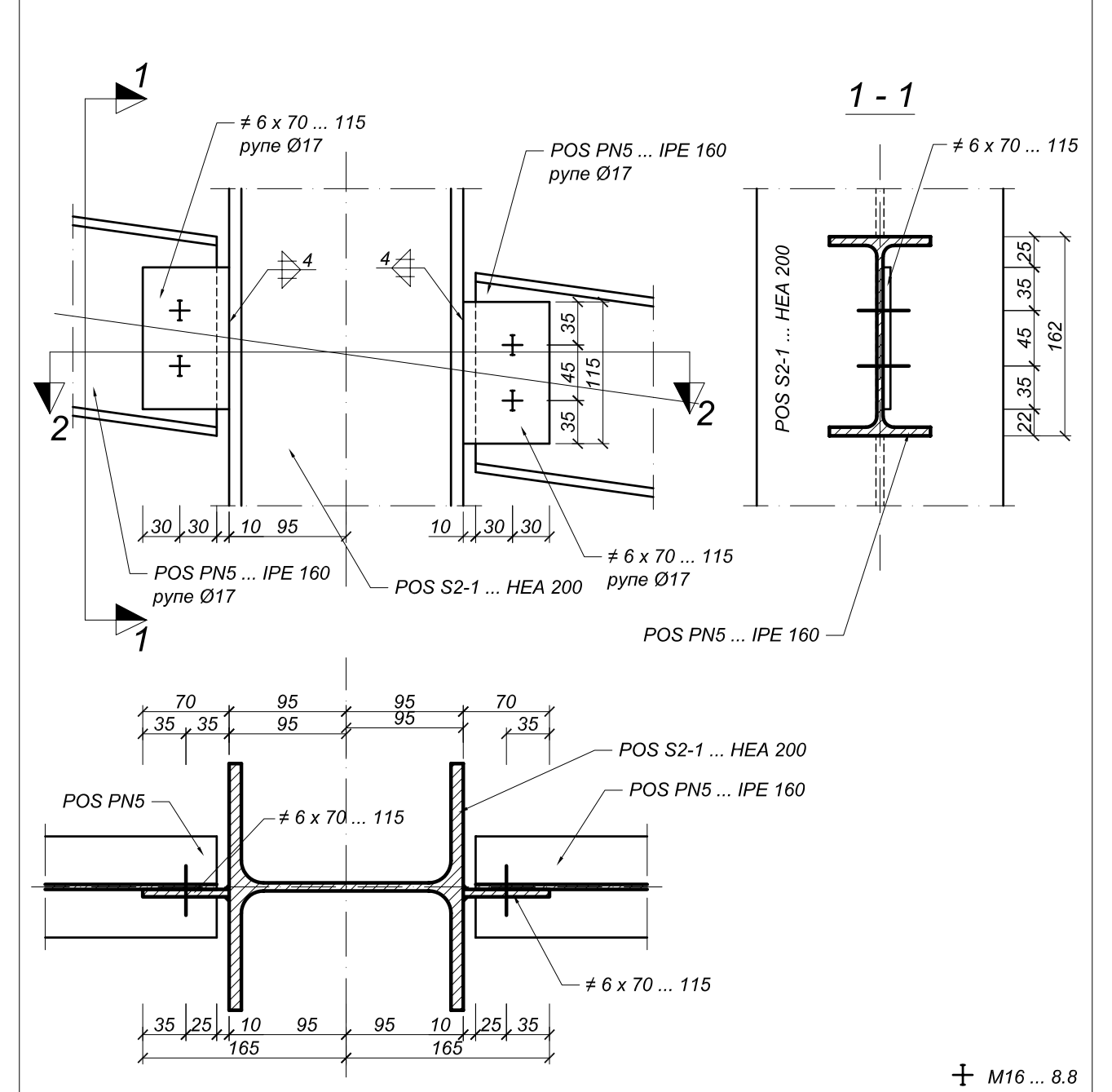
мр Милан Спремић, дипл. грађ. инж.

КАНДИДАТ: Мирослав Марјановић (504/09)

