ГОД. XIX. СТРУЧНИ ДОДАТАК Април — Јуни 1908.

СРПСКИ
ТЕХНИЧКИ ЛИСТ
ОРГАН УДРУЖЕЊА СРПСКИХ ИНЖЕЊЕРА И АРХИТЕКТА.

УРЕДИЛИ:

Душан Божић
инжењер Канализационога Одсека

Павле Димић
инжењер Министарства Грађевина

ИЗ НАУКЕ и ПРАКСЕ.

Громобрани за зграде.

Задатак. Громобрану је задатак да прими „*мњу*“ и да је проведе најпроводнијим путем у земљу а да при том не буде електричних светлаца нарочито не директних и бочних кроз унутрашњост зграде.

Мња је појава продирања електрике нагомилане у облацима и високим предметима на нашој земљи.

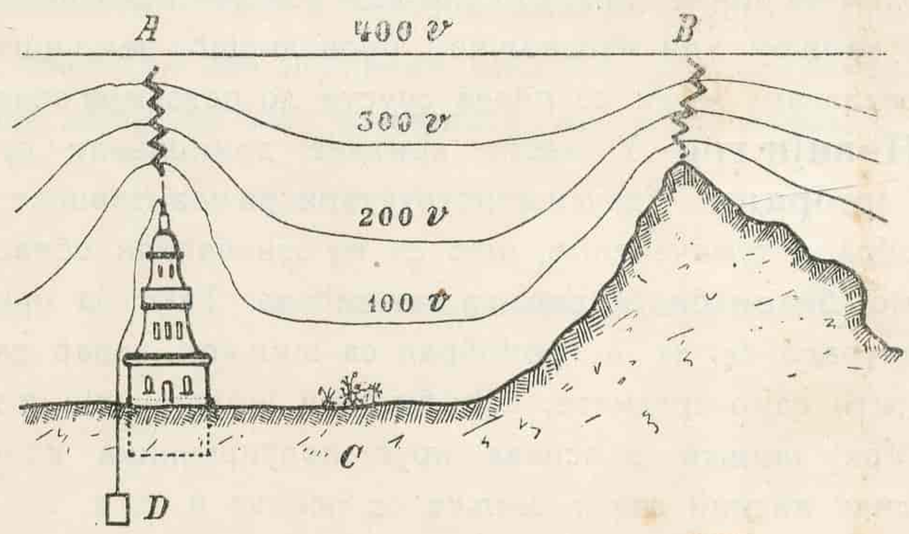
Појава електричног уплива. Ради разумевања дејства громобрана, користићемо се познавањем појава под именом електричнога уплива или *инфлуенције*. Познато је, кад се неком електризованом проводнику или систему једнако електризованих проводника приближи други слабије или јаче електризован или шта више супротно електризован проводник или систем проводника, онда наступа појава дислокације, размештања, дакле и кретања електрике. Овом појавом владају сложенији закони од закона о привлачењу и одбијању неједнако електризованих проводника.

Пробојно испражњење. С тога су и појаве, које наступају при евентуалном напуштању проводника од стране електрике и при наглом бурном премештању електрике са проводника на проводник, веома сложене појаве. Оне су познате под именом *дисруптивног или пробојног* испражњена електрике и обелодањују се електричним светлацем. Овај се светлац зове мњом, кад испражњење електрике бива између два система као што су облаци или облак и земља. Електрична енергија, која при томе веома нагло мења свој облик производи разне појаве: као интензивно развијање топлоте и светлости, те запаљује сагорљиве предмете а растапа метале; врши се механички потрес проводника електрике и отуда праскави звук и механичко разоравање; врши се хемиско дејство струје као озоновање ваздуха, а кад што се врши и физиолошко разоравање организама услед механичких потреса, топлотних и хемијских дејстава. Све су то последице грома, треска, стреле ит.д.

Први је амерички патриота Франклин 1753 г. помоћу змаја хватао громове и начинио сталну направу за зграде, којом би ове биле заштићене од грома. То је тако звани „Франклинов громобран“ са шиљком.

* * *

Порекло атмосверске електрике. Постанак мње и дејство громобрана може укратко овако да се протумачи. Земља је електризована и то негативном електриком. Она има своју атмосферу, у којој лебде системи ситних водених капљица — облаци. Они су позитивно електризовани у различној мери. Ово супротно електризовање земље и облака последица је процеса испаравања (по Palmeri-овој теорији); при чему молекули воде који одлазе као пара односе собом позитивну електрику, а подлога земља постаје негативно електризована.



Кад је све на миру, ступањ електричности земље и предмета на њој има неку вредност престављену оним што се зове земни електрични потенцијал. Овај је узет за релативну нулу од које се мере ступњи електричности — електр. потенцијали — свију од земље изолованих тела. Површина земље, као проводника, јесте површина једнаког, нултог потенцијала. Од земље у вис вредност ступња електричности расте.

У супротноме правцу тежи електрика облака ка земљи, и то тим јаче у колико наглије опада потенцијал од облака ка земљи, или, по теорији електричних нивоских површина, у колико су гушће ове нивоске површине, које можемо замислити повучене у околини земље. (Сл. 1.)

Према изложеноме, у датој прилици бурно електрично испражњење облака најпре ће потећи путевима као А и В. Гром тада „не удара у коприве", С.

Стари громобрани. Да би се разоравајуће дејство муње смањило старали су се људи, да начине проводан пут електричној струји А D. С тога су на зградама и другим узвишеним предметима близу њих утврђивали металне шиљкове изоловане од грађевине, али проводно спојене са земљом, као великим резервоаром, који може да прими велике количине електрике, а да тиме не порасте њен потенцијал. Разоравајућих дејстава при проводном отицању електрике не би било, кад не би било препреке овом отицању. Као што је познато, претварање енергије и радови се врше само при савлађивању препрека.

Мислило се дакле, и данас многи мисле, да ће се отклонити препреке бурном отицању атмосферске електрике у земљу, ако се начини добра проводна веза између једног шиљка утврђеног на врху зграде и добро проводног слоја земљиног. Тако је постао Франклинов, 1754. г., и Ге-Лисаков, 1826., громовођа, чији су саставни делови: један или више гвоздених на врху позлаћених шиљака спојених помоћу гвоздених или бакарних жица или ужета са земљоводом. Као земљовод употребљавао се и употребљује се још бакарна или лимана плоча укопана што дубље у земљу, или у бунар или мрежа водоводних или гасоводних цеви.

Искуство је показало, да овакав громобран није поуздан заштитник од грома. Дешавало се да гром удари у зграду уза саму шипку громобранову (пример на старој железничкој станици у Анверсу). Овакве су случајеве објашњавали прекидом громовоће, а кад се увидело, да то није било истинито, онда хрђавим земљоводом на пример недовољним додиром земљоводне плоче са земљом или недовољном проводношћу земљишта, и предлагано је да се плоча спусти до подземне воде.

Новији громобрани. У место критике домишљали су се други конструктери, да неактивност громобрана тумаче тиме, што су му означавали сбласт, у којој би он био кадар, да заштићава. Тако на пример сматрало се, да је громобран са шиљком кадар да заштити само предмете, који би били у купи, чије је теме у врху шиљка а основа круг полупречника који је једнак висини самог шиљка од основе и т. д.

У томе низу мисли постао је громобран Мелсенов 1861. г. У њему је већи број кратких шиљака уједињен у облику снопа или прамена шиљака· ови су спојени помоћу више проводника међусобно и са неколико земљоводних плоча. Овим системом, може се рећи да је умањена, ако не и отклоњена, вероватност прекида громовоће и земљовода. Па ипак ни овај систем није задовољио очекивања: и даље се дешавало, да је громобран био непоуздан.

Потпуно савршен громобран. Најпосле се користише конструктери заштитним дејством Фарадијевог кавеза. На име да би показао да електрично дејство електризованих тела не продире у унутрашњост телесног проводника, или у простор потпуно опкољен проводником, Фарадије је начинио кавез и овај обложио штањолом, ушао је у њега и са најосетљивијим етектроскопом није опазио ни трага дејства, у кавезу, док је његов помоћник с поља јако електризовао тај кавез.

Позната је осим тога чињеница, да атмосферска електрика није нигде оштетила оклопњаче, убојне лађе. И у тој чињеници је потврда Фарадијевог закључка, јер се не може рећи да громови не ударају у убојне лађе, напротив на морима су поглавито у тропским пределима буре честе и удари грома у врхове таласа и бродове такође.

Према свему најбољи би био громобран за зграде потпун метални оклоп.*) Кад то у опште није практично са конструктивног и економског разлога, онда би било потребно, а као што је показао Maxwell и довољно, да се начини потпуна метална мрежа, којом би била зграда омотана: кров и спољни зидови.