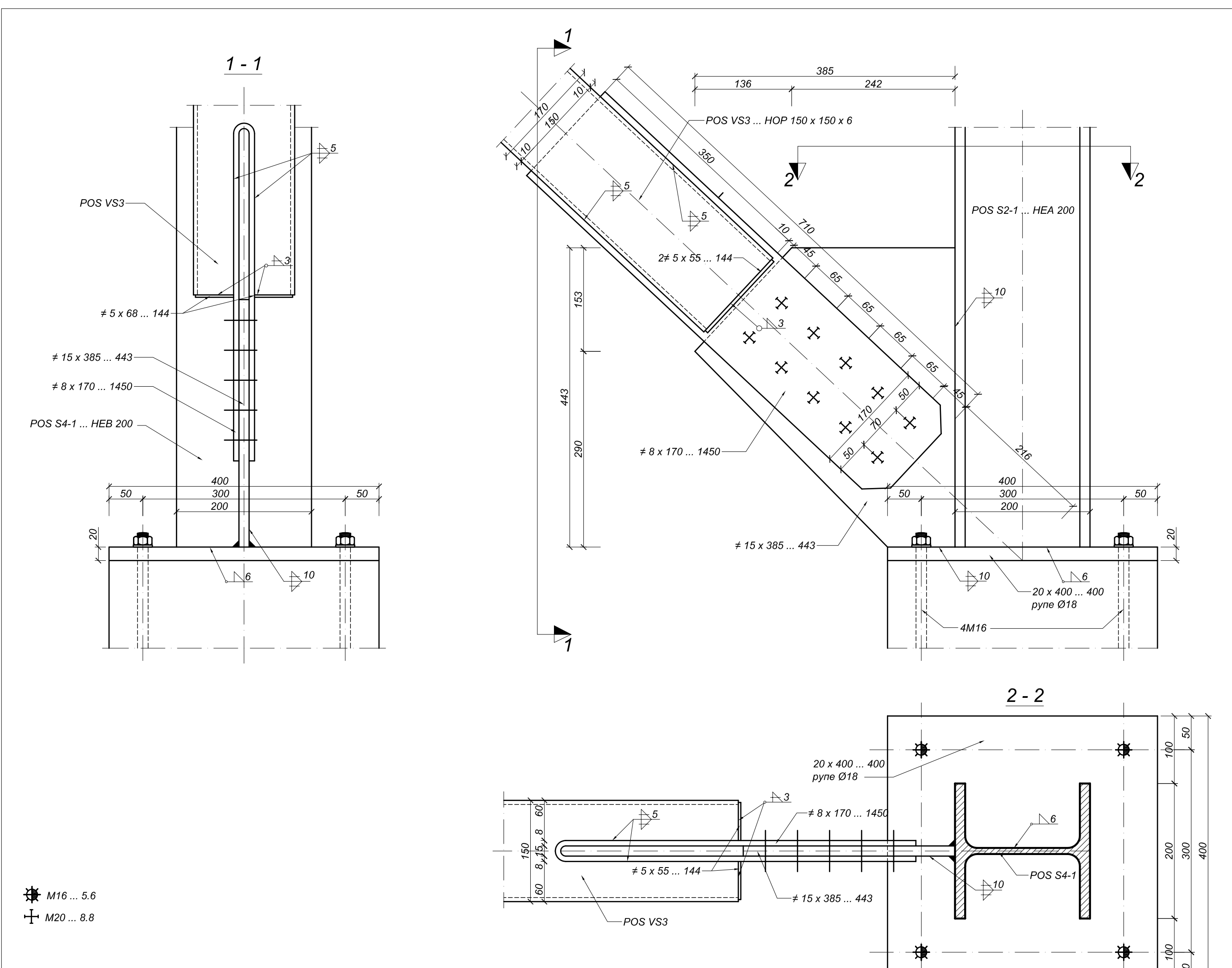
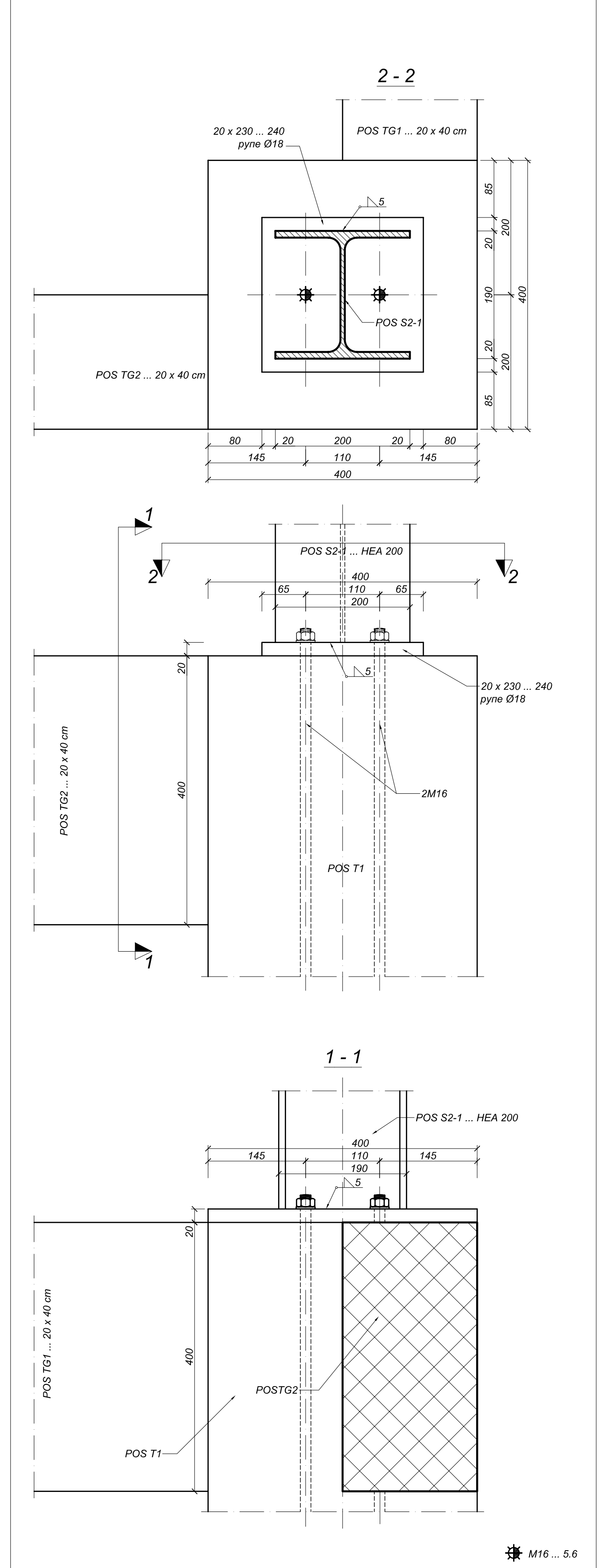
ДЕТАЉ 1 - Чвор вертикалног спрега у подужном фасадном зиду, POS VS1



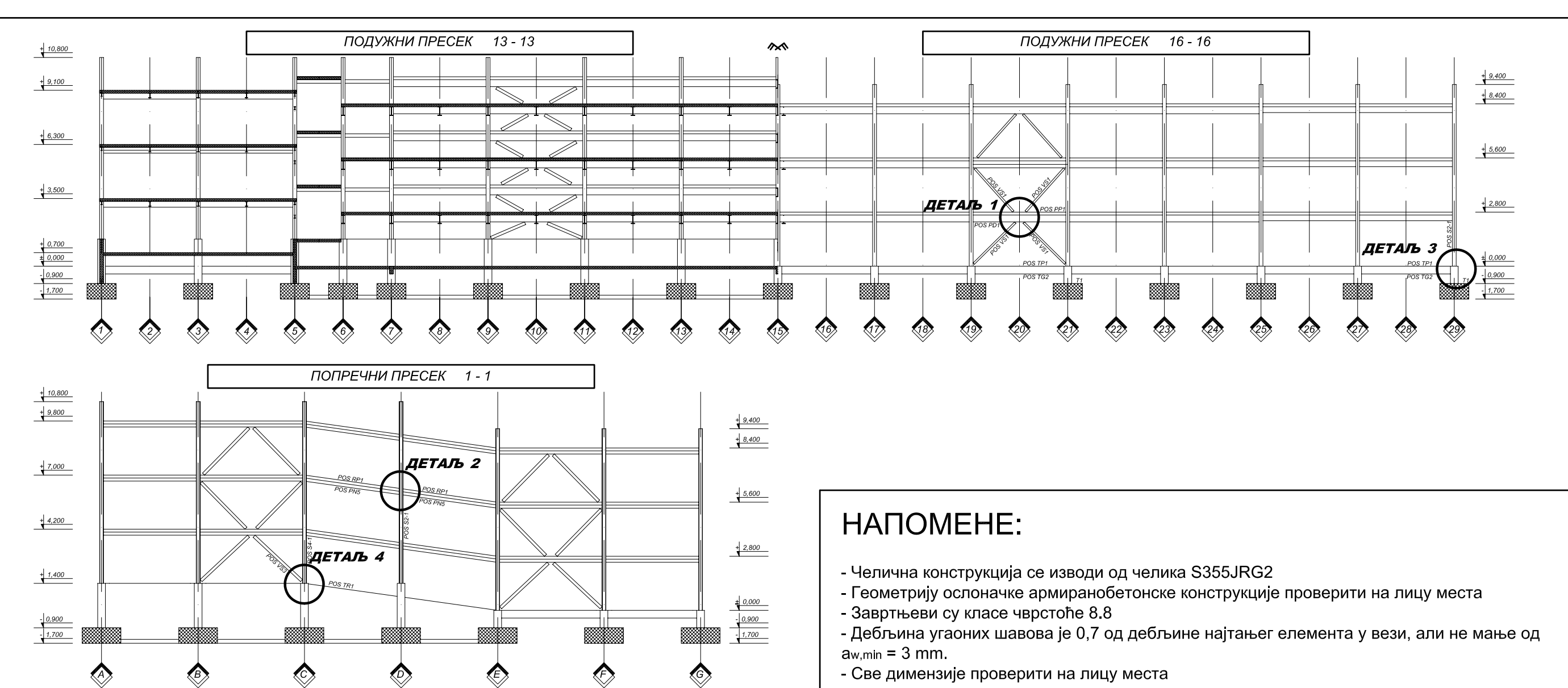
ДЕТАЉ 2 - Зглобна веза подних носача POS PN5 и стуба POS S2-1