Практички громобрани. Данас се разумно тако и граде громобрани, премда и то ретко. Ради отклањања светлаца у унутрашњости зграде, било директних било бочних, препоручује се, да се користимо свима металним деловима који сачињавају конструктивне делове зграде, којих код модерних грађевина има у знатној мери, и да се сви ти метални делови (трегери, мреже ојачаних бетона и т. д.) повежу проводним начином међусобно и са земљоводима. Увиђа се међутим како је тешко извршити и одржавати ову металну проводну везу. Свакојако могу се при конструкцији громобрана корисно употребити сви спољни метални делови грађевине, као: метални кровови, металне кровне оградице, слемени лимови, олуци и чункови. Све ове делове ваља повезати међусобно лиманим каишима и оваквим лиманим каишима покрити као мрежом оне делове зграде на њеној површини, који немају довољно металних делова, и најпосле целу тако добивену мрежу продужити до довољног броја земљовода. Ови земљоводи не морају бити дубоко у земљу укопани, како се негда погрешно мислило. Довољно их је просто укопати.

Дакле укратко, могу се сматрати као бескорисни громобрани начињени по систему Франклинову и Ге Лисаковом. Мало су бољи громобрани Мелсеновог система. Никакве помоћи од позлаћених шиљака и од бакарних ужета са дубоким земљоводима, које је све

*) Бугари имају у Цариграду једну гвоздену Цркву. Њу извесно гром неће нигда оштетити.

троје имало тобожњи задатак добрих проводника за бурну струју атмосверске електрике.

Особине бурне струје, каква је електрична струја при испражњењу атмосверске електрике много су различне од особина струја трајних по јачини. Многи и данашњи громобрани граде се с обзиром на познате особине електричних струја овако трајног режима. Тиме се и објашњава неактивност тих громобрана.

Доиста бурна струја од испражњења атмосферске електрике не само да је промењивога режима, него је и наизменичног осцилатног карактера, као што је свака струја, која се манифестује светлацем, осцилатног карактера. Отпор, којим се неко коло проводника противи проласку такве струје не зависи много од димензија и материјала проводника, од кога је начињено то коло, колико зависи од облика тих проводника, од средине, у којој су ти проводници и од брзине промењивања напона и јачине те струје. Ефективни отпор неког кола према струјама бурног и осцилатног карактера далеко је већи од омског отпора његовог и то ефективни је отпор тим већи, чим је већа брзина промењивања напона и јачине струје, чим је већа „*самоиндукција*“ кола, то јест чим је већи број завојних кривина проводника у колу, и чим има више магнетних тела (гвожђа) у околини проводника. Осим тога ефективни отпор кола проводника према бурној струји осцилатног карактера тим је мањи, што је већи електрични такозвани *капацитет* кола, дакле, чим је већа површина проводника у колу.

Кратке напомене за грађење громобрана. С тога громобране ваља градити од више проводника, са што мање кривина, а од немагнетних метала и то релативно велике површине, дакле у облику трака у место од једноставних шипака, жица или упредених каблова. Ови проводници не треба да су изоловани од зграде како се обично мисли и поступа, него они могу на површину зграде потпуно налегати, и треба их притврдити само са разлога механичких.

При овоме ваља се поглавито обзирати на димњаке. Искуство је показало, да гром често погађа димњаке, и то бива са два разлога: прво димњаци су најчешће највиши делови зграде; и друго при наложеној ватри пење се изнад ватре у димњаку и ван њега стуб топлих гасова помешан са прашним угљеном — димом. Такав стуб у обичним приликама дејствује *превентивно* однашајући електрику упливисану у земљи електриком неког облака, кад јој се овај примиче. Али при бурном времену ово је превентивно дејство сувише споро, и недовољно а поменути стуб је проводник бурној струји, те ова њиме и пређе у земљу причињавајући често разорна дејства.

Мени је познат један сличан удар грома: димњаком једне усамљене кућице на релативно отвореном равном пољу муња је сишла до наложене отворене ватре, и опекла је и парализовала два лица, која су била око те ватре.

Громобрани за мале зграде Ради заштите малих сеоских зграда код којих је важно, да громобран не буде скуп, препоручује Findeisen, да се употреби гвоздена цинкована жица, да се ова проведе свима спољним ивицама зграде, и ова мрежа да се заврши изнад димњака тако, да крајеви жице штрче на врху димњака у сблику перјаница; све пак жице, које иду наниже, да се споје са једном жицом укопаном у земљу око целе зграде у наоколо.

Реткост „удара“ грома. Питање је сада: зашто су ипак ретка разорна (деструктивна) дејства од удара грома у грађевине и без громобрана или са лошим громобранима? Просто са разлога, што пре удара грома обично падне киша. „Редак гром из ведра неба“ стара је истина. Киша овлажи цео кров и при ветру и по које платно зграде, увек пак још и лимана слемена, олуке, чункове и земљу. Тиме се знатно увећа капацитет кола и створи најбољи пут бурној атмосверској електрици — у земљу.

Оверавање громобрана. У циљу оверавања громобрана начињене су нарочите справе. Овима се мери омски отпор кола: земља, земљовод, громобран, земља. И ако су закључци о исправности громобрана, донесени на основу ових мерења, посве непоуздани ипак се препоручује извршење оваквих мерења, јер се тиме сазнаје да ли су испуњени најмањи захтеви о непрекидности кола и његовом омском отпору.

Написах ово неколико мисли о громобранима за зграде, да би оне биле од користи нашим грађевинарима.

11.—III.—1908. г.

Д-р **Стеван Марковић.**

Мостови од ојачаног (армираног) бетона.

I. Врсте бетонских мостова.

Према статичком дејству носача разликују се два типа мостова: а) *мостови са правим носачима* (гредни мостови); б.) *лучни мостови.*

Све разне системе мостовских конструкција од ојачаног бетона основане су на једнаким принципима и разлика је између појединих система само у облику носача или у начину употребе у распореду гвозденог скелета (арматуре).

Бетонских гредних мостова има готово свију врста као и код досадањих конструкција. Од бетона се граде:

1.) **Пропусти и канали.**

2.) **Мостови са ребрастим носачима.** Код ових се мостова носачи постављају испод плоче која носи коловоз. Употребљавају се само за веће распоне, код довољне конструктивне висине;

3.) **Носачи са коловозом доле.** Граде се за веће распоне, кад је конструктивна висина ограничена И код ове врсте мостова, као и код гвоздених, оба главна носача носе конструкцију коловоза, која се састоји из плоче подупрте секундарним попречним и подужним носачима;

4.) **Решеткасти носачи** са коловозом доле или горе; и

5.) **Испуштени или консолни носачи.**

Мостовски носачи сами по себи или су *слободно подупрти*, или су *континуивни* или *лучни* (узидани лучни носачи). У самој ствари потпуног узиђивања не може никад бити; напротив узиђавање може бити само делимично нарочито ако су и стубови за мост сграђени од бетона. О овој околности се мора водити рачуна у толико пре, што се при рачунању конструкција као слободно подупртих при распореду арматуре мора обратити пажња и на то, *да се у близини ослонца могу појавити негативни моменти савијања.* Кад се граде континуивни носачи, онда њихови међустубови морају имати добар и сигуран темељ. То исто важи и за лучне мостове, код којих стубови (одупирци) морају бити непокретљиви.

II. Начин спајања гвожђа (арматуре) са бетоном.

Напоменули смо, да је моћ лепљивости малтера са гвожђем врло знатна.*) Да би било присније везе између бетона и гвожђа, гвоздеве шипке, које се употребљују за арматуру морају се нарочито обрадити на њиховим крајевима.

За арматуру се употребљују већином и готово искључиво округле гвоздене шипке од 10 до 40 m. m. у пречнику од топљеног гвожђа (Flusseisen). Ковно се гвожђе (Schweisseisen) ређе употребљује јер му је мања јачина. По потреби узимају се две, четири, осам или више шипака једна поред друге или у редовима. Шипке изложене истезању треба на њиховим крајевима, пошто се претходно загреју, савити у виду папка (сл. 1.) да би чвршће лежале у бетону. Готово искључиво се употребљују праве шипке; изузетно се узимају савијене шипке за лучне мостове. Даље се код Möller-овог система за арматуру употребљују и пљосната гвожђа, на која се занитују мала угаона гвожђа а носећа ребра израђују се по линији момента савијања. Употребљују се и разна фасонска гвожђа, а сем тога се бетон умотава са танким спиралним гвожђем са ниским ходовима (систем Considère).

Код континуивних носача, који на ослоначким тачкама трпе напрезања од негативних момената савијања, треба половину гвоздених шипака пресавити и тако их положити, да оне у средини распона дођу ближе доњој површини носача, а на ослоначким тачкама, напротив, да се приближе горњој површини (сл. 2.), да се дакле шипке изнад лежишта поставе близу и горње и доње површине носача. Код мањих распона шипке прелазе без прекида и преко лежишта.

Поједине се шипке спајају међусобом (сл. 3.) на следеће начине:

а.) шипке се положе једна поред друге и обе се обмотају жицом.

б.) шипке се спајају помоћу двојног завртња.

в.) шипке се спајају заваривањем у ватри. Заварени делови шипака постављају се у близини лежишта а код узиданих носача на њиховим превојним (инфлексионим) тачкама. Код гвоздених делова изложених притиску (арматура у стубовима) спајање се врши парчетом од гасне цеви у коју се увуку крајеви обеју шипака.

За пријем секућих (смичућих) сила служе *узенгије* (Bügel, etriers) (сл. 4.), које се граде од пљоснатог гвожђа 30—60 mm. ширине и 2—4 mm. дебљине или и од округлог гвожђа, које се савија делом у загрејаном делом у ладном стању. Понеки конструктери за арматуру граде делимичну или потпуну мрежу од гвожђа и употребљују и ваљане гвоздене носаче, а код неких се система узенгије утврђују *директно* на гвожђа. —

III. Пропусти и канали.

Пропусти су мостови у маломе стилу и служе за спровођење мањих водотока испод путева и железничких насипа. Пропусти имају два паралелна зида — стуба — и међупростор се покрива плочом. Граде се и двојни пропусти са средњим стубом, који се умеће да се скрати распон плочи. Од значаја је положај пропуста, према насипу нарочито код постројења за одводњавање, где се граде на најдубљем месту испод насипа, због тога их треба по могућству увек постављати управно на правац насипа. *Стубови* и *крила* за пропусте граде се од ломљеног камена у цементном мал-

*) Срп. Техн. Л. стр. 59 год. XVIII.

теру а ређе од цигаља. Код сумњивог земљишта темељи се граде од набивеног бетона, а у понеким случајевима и од армираног бетона. Унутрашње стране стубова граде се вертикално а спољашње под нагибом (косо) или у виду степена ради боље стабилности. Дебљина стубова износи у обичним приликама најмање 50—60 см. Само кад се целокупан пропуст гради од армираног бетона сме се узети мања дебљина за стубове од напред изложене. Кад се и стубови граде од армираног бетона, онда се, из обзира на земљишни притисак, арматура поставља на унутрашњој страни стубова. Грађење стубова од армираног бетона само је онда оправдано и корисно, ако арматура образује једну целину са стубовима, плочом и темељном плочом и тада имамо посла са једним правоугаоним цевастим пропустом (сл. 5.)

За обичне случајеве довољна су два паралелна стуба. Напротив, кад је потребан већи отвор за протицање воде, онда се препоручује, да се уметну један, два, највише три стуба, да би се избегле сувише тешке плоче. Овакви су пропусти пробитачни и имају практичне вредности само онда, када је незнатна коструктивна висина, у противном је случају практичније градити заведене пропусте.

Кад су темељи сумњиве природе, онда се стубовима морају додати довољно широке темељне стопе. Може наступити и случај фундирања на шиповима или помоћу бунара. У таквим случајевима препоручљиво је градити темељну плочу испод целог пропуста, која ће уједно служити и као дно пропуста и коју треба ради боље поделе терета за 20—30 см· проширити ван стубова. Да би се добила коритаста површина за отицање воде, може се дно испод пропуста поплочати, или саградити око 20 см. дебелу калдрму у хидрауличком малтеру. Кад су темељи стубова подвојени, с претпоставком да је темељ добар, онда је довољна 15—30 см. дебела калдрма на песку или шљунку. На дну дужих пропуста са одвојеним темељима на њиховом почетку и свршетку као и између ових граде се 50—60 см. у квадрату спојни зидови (Herdmauer). —

Плоче за покривање пропуста постављају се на стубове тако, да се ћошкови избегну, јер се тада може на лежиштима скупљати вода. Ћошкове треба дозидати или круну зида на неки начин закосити.

За ширину плочиног лежишта важи правило ширина лежишта $\geqq$ дебљини плоче. Ако је само један отвор, онда је довољна слободно лежећа плоча која се гради на лицу места помоћу оплате. За мале распоне може се покривач израдити у фабрици у комадима од 1,00 метра дужине. Тиме се штеди на оплати није потребно дуго задржавање прекида у саобраћају при грађењу и лако је за растурање када треба пропуст чистити.

Препоручује се са статичког и економског гледишта, да се плоче у њиховој средини саграде дебље но на крајевима и да им се да облик, који одговара линији максималног момента. Овим се постизава прво то, што се води рачуна о опадајућем или растућем моменту савијања и друго, што се лакше одводи метеорска вода са пропуста. Ово одводњавање постизава се одговарајућим насипањем односно бетонисањем. Код сложених пропуста, који су покривени плочама положеним једне поред друге препоручује се бетонисање.

За одупирање насипа на пропусту граде се на чеоним странама плоча мала узвишења, која спречавају клизање бокова насипа. Сем тога корисно је на ивици плоче одоздо направити и капавицу (Wassernase). —

Дилетационе фуге су само онда потребне, кад је дужина плоча за покривање већа од 10—15 мет. У таквим се случајевима поједина парчета плоча раздвајају уметком од хартије и све се подеоне фуге добро покрију. И поред свега тога, опет се мора омогућити извесно покретање појединих плоча.

На место камених плоча употребљују се плоче од обичног бетона само онда, кад су распони сасвим мали Оне се претходно саграде и онда полажу као и плоче од природног камена. —

Употреба бетонских плоча је ограничена, јер код мало већих распона потребна је знатнија дебљина плоча, и због тога су оне скупље од камених плоча. —

За обичне случајеве, потребно је плоче армирати. За арматуру плоча мањих распона довољне су само носеће шипке, које треба поставити што ближе доњој површини плоче. Код већих распона и већих оптерећења треба сваку другу носећу шипку пресавити навише; ако је ширина плочиног лежишта већа, онда може бити говора и о делимичном узићивању плоче, јер се у том случају на лежиштима мора водити рачуна и о негативним моментима савијања. Ако су стубови саграђени од бетона или ојачаног бетона и са плочом образују једну целину, онда треба на крајњим тачкама начинити нарочито јаку арматуру, са јаким ленгерима (Verankerungen), узенгијама и подеоним гвожђем (Verteilungseisen).

За арматуру се по правилу узима округло гвожђе. У Америци се узима и Streckmetal за мање пропусте као основа у плочи; код већих пак пропуста поред тога узимају се још и округле гвоздене шипке. У овом случају Streckmetal замењује подеоне шипке. Мање се употребљују ваљани носачи, који се полажу у бетон као у слици 6.

Кад имамо два или више отвора онда се они могу са потребним бројем обичних плоча покрити, које треба у доњој зони армирати. За одвођење воде је потребно нарочито бетонисање као што сл. 7. показује. Напротив ако се употреби једна заједничка плоча за све отворе, онда ће се изнад потпорних зидова у границама целокупног отвора пропуста појавити негативни моменти. Треба дакле на овим местима у горњој зони плоче поставити арматуру за пријем напрезања на истезање, која се ту појављују. Такве се плоче граде на крајевима тање а у средини дебље, и нарочитим насипањем постизава се боље одводњење. И пропусти са више

отвора само су онда практични када немамо довољну конструктивну висину, у противном случају бољи су засведени пропусти.

Кад је у темељу хрђаво земљиште онда се препоручује да се темељна плоча (стопа) изради од армираног бетона. Арматуру треба тако распоредити да одговара променљивој појави напрезања на притисак и истезање. —

Дебљина плоче варира између 15 и 40 см. према томе, да ли се она употребљује за железничке или друмске пропусте са нормалним или високим насипом. Код железничких пропуста између нивелете насипа и плоче мора бити најмање 80 см. висине, а код друмских пропуста најмање 40—50 см. За веће распоне није препоручљиво покривати пропусте обичним плочама, јер би њихова сопствена тежина била сувише велика. У таквим случајевима када се немогу градити лучни пропусти боље је узети покриваче са ребрима и отвор пропуста поделити са међу стубовима.

Продирање земљине влаге спречава се глатким цементним премазом. Исту услугу чини и изолација са асфалтом. Асфалтни премаз мора се израдити и преко горњег дела стуба. Између плоче и стубова умеће се нарочита подлога од асфалтног филца.