ДЕТАЉ 3 - Ослањање стуба POS S2-1 на темељ POS T1



ДЕТАЉ 4 - Ослањање стуба POS S4-1 на темељ POS T1, са детаљем чвора вертикалног спрега у калкану, POS VS3

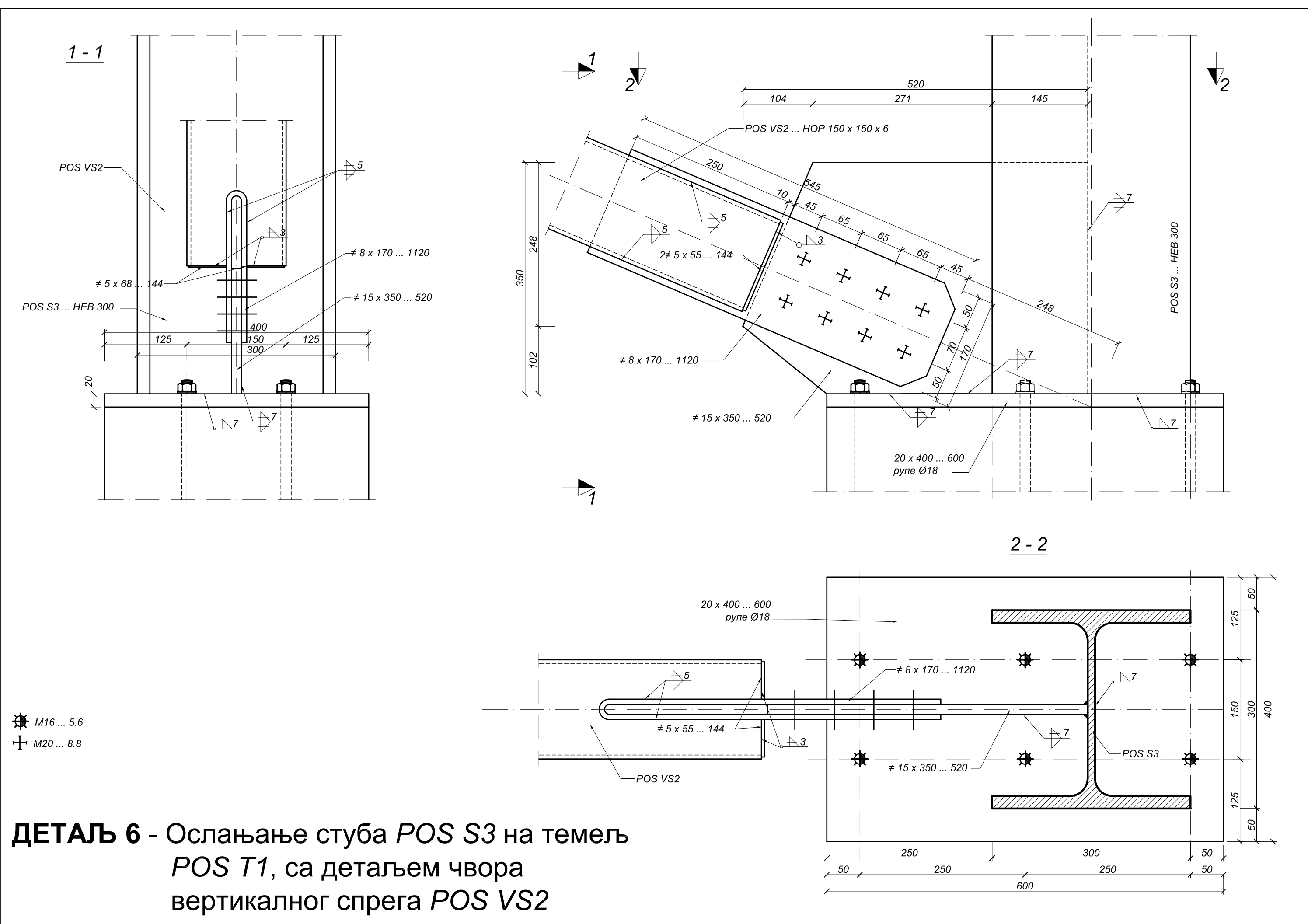
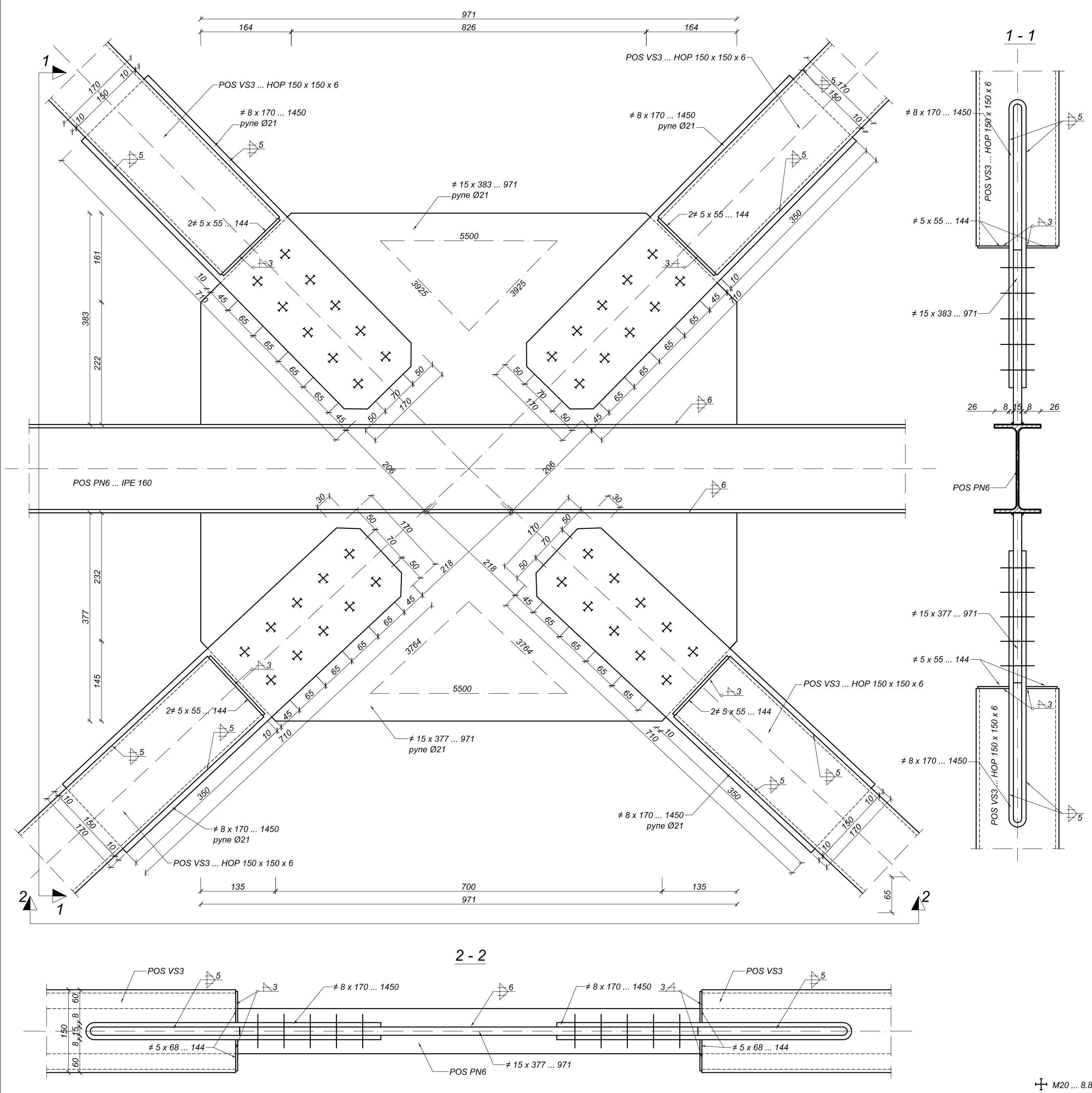