За изолацију се даље употребљују премази од флуата, мастикса и др. који не пропуштају воду; ипак сва ова сресства могу да испуцају при покретању плоча, пошто су чврста и прилепљују се за зид, Због тога се за сада највише употребљује асфалтни филц, који се тешко цепа и јако је растегљив. И унутарње стране канала морају се на одговарајући начин осигурати од шкодљивог дејства посведневне воде, која садржи у себи киселине. Нарочито штетно дејствују на бетон воде са сумпоро-киселим солима (н. пр. гипс.). У свима таквим случајевима на првом месту препоручују се премази који не пропуштају воду. —

IV. Прорачунавање плоча.

Ред прорачунавања при пројектовању пропуста и канала покривених, обичним обострано слободно подупртим плочама следећи је:

Нека је чист отвор пропуста l'. Према распону и оптерећењу изабере се дебљина плоче h = 15 до 40 см. *Потпорна дужина плоче*, која се уноси у рачун одређује се из обрасца

$$l = l' + h \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \text{(в. сл. 8)}$$

за ширину лежишта плочиног узима се

$$b \geqq h$$

Висина насипа нека је δ (срав. сл. 9 и 10) и његова тежина $= \gamma$ (обично 2000 кгр/m³). Кад са $\gamma_1 = 2400$ кгр/m³ означимо и сопствену тежину армиране бетонске плоче, онда ћемо изнаћи *укупно оптерећење од сопствене* тежине у кгр/m² по обрасцу

$$g = \gamma . \delta + \gamma_1 h$$

Ово је оптерећење равномерно подељено на l метара и према томе *моменат савијања од сопственог терета* биће

$$Mg = \frac{g \, . \, l^2}{8}$$

Код мањих распона појединачни концентрисани терети, као покретно оптерећење, неповољније дејствује него ли подједнако подељено оптерећење од људске навале. Означимо са P терет точка једне локомотиве или ваљка, који дејствује у средини плоче, па ћемо за *моменат савијања од прелазног терета добити*

$$Mp = \frac{P \, . \, l}{4}$$

Ако узмемо према сл. 9. да се терет точка распростире по насипу до бетонске плоче у свима правцима под извесним одређеним углом α (= 45° до 60°) онда је *раздеона површина* од прелазног оптерећења

$$F = s \, . \, t$$

Како се одређују количине s и t види се из сл. 9. Означимо са a ширину наплатка, са 10 дужину притиска од точка у см. и ако се подела терета раздељује под углом од 45°, онда је:

$$s = 10 + 2\delta$$
$$t = a + 2\delta$$

Према овоме на јединицу површине долази прелазно оптерећење од

$$p = \frac{P}{s \, . \, t} \text{ кгр}$$

Према овоме добили би за *саобраћајни моменат*

$$Mp = \frac{p \, . \, l^2}{8}$$

Кад имамо довољну попречну арматуру од подесних гвожђа (Yerteilungseisen) онда се може према сл. 10 рачунати на сљед. начин, пошто је

$$s = 10 + 2\delta \text{ (ако је } \alpha = 45^0)$$

и

$$A = \frac{P}{2}$$

Моменат у средини плоче биће:

$$Mp = A \, . \frac{l}{2} - \frac{P}{2} \, . \, \frac{s}{4}$$

$$Mp = \frac{P}{8} \left(2l - s \right)$$

Да би се и дејство од удара точкова узело у обзир, препоручује се, да се вредност за Mp увећа за известан проценат.

Према овоме, пошто се код слободно подупртих плоча највећи моменат савијања (нападни моменат или

моменат спољашњих сила) појављује у средини плоче те *целокупни моменат* износи:

$$M_{max} = M_g + M_p$$

Због тога се плоче у средини граде дебље а на крајевима тање у облику рибљег трбуха. Највећа је вертикална сила на лежишту и она износи;

$Q = \frac{pl}{2}$ кад је оптерећење подједнако раздељено.

Потребан гвоздени пресек (арматура) одређује се на следећи начин:

Условићемо да бетон на себе прима само напрезања на притисак и то у оним деловима конструкције, који су изложени притиску. а гвожђе да даје отпора целокупном истезању у деловима у којима се истезање појављује. Узећемо и овде као и код хомогеног материјала закон пропорције и да је површина у којој силе дејствују равна. Одстојање неутралне осе од горње ивице плочине рачуна се по обр. 21. не стр. 61. стручног дела С. Т. Л. за 1907. год. који гласи:

$$X_o = \frac{n\,Fe}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{2\,.\,b\,.\,d}{n\,Fe}} - 1\right]^{*)}$$

Највеће напрезање бетона на притисак рачуна се по обр. 22, који гласи:

$$\sigma_b = \frac{2M}{bX_o\left(d - \frac{X_o}{3}\right)} \text{ кгр/см}^2$$

а истезање у гвожђу по обрасцу 23.

$$\sigma_e = \frac{M}{Fe\left(d - \frac{X_o}{3}\right)} \text{ кгр/см}^2$$

Код једне плоче, која је постављена на пропуст преко целога распона, један пар точкова дејствује најнеповољније, када се точкови поставе уза саму пешачку стазу, дакле што је могуће даље од уличне подужне осовине односно од уздужне осе пропуста. Нека је нпр. ширина пута 7,0 мет. Обрачунајмо са обе стране по 1,00 м. за пешачке стазе, онда остаје за коловоз 5,0 мет. Ваљак је постављен уза саму пешачку стазу (сл. 11.) Ивично напрезање, које дејствује на јединицу плочине ширине рачуна се по обрасцу:

$$K = \frac{2\,.\,6500}{7}\left(1 + \frac{6\,.\,1{,}45}{7}\right) = 4165 \text{ кгр.}$$

Сад ћемо узети, да је израчуњена вредност $= P$ и да овај појединачни терет P дејствује на појас плочин од 1,00 мет. ширине.

Разуме се, да код жељезничких пропуста овакав положај терета, није могућан, јер се шине полажу симетрично према средини пропуста.

Нарочито прорачунавање ослоначких зидова са обзиром на притисак земље са стране, потребно је само онда, кад је висина H пропуста већа. У свима осталим случајевима довољно је *дебљину зида* одредити по обрасцу.

$$d = 0{,}3 \text{ до } 0{,}4\,H$$

Земљишни се притисак може графички или аналитички да одреди. Код мањих пропуста допуштено је, да се трење између земље и зида може занемарити. Код на гибног угла $\gamma = 37^0$ приближно је земљишни притисак од попуњавања

$$E = {}^1/_8\,\gamma\,h^2$$

а земљишни притисак од насипа је:

$$E' = \frac{1}{4}\,\gamma'\,h$$

E и E' односе се на 1,0 мет. дубине.
$h =$ висини зида.
$\gamma =$ тежини земље у кгр/м³.
$\gamma' =$ тежини насипа „ „

Овако упрошћена одредба земљишног притиска тим је више оправдана него да резултат испадне неповољнији, а с друге стране и цела теорија о земљишном притиску није ни до данас потпуно објашњена.

Темељне плоче прорачунавају се као носачи на два или више ослонца са равномерно подељеним оптерећењем. Стубови представљају потпорне тачке а равномерно подељено слегање земљишта је оптерећење q. Код пропуста са два отвора имамо посла са позитивним и негативним моментима.

Бројни пример

Статички прорачун једног жељезничког пропуста са два отвора.

1.) **Испитивање плоче.**

Осовина пропуста са осом жељезничког насипа образује угао од 15°10'. Плоча стоји управно на правац пропуста. Чист је отвор = 1,95 мет.

Узећемо сада једну пантљику плочину управну на пропуст од 1,0 мет. ширине. Даље ћемо узети, да на ову пантљику дејствује, као прелазно оптерећење, осовински притисак једне машине од 20 тона. Са претпоставком, да се овај осовински притисак, како у подужном тако и попречном правцу, раздељује под углом од 45°, добиће се према сл. 12. и 13. као подједнако подељено прелазно оптерећење

$$p = \frac{20000}{1{,}95\,.\,3{,}35} = \sim 3080 \text{ кгр/м}^2$$

Стално оптерећење састоји се из сопствене тежине:

насипа [1,3 — 0,15 — 0,23]. 1600	= 1472	кгр. на тек. м
колосека	= 28	„ „ „ „
средње тежине пројект. плоче	= 560	„ „ „ „
Укупно	g = 2060	кгр. на тек. м.

*) Овај образац боље је писати у овом облику:

$$X_o = \frac{n\,Fe}{d}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2\,.\,b\,.\,d}{n\,Fe}}\right]$$ да не би било збрке, да ли — 1 долази под корени знак или не.

Плоча се рачуна као носач на три ослонца (сл. 14) дакле је континуивни носач. Аналитички максимални моменат за пресеке између ослонца биће на оном месту, за које $qx - Ra = o$ а то је у пресеку који је за $x = 0{,}4\,l$ удаљен од левог ослонца, а саме вредности момената на томе месту јесу.

$$Mg = +0{,}07 \;.\; 2060 \;.\; 2.2^2 \;.\; 100 = +\;69800 \text{ см. кгр.}$$
$$Mp = +0{,}095 \;.\; 3080 \;.\; 2.2^2 \;.\; 100 = +\;141700 \;\;,,\;\;,,$$
$$Mp = -0{,}025 \;.\; 3080 \;.\; 2.2^2 \;.\; 100 = -\;37300 \;\;,,\;\;,,$$

Према овоме максимални моменат износи

$$Mmax = 69800 + 141700 = 211500 \text{ см кгр.}$$

Одговарајући пресек гвожђа (арматура) изналази се на овај начин (в. сл. 15)

одређено је $\sqrt{Mmax} = \sqrt{211500} = \sim 460$

Унапред ћемо узети да је:

пречник шипака $d = 13$ m.m.
висина плоче $h = 20$ см.
одстојање арматуре од доње површине плочине $a = 2$ см.

Ове дате количине одговарају једном одређеном коефицијенту К за $(h - a) = d$*)

$$(h - a) = K\sqrt{Mmax}$$

Одавде је

$$K = \frac{(h = a}{\sqrt{Mmax}} = \frac{(20 - 2)}{460} = 0{,}0391.$$

Према овоме потребан пресек гвожђа за однос напрезања $\frac{\sigma e}{\sigma b} = \gamma = 25$ биће

$$Fe = 0{,}0291 \;.\; 460 = 13{,}39 \text{ см}^2$$

дакле, морају се у једном метру плочине дужине да употребе 11. ком. шипака од 13 mm. пречника чија је укупна површина $Fe = 14{,}63$ см²**)

Контролно испитивање по пруским службеним одредбама врши се по образцима:

$$x = \frac{n \;.\; Fe}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{2 \;.\; b\,(h - a)}{n \;.\; Fe}} - 1\right]$$

Овди је $n = 15$ (види стр. 61. Срп. Техн. Листа за 1907 г.) за Fe је добивено 14,63 см², $b = 100$ см. а $(h - a) = (20 - 2)$ и онда сл добија за

$$x = \frac{15 \;.\; 14{,}63}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{2 \;.\; 100\,(20 - 2)}{15 \;.\; 14{,}63}} - 1\right] = 6{,}9 \text{ см.}$$

*) У следећем рачунању количину d из обр. 21, 22, 23 и осталим изложеним у „основи за статичко рачунање конструкција од бетона и ојачаног бетона“ замењиваћемо свуда са $d = (h - a)$ где h има пређашње значење (висина носача) а а значи одстојање арматуре од доње ивице плочине или носача. —

**) Како је у обрасцу за Fe дошао коефицијенат 0,291 на место коефицијента 0,0391 објаснићемо у додатку на крају овог написа, где ћемо додати и потребне таблице.

Даље је

$$\sigma b = \frac{2M}{b \;.\; x\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} \text{ кгр см}^2$$

Сменом вредности добија се:

$$\sigma b = \frac{2 \;.\; 211500}{100 \;.\; 6{,}9\,(18 - 2{,}3)} = 38 \text{ кгр/см}^2$$

и напослетку по обр.

$$\sigma e = \frac{M}{Fe\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} \text{ кгрсм}^2$$

сменом се добија за

$$\sigma e = \frac{211500}{14{,}63\,(18 - 2{,}3)} = 920 \text{ кгрсм}^2$$

Код континуивних носача максимални моменат изнад ослонца рачуна се по обр.

$$Mg = -0{,}125 \;.\; 2060 \;.\; 2{,}2^2 \;.\; 100 = 124630 \text{ смкгр.}$$
$$Mp = -0{,}125 \;.\; 3080 \;.\; 2{,}2^2 \;.\; 100 = 186340 \;\;,,$$
$$\text{Укупно} = \sim 311000 \text{ смкгр.}$$

Дакле плоча изнад ослонца треба да има пресек означен у сл. 16. Одговарајући пресек гвожђа (арматура) изналази се на следећи начин (срав. прошли рачун)

$$\sqrt{Mmax} = \sqrt{311000} = 558$$

$$K = \frac{24 - 2}{558} = 0{,}0394$$

онда је према одговарајућој таблици у додатку за $\gamma = 25$

$$Fe = 0{,}0291 \;.\; 558 = 16{,}24 \text{ см}^2$$

Дакле, морају се узети 13 шипака округлих, на 1 мет. плочине дужине, чија је површина $Fe = 17{,}29$ см².

Контролни рачун по обрасцима у пруским прописима је овај:

$$x = \frac{15 \;.\; 17{,}29}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{200 \;.\; 22}{15 \;.\; 17{,}29}} - 1\right] = 8{,}93 \text{ см.}$$

$$\sigma b = 37 \text{ кгрсм}^2$$

$$\sigma e = 936 \text{ кгрсм}^2$$

2.) Испитивање подупирних зидова (стубова).

Подупирни се зидови рачунају као обични носачи, чије обостране ослонце представљају плоча за покривање и темељна плоча. Највећи притисак у ослоначком зиду појавиће се, кад се позадно пуњење оптерети са прелазним теретом и највећи ослоначки притисак од плоче дејствује на подупирни зид (стуб).

Највеће се истезање појављује, када се позадно пуњење — оптерети прелазним теретима и када дејствује најмањи ослоначки притисак од плоче.

Претходно се одређују *напрезања у стубовима*,

која производе земљишни притисак и терет насипа Она овде износе и то,

оптерећење од насипа 1,3 . 1600 = 2080 кгр м²
оптерећење од прелазног терета = 3080 „ „

Укупно = 5160 кгр м²

Земљишни притисак од оптерећења износи приближно:

$E' = \frac{1}{4} g h = \frac{1}{4} 5160 . 2,0$ 2580 кгр. на 1. м. дубине и земљишни притисак од позадног насипања износи:

$E = {}^1/_8 \gamma h^2 = {}^1/_8 1600 . 2,0^2 = 800$ кгр. на 1. мет. дубине.

Оптерећење стуба састављено је, дакле, укупно из једног троугластог и једног равномерно подељеног оптерећења које ипак представља оптерећење у виду трапеза. Страна правоугаоника износи (сравни сл. 14)

$$a = \frac{E'}{h} = \frac{2580}{2,0} = 1290 \text{ кгрм}$$

а дужина стране троугла:

$$b = \frac{2E}{h} = \frac{2 . 800}{2.0} = 800 \text{ кгрм}$$

Из овога се одређује положај опасног пресека на зиду (тежиште трапезне површине) из обр.

$$x = \frac{2,0}{3} \cdot \frac{1290 + 2 (1290 + 800)}{1290 + (1290 + 800)} = 1,08 \text{ мет.}$$

Максимални моменат онда износи:

$$Mmax = A . x - \frac{a . x^2}{2} - \frac{c . x^2}{2 . 3} = x \left[A - \frac{x}{2} \left(a + \frac{c}{3}\right)\right]$$

$$c = \frac{b . x}{h} = \frac{800 . 1,08}{2,0} = 432 \text{ кгрм}$$

$$A = \frac{a . h}{2} + \frac{b . h}{2 . 3} = 1290 + \frac{800}{3} = 1557 \text{ кгрм}$$

$$Mmax = 1,08 [1557 - 0,54 (1290 + 144)] = \sim 850 \text{ мкгр}$$
$$= 85000 \text{ смкгр.}$$

На опасном пресеку зид има од прилике дебљину од 60 см. и напрезање на овом месту износи:

$$\sigma' = \frac{Mmax}{W} = \frac{85000 . 6}{100 . 60^2} = \pm 1,42 \text{ кгрсм}^2$$

Максимални нормални притисак на ослонцу који плоча производи израчунава се по обр. за котинуивне носаче из:

$+ 0,375 . 2060 . 2,2 = + 1699,5$ кгр.
$- 0,0625 . 3080 . 2.2 = - 423,5$ „

Укупно $= + 1276$ кгр.

Терет бетона који лежи изнад најнеповољније фуге рачуна се из

$$\frac{0,5 + 0,3}{1} . 1,0 . 200 = 1100 \text{ кгр.} -$$

Према томе укупни нормални притисак на опасну фугу износи.

$$1276 + 1100 = 2376 \text{ кгр.}$$

и највеће напрезање на истезање износи:

$$\sigma z = + 1,42 - \frac{2376}{60 . 100} = + 1,014 \text{ кгрсм}^2$$

Максимални ослоначки притисак износи:

$+ 0,375 . 2060 . 2.2 = 1699,50$ кгр.
$+ 0,4365 . 3080 . 2,2 = 2964,50$ „

4664,00 кгр.

Сопствена тежина горњег зида 1100,00 „

укупно 5764,0 кгр.

Према овоме највеће напрезање на притисак износи:

$$\sigma b = 1,42 + \frac{5764}{60 . 100} = 2,38 \text{ кгрсм}^2$$

Реакција на ослонцу одређена је на

$$A = 1557 \text{ кгр.}$$

Према томе напрезање бетона услед овог нормалног притиска износи;

$$\sigma = \frac{1557}{100 . 20} = 0,78 \text{ кгрсм}^2$$

Целокупно максимално притискујуће напрезање горње плоче према овоме износи:

$$39 + 0,78 = \sim 40 \text{ кгрсм}^2$$

При чему је, и ако неповољно, узето да сам бетон на себе прими нормални притисак.