НАПОМЕНЕ:

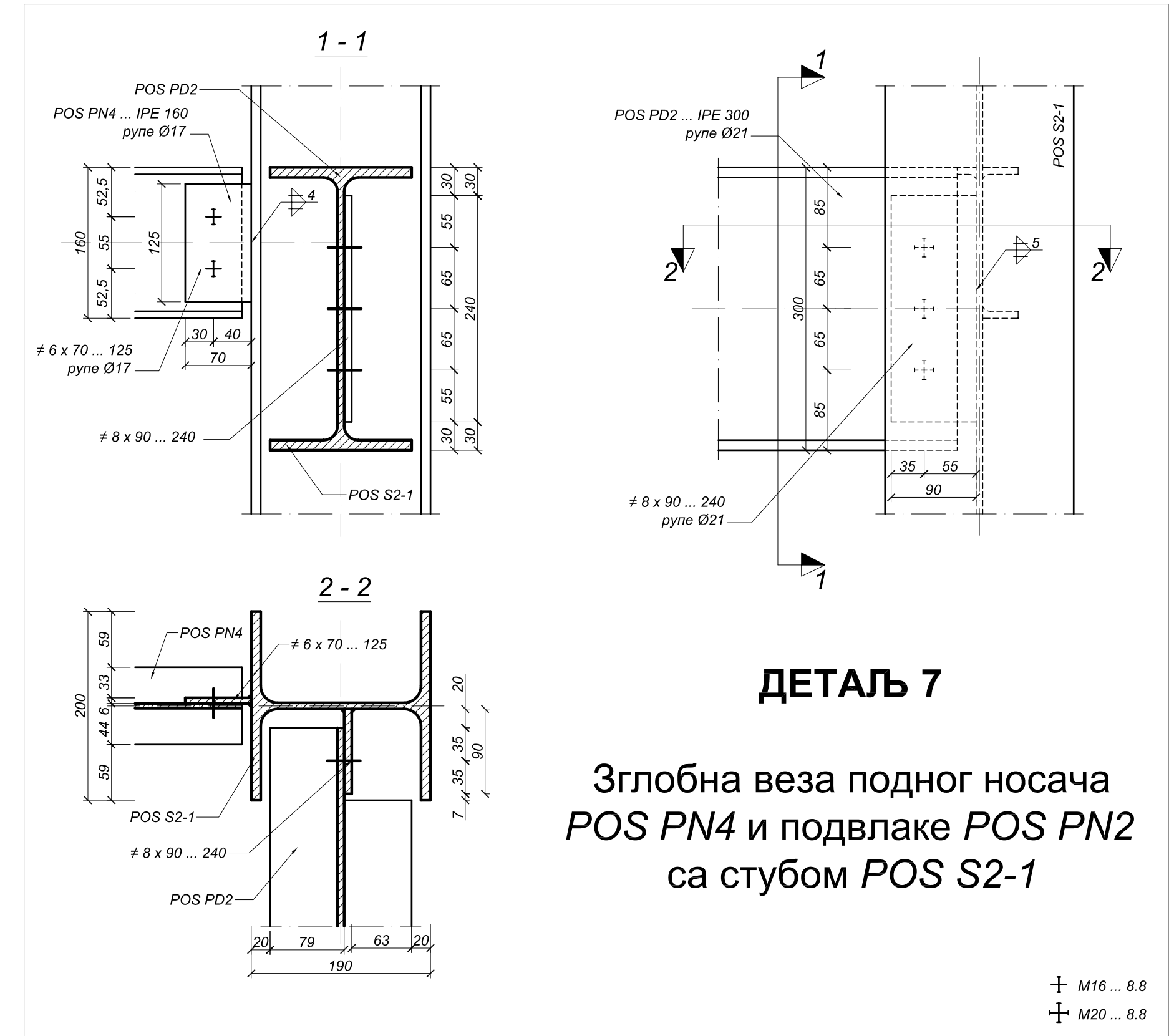
- Челична конструкција се изводи од челика S355JRG2
- Геометрију ослоначке армиранобетонске конструкције проверити на лицу места
- Завртњени су класе чврстоће 8.8
- Дебљина угаоних шавова је 0,7 од дебљине најтањег елемента у вези, али не мање од $a_{w, \min} = 3 \text{ mm}$.
- Све димензије проверити на лицу места

ГРАЂЕВИНСКИ ФАКУЛТЕТ УНИВЕРЗИТЕТА У БЕОГРАДУ		
ОДСЕК ЗА КОНСТРУКЦИЈЕ	КАТЕДРА ЗА МАТЕРИЈАЛЕ И КОНСТРУКЦИЈЕ	
ДИПЛОМСКИ - МАСТЕР РАД		
ПРИМЕНА СПРЕГНУТИХ КОНСТРУКЦИЈА КОД ВИШЕСПРАТНИХ ЈАВНИХ ГАРАЖА		
ПРОЈЕКАТ		
ГЛАВНИ ГРАЂЕВИНСКИ ПРОЈЕКАТ ЧЕЛИЧНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ ЈАВНЕ ГАРАЖЕ		
ОБЈЕКАТ	САДРЖАЈ ЦРТЕЖА	
ЈАВНА ГАРАЖА П + 3	ДЕТАЉИ ЧЕЛИЧНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ	
ФОРМАТ ЦРТЕЖА 890 x 600 mm	РАЗМЕРА 1 : 5	БРОЈ ЦРТЕЖА 5
МЕНТОР	Проф. др Драган Буђевац, дипл. грађ. инж.	
АСИСТЕНТ	Марко Павловић, дипл. грађ. инж. мр Милан Спремић, дипл. грађ. инж.	
КАНДИДАТ	Мирослав Марјановић (504/09)	
БЕОГРАД 2010.		