3.) **Испитивање средњег стуба** (сл. 17.)

Највећи ослоначки притисак износи

$$- 2 . 0,625 . (3080 + 2060) . 2,2 = \sim 14200 \text{ кгр.}$$

Код 30 см. дебљине зида израчунава се напрезање бетона на круни из

$$\sigma' b = \frac{14200}{30 . 100} = 4,75 \text{ кгрсм}^2$$

а при дну

$$\sigma b = \frac{14200 + 2000 . 0,30 . 1,70 . 1,0}{30 . 100} = 5,10 \text{ Кгрсм}^2$$

4.) **Испитивање темељне плоче.**

Оптерећење се састоји из:

а) прелазног оптерећења — — — — = 3080 Кгрм²
б) сталног оптерећења, које се састоји из тежине насипања — — — — = 1472 „
в) из тежине горње глоче 0,23 . 2400 — — — — — — — — = 560 „

г) тежине зидне масе

$$\frac{\left|1{,}7 \,.\, 0{,}3 + 2\,\frac{0{,}5 + 0{,}7}{2} \,.\, 2\right| \,.\, 2000}{100\,(0{,}7 + 1{,}95 + 0{,}3 + 1{,}95 + 0{,}7} = \cdot = 1040 \quad ,,$$

д) додатак за сводове (Vouten) — — = 128 „

Укупно 3200 Кгрм²

Максимални моменат између ослонца израчунава се за преломму тачку

$$\frac{x}{l} = 0{,}4$$

$$Mg = +\,0{,}07 \;.\; 3200 \;.\; 2{,}2^2 \;.\; 100 = +\,108400 \text{ смкгр}$$

$$Mp = +\,0{,}095 \;.\; 3080 \;.\; 2{,}2^2 \;.\; 100 = +\,141600 \quad ,,$$

$$Mp = -\,0{,}025 \;.\; 3080 \;.\; 2{,}2^2 \;.\; 100 = -\,37300 \quad ,,$$

Дакле је максимални моменат

$$Mmax = 108400 + 141600 = 250000 \text{ смкгр}$$

Прорачун за пројекат врши се и овде на исти начин као и за плочу преко пропуста.

Дато је $\sqrt{Mmax} = \sqrt{250\,000} = 500$

$$d = 13 \text{ мм}$$
$$h = 22 \text{ см.}$$
$$a = 2 \text{ см.}$$

онда је

$$K = \frac{h - a}{\sqrt{M}} = 0{,}04$$

$$Fe = \frac{0{,}0228 + 0{,}0291}{2}\sqrt{M}\ ^{1)} = 0{,}026.500 = 13 \text{ см}^2$$

За 1. мет. плочине дужине према овој површини гвозденог пресека треба узети 10. ком. гвоздених шипака 13. мм. у пречнику. Из практичких обзира узето 11. шипака као и за плочу.

Контролно испитивања по пруским прописима даје ове резултате:

$$x = \frac{15.14{,}63}{100}\left|\sqrt{1 + \frac{200.20}{15.14.63}} - 1\right| = 7{,}4 \text{ см.}$$

$$\sigma_b = \frac{2\,250\,000}{100.7{,}4\left(20 - \frac{7{,}4}{3}\right)} = 39 \text{ кгр см}^2$$

Ка овоме придолази још и притисак реакције ослонца према темељној плочи (сл. 14.)

$$B = \frac{2580}{2} + \frac{2}{3}\,800 = 1960 \text{ кгр.}$$

$$\sigma = \frac{1960}{100.22} = 0{,}9 \text{ кгр. см}^2$$

Целокупно напрезање бетона на притисак дакле износи:

$$\sigma b = 39 + 0{,}9 = \sim 40 \text{ кгр. см}^2$$

1) да се интерполише између $\gamma = 30$ и 25.

Напрезање гвожђа је

$$\sigma e = \frac{250\,000}{14{,}63\left(20 - \frac{7{,}4}{3}\right)} = \sim 980 \text{ кгр см}^2$$

Максимални моменат испод средњег стуба израчунава се из

$$Mmax = \sim 0{,}125\,(3200 + 3080).2{,}2^2.\,100 =$$
$$= 380000 \text{ кгр см}$$

На исти начин као и напред израчунава се потребан пресек гвожђа на 1 мет дужине из

$$Fe = \sim 0{,}024 \;.\; 617 = 14.8 \text{ см}^2$$

Узето је као и за горњу плочу 13 ком. шипака пречника 13 мм., које имају укупан пресек 17,29 см²

$$x = \frac{15 \;.\; 17{,}29}{100}\left|\sqrt{\frac{20 \;.\; 200}{15 \;.\; 17{,}29}} - 1\right| = 8{,}82 \text{ см}$$

$$\sigma_b = 39 \text{ Кгрсм}^2$$
$$\sigma_e = 1000 \text{ Кгрсм}^2$$

5.) **Одредба притиска на само земљиште.**

Највећи ослоначки притисак плоче износио је = 4664 Кгр.

Тежина зидне масе =

$$= \sim \frac{0{,}54 + 0{,}75}{2} \;.\; 2{,}25 \;.\; 2000 = 2938 \text{ Кгр.}$$

Укупно 7602 Кгр.

Највећи притисак на земљиште, који може да наступи испод обалних стубова износи:

$$\sigma = \frac{7602}{75.100} = 1{,}0 \text{ кгр. см}^2$$

Највећи ослоначки притисак плоче на средњи стуб износио је . . . . = 14 200 кгр.
Сопствена тешина стуба 2000.0,3.1,7.1,0 = 1 020 „
Сопствена тежина дела темељне плоче, која лежи испод стуба 0,58.1,0.0,45.2000 630 „

Укупно = 15 850 кгр.

онда највећи притисак на земљиште испод средњег стуба износиће

$$\sigma = \frac{15\,850}{58.100} = 2{,}74 \text{ кгр см}^2$$

У самој ствари резултати ће бити повољнији, пошто се притисак од бетона темељне плоче раздељује под углом од 45°.

IV. Плочасти мостови

(Plattenbrücken)

Овакви се мостови разликују од пропуста у томе, што они слободно належу на стубове и немају насипа. Строј коловоза одговара потпуно коловозу код гредних мостова, а тако је исто и одвођење метеорске воде и

изолација. Гранична вредност распона код ових мостова износи: за железничке мостове 1,50 метра а за друмске 3 до 4 метра, а за пешачке до 5,0 метра. Код већих распона сопствена тежина плоча испада несразмерно велика, због чега је у интересу штедње практичније градити гредне мостове. И код ових се мостова граде плоче у средини дебље. Арматура може бити проста или двојна. Напрезања од притиска и истезања рачунају се на исти начин као и код плоча за пропусте. Код пешачких мостова довољна је обична плоча са оградом са стране. Код жељезничких и друмских мостова постеља за шљунак гради се узвишавањем крајева, које узвишење уједно служи и за постављање ограде, Боље је да се оградни штапови одмах положе у бетон, но да се за њих доцније буше рупе. Пешачке стазе могу бити и нешто тање и за образовање постеља за шљунак могу се нешто више над коловозом поставити.

За арматуру се могу узети и ваљани гвоздени носачи као што је то у сл. 6 представљено.

V. Мостови са ребрастим носачима

А.) Обичан гредни мост са коловозом горе

Овакви се мостови граде од ојачаног (армираног) бетона са распоном од 5 до 15 метара и у овим границама они су економнији и поред њихове велике сопствене тежине него ли *гвоздени лимани носачи.* За мање распоне обично су плочасте конструкције довољне, а за веће отворе употребљују се облици сводова и континуивни системи. Армиране бетонске конструкције имају исте конструктивне делове као и гвоздени мостови; главни се носачи полажу од ослонца до ослонца и међу собом везују крутом коловозном конструкцијом. Кад је конструктивна висина произвољна онда се коловоз полаже преко главних носача у противном случају коловоз се полаже у висини доњег појаса носачевог. Практично је дати коловозу благе нагибе (око 2%) у оба подужна правца, да би могла вода, која продире кроз постељу, отицати на обе стране ка ослонцима где ће понирати у земљу или се ваља постарати за прорезе или цеви за одвођење ове воде.

Да не би вода продирала на бетон најбоље је покрити га асфалтом, оловом или пологом од филца, коју треба такође заклонити нарочитим слојем бетонског малтера противу механичког разоравања. Изолација мора бити увек таква да издржи кретање мостовске конструкције а да се при томе не поцепа.