ДЕТАЉ 5 - Чвор вертикалног спрега у калкану, POS VS3



ДЕТАЉ 6 - Ослањање стуба POS S3 на темељ POS T1, са детаљем чвора вертикалног спрега POS VS2

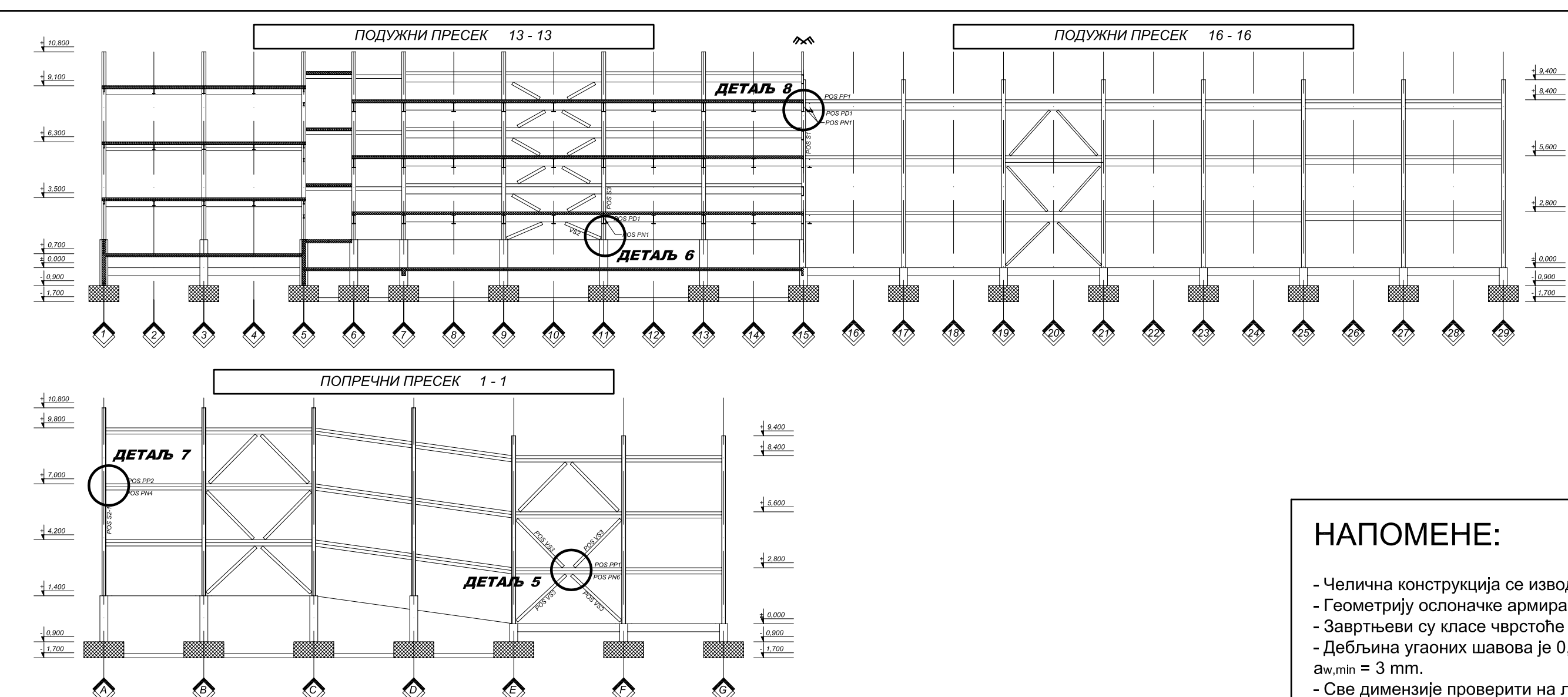
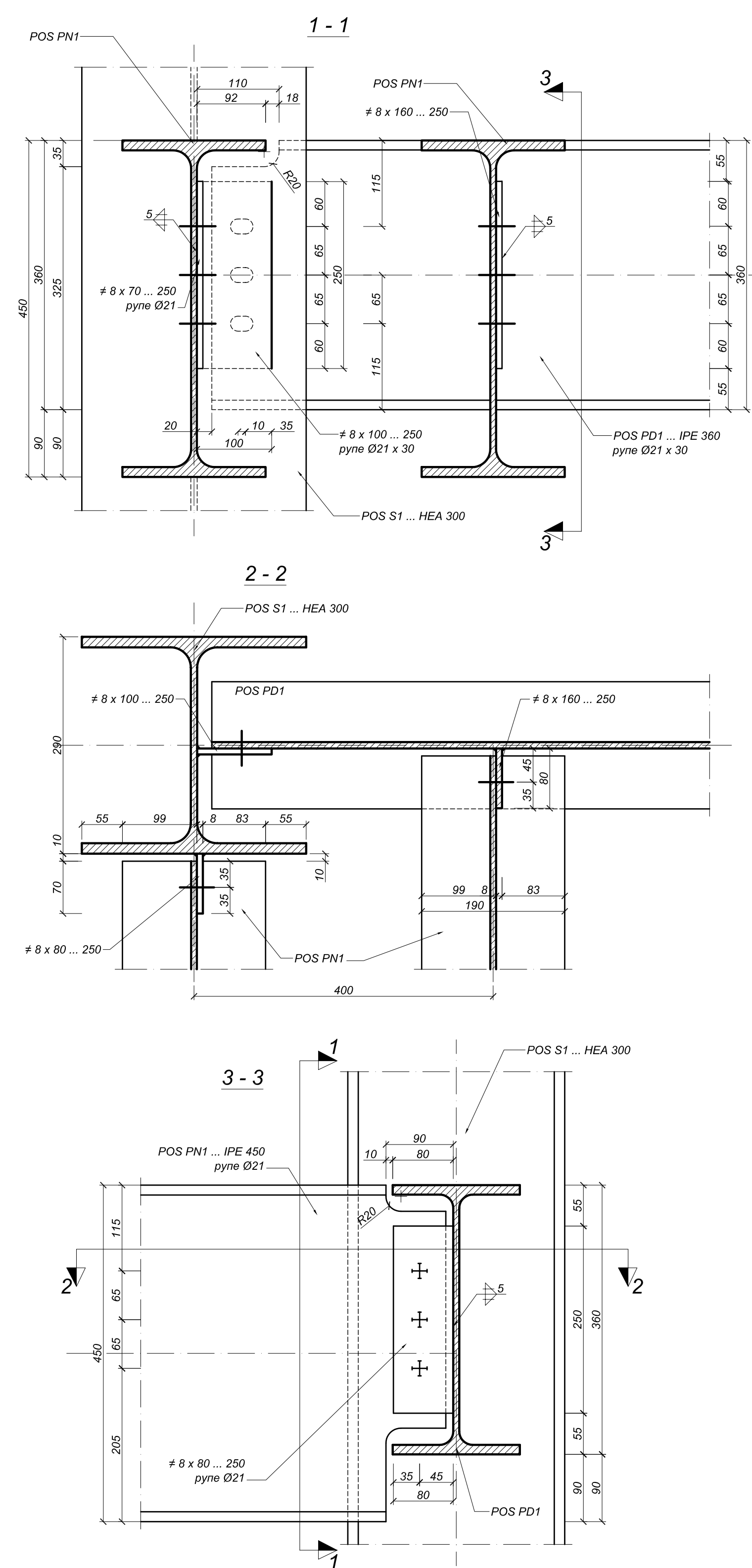


ДЕТАЉ 7

Зглобна веза подног носача POS PN4 и подвлаке POS PN2 са стубом POS S2-1

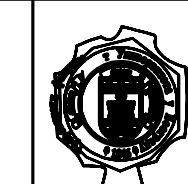
⊕ M16 ... 8.8
⊕ M20 ... 8.8

ДЕТАЉ 8 - Зглобна веза подних носача POS PN1 са подвлаком POS PD1 и стубом POS S1, на месту дилатације



НАПОМЕНЕ:

- Челична конструкција се изводи од челика S355JRG2
- Геометрију ослоначне армиранобетонске конструкције проверити на лицу места
- Завртњени су класе чврстоће 8.8
- Дебљина угонних шавова је 0,7 од дебљине најтањег елемента у вези, али не мање од $a_{w,min} = 3 \text{ mm}$.
- Све димензије проверити на лицу места



**ГРАЂЕВИНСКИ ФАКУЛТЕТ
УНИВЕРЗИТЕТА У БЕОГРАДУ**

ОДСЕК ЗА КОНСТРУКЦИЈЕ КАТЕДРА ЗА МАТЕРИЈАЛЕ И КОНСТРУКЦИЈЕ

ДИПЛОМСКИ - МАСТЕР РАД

ПРИМЕНА СПРЕГНУТИХ КОНСТРУКЦИЈА КОД ВИШЕСПРАТНИХ ЈАВНИХ ГАРАЖА

ГЛАВНИ ГРАЂЕВИНСКИ ПРОЈЕКАТ ЧЕЛИЧНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ ЈАВНЕ ГАРАЖЕ

ОБЈЕКАТ: ЈАВНА ГАРАЖА П + 3 САДРЖАЈ ЦРТЕЖА: ДЕТАЉИ ЧЕЛИЧНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ

ФОРМАТ ЦРТЕЖА: 890 x 700 mm РАЗМЕРА: 1 : 5 БРОЈ ЦРТЕЖА: 6

МЕНТОР	Проф. др Драган Буђевац, дипл. грађ. инж.
АСИСТЕНТ	Марко Павловић, дипл. грађ. инж. мр Милан Спремић, дипл. грађ. инж.
КАНДИДАТ	Мирослав Марјановић (504/09)
БЕОГРАД 2010.	