Код горњег строја друмских мостова разликује се као и код путева горња и доња подлога. Доња подлога мора бити довољно чврста, да равномерно преноси терете на мостовску конструкцију. За ову се употребљује шљунак, крупан песак, туцаник и т. д. Доња подлога од цементног или асфалтног бетона има нарочито преимућство, да не пропушта воду, а сем тога спречава и тоњење камена. Као најбоље мешавине за ову подлогу ове су:

За цементни бетон

1. део цемента + 2 до 3 дела песка + 4 до 6 дел. шљунка или туцаника.

За асфалтни бетон

1. део туцаника или крупног шљунка + $^1/_2$ дела терасфалта.

Напослетку подлогу треба премазати и једним слојем малтера. При избору материјала за коловоз морамо са практичног и економског гледишта градити разлику између варошких и друмских мостова. Код првих се гради асфалтна подлога а код других јака и тврда калдрма од камена. Ивично се камење мора добро утврдити у постељу зарад одржавања стаза и канала за воду. Може се употребити и нарочито ивично камење од бетона, али се онда мора бетонска ивица да покрије са пљоснатим или угаоним гвожђем (сл. 18 и 19) да се не би крзала. Сл. 20 показује коловоз од природног камена, који је практичан, нарочито за наше прилике, за друмске мостове. Калдрма је 18 см. висине. Да неби калдрма пропуштала воду фуге су заливене асфалтом. Коцкаста је калдрма боља јер су фуге уже. Ивично је камење упуштено у бетон (сл. 20). На место природног може се узети и вештачко камење. Код мостова, чији коловоз има већи успон, најрадије се употребљује набивени асфалт. Дебљина асфалтног слоја износи 5 см. За доњу подлогу узима се обично 8—15 см. јак бетонски слој у размери 1 : 2 : 4 или 1 : 3 : 6, који се превлачи са цементним малтером 2 см. дебљине размере 1 : 2. Даље се препоручују асфалтне плочице такође 5 см. дебеле (формати 25 × 25; 25 × 20 и 10 × 20) које се са везом непосредно полажу на бетон или цементни малтер. Асфалтни бетон или смоласти макадам захтевају слој туцаника и преко њега један слој од 8 см. јачине из туцаника и асфалтног праха. Бетон и цементна калдрма истина су јефтинији али граде велики шум, хрђаво се оправљају и нису еластични као асфалт. Сл. 27. показује у средини бетонског слоја од прилике 15 см. јаку камену калдрму у цементу 1 : 3. На каменим олуцима треба предвидети фуге за истезање.

На жељезничким мостовима обично се гради шљунчана подлога у коју се полажу дрвени попречни прагови. Одводњавање се врши асфалтним филцом. Употребљавани су и подужни прагови, али се они нису показали практични, када се саставци на шинама не могу да избегну. Боље је употребити кратке попречне прагове. Прагови су 60 см. дугачки и 6 см. дебели, и да се не би у страну покретали, положени су у бетон преко нарочитих подужних прагова. За утврђење шина узимају се обичне гвоздене плочице. Да се неби штетио колосек, простор између попречних прагова покривен је са 2 см. дебелим плочама, које су опет положене на 2 см. дебеле асфалтне плоче (Korkasphaltplatten). Остатак колосека покривен је такође асфалтним плочама и због тога је употребљив и за обичан колски саобраћај.

Средњи и обални стубови и крилни зидови.

Конструкција обалних стубова и њихових фундамената управља се према моћи ношења самога земљишта. Често се конструкције морају тако извести, да притисак на дно темеља не пређе дозвољену границу напрезања при потпуном оптерећењу моста. Обални стубови граде се од бетона или камена (сл. 22). И крилни су стубови са успехом извођени од ојачаног бетона. Средњи стубови од бетона код гредних мостова граде се као јармови или као пуни стубови. На стубовима и јармовима граде се ледобрани и због њихове незнатне ширине они незнатно сужавају профил за протицање воде. Ако се обални стубови зидају од камена, онда треба лежишта за носаче израдити од армираног бетона са претпоставком да су темељи добри и сигурни.

Код мањих распона до 8 мет. носачи се полажу непосредно на обалне стубове и да се носачи могу лакше покретати, њих не треба спајати са стубовима. Код већих распона носачи се полажу на гвоздене лежишне плоче од 12 —14 мм. дебљине (сл. 23).

Доње појасеве или дуваре носача треба међусобом спојити попречним везама од ојачаног бетона нарочито код већих висина носача и већих распона. Ова укрућења не треба продужавати до горње плоче, да се неби спречило еластичко кретање појединих делова (сл. 23.)

Обални се стубови по правилу везују за обалу паралелним крилима и кеглама. Пошто је код мостова главна ствар цена стубова, нарочито кад треба већа количина мареријала, онда се стубови граде од ојачаног бетона, код којих се земљишни притисак занемарује. Главни носачи моста завршују се у чеони зид који је спојен са једном хоризонталном темељном плочом са одговарајућим бројем ребрастих дуварова. Стабилност једног таквог стуба угаоног облика условљена је сопственом тежином и теретом насипања. Јаки ленгери (котве) одржавају потребну запетост главних носача. Мостовски стуб израђен од армираног бетона показују сл. 24—27. Крила и чеони зид израђени су у облику угаоног потпорног зида и имају укупну висину од 9.50 мет. Четири мостовска носача спојена су међусобом са једном попречном гредом на лежишту која је са обе стране подупрта нарочитим ослоначким стубовима. Сл. 24. представља изглед обалног стуба. Чеони је зид обложен цементним плочама, међутим спољашњи изглед стубова израђен је од квадера пешчарских ради пријатнијег изгледа: Ови су квадери у исто доба при бетоновању служили као оплата. Вештачке обложне плочице су 4 см. дебеле и утврђене су за зид помоћу жице. Да би се мостовски посачи могли на стубове чврсто узидати, могу се стубови израдити од бетона и носеће шипке да се укотве у стубове (сл. 28.) Сличну конструкцију представља и сл. 29. где је примењена занитована конструкција.

Има да се напомене, нарочито за мостове преко река, да дно темеља треба што дубље поставити, због промене речнога дна и подлокавања.

Сондажа земљишта је неопходно потребна, да не би услед попуштања темеља наступиле хрђаве последице. Најпробитачније је фундирати на бетону где се може и оплата употребити. Код сумњивог земљишта, препоручује се, фундирање на шиповима, где дрвене шипове могу да замене бетонски, који се нарочито препоручују кад је стање подземне воде променљиво. Код врло дубоких темеља фундирање на шиповима, дрвене шипове могу да замене бетонски, који се нарочито препоручују кад је стање подземне воде променљиво. Код врло дубоких темеља фундирање се врши тонућим бунарима или пнеуматички са кесонима.

Кад мостовски носачи слободно належу на стубове, морамо се постарати да имају 2. см. широку завршну фугу из обзира на утицај темепературе. Носачи се везују са земљиштем полагањем блеха или као што то сл. 21. показује, намештањем нарочито сграђеног блеханог олука на обе стране. Покривање завршне фуге врши са асфалтом или обичним насипом, да се неби прашина и песак скупљали на лежиштима.

Ограда се гради најчешће од гвожђа, која се једновремено полажу у бетон, ради везе са бетонском конструкцијом. Употребљују се пуне или решеткасте ограде, које се или нарочито утврђују у мостовски патос (сл. 40.) или се утврђују на перо и жљеб.

Основне облике гредних мостова показују сл. 30. до 32. Кад се распон и ширина моста незнатни. онда је довољна форма у сл. 30. Са увећањем распона, повећава се наравно и висина обе носеће греде. Ако је потребна већа ширина коловозне плоче, онда се према сл. 31. плоча може да подупре попречним носачима као и са консолама са стране. Код ограничене конструктивне висине на место две високе узимају се више нижих греда (ребара) сл. 32. У овом случају нису потребни нарочити попречни носачи, пошто је распон појединих делова плоче нормалан. У сл. 33—40 изложени су некоји разни попречни пресеци мостова, из којих се може да види распоред арматуре, пешачких стаза, олука и ограде.

Да би главни носачи имали лепши облик даје им се у средини већа висина која одговара линији момената савијања (сл. 41.)

И Möller-ов систем носача употребљен је за друмске и жељезничке мостове. Ребра овог носача армирана су пљоснатим гвожђима, која су обешена и савијена у облику рибљег трбуха. На овим пљоснатим гвожђима занитују се мала угаона гвожђа, а арматура ребара учвршћена је на лежишту. Плоча је армирина са I гвожђем и она се полажу у плочи управно на арматуру ребара. Појасни носачи производе само вертикалан притисак на стубове. Због тога стубови могу бити и тањи. У опште за Möller-ове мостове могу се употребити и постојећи

стари обални стубови. У крајњем случају за конструктивну висину довољно је 1/20 део распона. Арматура се по правилу гради од пљоснатог гвожђа, на место којега се могу да употребе и челични каблови. Арматура за притиске гради се од изваљаних профила Могу се и знатни распони да премосте. Möller-ов мост преко Вајсерица у Дрезди има 26. мет. распона.

Прорачунавања.

1.) Рачунање коловозне плоче.

Плоча се може да сматра као потпуно узидана и са обзиром на малу промену висине лежишта (ребара) оправдана је у неколико и поставка, да се плоча сматра као континуивни носач.

Појединачни терет на средини плоче дејствује неповољније него људска навала. Дакле поставе се кола или парни ваљак у правцу осовине моста тако, да највећи терет точка дође управо на средину плоче. Овај се терет точка, као и код пропуста, раздељује под углом 45° или 60° кроз насип до бетонске плоче (или до зоне армирања).

Кад имамо довољну попречну арматуру, онда се ширина поделе терета (раздеона површина) одређује по обр. (сл. 9). —

$$t = a + 2\delta$$

[a = ширина наплатка или ваљка у см.
δ = дебљина насипа на плочи у см.]

и према сл. 69. изналази се моменат у средини плоче по обр.

$$Mp = A \cdot \frac{b}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{t}{4} = \frac{P(2 \cdot b - t)}{8}$$

где b значи распон плоче, мерен од средине до средине ребрастих носача. На случај да ширина поделе терета испадне већа од распона b; нпр. кад се употреби предњи точак парног ваљка, онда долази у рачун само један део притиска од точка и то:

$$P' = \frac{b}{t} P \text{ — — — — — (срав. сл. 70).}$$

Према овоме ће максимални моменат од овог оптерећења бити:

$$Mp = \frac{P' \cdot b}{8}$$

Кад се на овај начин определи саобраћајни моменат од прелазног терета, онда треба одредити још и максимални моменат Mg од дејства сталног оптерећења. Пошто је дебљина насипа δ позната, а дебљина плоче се по правилу још из почетка узима између 15 и 20 см. то онда неће бити тешко одредити и Mg. По правилу узимају се следеће јединичне тежине:

1. м³ армираног бетона — — —	= 2400	Кгр.
1. м³ посног бетона (за подлогу)	= 2000—2200	„
1. м³ шљунка — — — — — —	= 1800—2000	„
1. м³ гранитне калдрме — — —	= 2700	„

По претпоставци, да је плоча потпуно узидана, моменти савијања, које производе равномерно подељене силе и мртви терет конструкције у средини плоче, износе $Mmax = \frac{pl^2}{24}$ а на ослонцу $Ma = -\frac{pl^2}{12}$

Сума од Mp и Mg напослетку даје укупни моменат

$$Mmax = Mg + Mp$$

који служи као основа за даље рачунање. Ако се хоће да узме у обзир континуитет, онда треба само 4/5 или 2/3 узети од нађене вредности за Mmax Испод ових вредности не треба ићи јер се главни услов код гредних мостова ретко испуњава, да плоча, прелазећи преко више поља, почива на чврстим потпорним тачкама које треба да буду у једној хоризонтали. Поједини носачи, на којима ове плоче леже, услед својег сопственог повијања, не могу се сматрати као чврсте потпоре са непромењљивим висинским положајем, —

Одговарајући пресек гвожђа Fe одредићемо најлакше помоћу таблица, које ћемо у додатку на крају овога списа додати. *Ако се за Fe добије сасвим мала вреднаст, онда се може дебљина плоче да смањи односно да се носачи (ребра) више размакну У обратном случају треба дебљину плоче повећати или одстојање ребара b смањити.* Изнад ослонаца моменат је негативан и апсолутно узев већи, због тога се у горњој зони над ослонцима умећу у плочи гвоздене шипке и бетонски пресек појачава између ребара и плоче са по једном консолом (цвиклом) пошто ту секуће силе најнеповољније дејствују. Са претпоставком да је плоча потпуно узидана, треба арматуру из доње зоне пресавити и пренети је у горњу зону и то на оном месту, где је моменат раван нули, а то је од прилике у 1/5 растојања ребара, а цвикле треба тамо да почну, где негативни моменат достигне вредност = $= \frac{pl^2}{24}$. На месту узиђивања је онда дебљина плоче = h_s

Предња метода рачунања саобраћајног момента важи само онда, ако имамо довољну попречну арматуру у плочи. На случај недовољне арматуре моменат се рачуна на сљедећи начин:

$$F = s \cdot t$$

$$p = \frac{P}{s \cdot t}$$

$$Mp = \frac{p \cdot b^2}{8}$$

Ова метода даје неповољнији резултат за димензионовање, али се ипак одомаћила како за плоче на пропустима тако и код гредних мостова.

Повећање броја носећих штапова повлачи за собом умањење броја подеоних шипака.

2.) Прорачун ребрастих носача

(Plattenbalken)

У статичком погледу ребрасте носаче треба посматрати као обострано слободно подупрте носаче,

ако нису иначе вештачким путем нарочитим котвама утврђени за стубове, у ком се случају имају сматрати као узидани носачи (сл. 28, и 29).

Висину насипања као и димензије греда треба сматрати да су унапред дати, дакле, може се по уобичајеном начину израчунати максимални моменат од непромењивог оптерећења по обр.

$$Mg = \frac{Q.l}{8}$$

Прелазно оптерећење као и начин оптерећења прописани су у свима земљама.

Прелазно (саобраћајно) оптерећење може се произвести:

1.) *тешким колима или једним парним ваљком, када се остатак површине моста једновремено оптерети људском навалом.*

2.) *Људском навалом како на коловозу тако и на пешачким стазама (равномерно оптерећење)*

За *главне мостовске носаче* до 20 мет. распона тежина точкова даје неповољније оптерећење него ли људска навала. Концетрисани терети узимају се увек *за плочу и попречне носаче,*

У следећем је изложена уобичајена метода за одредбу максималног Мр.

а) Пошто се за један главни носач одреди појединачно оптерећење (срав. пример 2.) приступа се одредби *неповољног положаја оптерећења* на мостовском носачу. Остали простор око воза оптерети се људском навалом и напослетку се графијским путем одреди максимални саобраћајни моменат Мр (срав сл. 74.) За групе терета (навалу људску и притиске од точкова) које су дуже од мостовског распона, нацрта се верижни полигон, и с лева на десно нумерисане терете треба по реду пренети на једну вертикалну линију. Да би сада одредили највећи моменат Мр, постави се ради пробе носоч испод теротног влака тако, да ордината У између верижног пологона и закључне линије буде максимум, онда је

$$Mp = H \,.\, Ymax$$

Сума од Мр и Mg онда даје највећи моменат Mmax који је потребан за одредбу потребног пресека гвожђа.

б.) Опет се после постављања теретног влака остатак моста попуни људском навалом. Одреди се одстојање оне осовине терета од ослонца, за коју се мисли, да ће произвести максимални моменат. Ово се одстојање уноси у рачун као променљиво, будући се построји моментна једначина за ослоначку реакцију као функцију оне променљиве. Диференцира се једначина постројена применом овог израза за лежишну реакцију и на тај се начин изналази тачна вредност променљиве за коју ће моменат бити максимум. Заменом изнађене вредности у моментној једначини добија се стварна вредност за Мр (срав. прим. 3.)

Пошто се одреди Mg приступа се одредби максималног момента од људске навале, која је равномерно преко целог ребрастог носача подељена, за тим се смање притисци точкова за одговарајућу вреоност људске навале испод теретних кола. Ако је нпр. l дужина а b ширина кола, то ће на сваки точак доћи по једна површина од $\frac{b \,.\, l}{4}$ m² дакле, један одбитак терета од $\frac{b \,.\, l}{4}$ g, ако је g навала људска у кгр. см.² Одредбу неповољног положаја оптерећења најбоље је извршити аналитичким путем.

Ако су оба терета P_1 и P_2 разне величине, то ће под једним од ових терета моменат бити максимум ако дотични терет од носачеве средине буде толико удаљен, колико и резултанта R оба терета (срав. сл 42).

$$R\,x = P_2 \,.\, (r - x) - P_1\,x$$

$$R = P_1 + P_2$$

$$x = \frac{P_2 \,.\, r}{2\,[P_1 + P_2]}$$

Реакција:

$$A = \frac{P_1\,(l - v) + P_2 \,.\, w}{l} = .\, P_1\left(1 + \frac{v}{l}\right) + P_2\,\frac{w}{l}$$

$$\left[\begin{array}{l} v = \frac{l}{2} - x \\ w = l - v - r \end{array}\right]$$

$$Mp = A\,\frac{l}{2} - P_1\,x$$

Ако су притисци точкова међу собом равни, дакле $P_1 = P_2 = P$ то ће бити (срав. сл. 43).

$$R = 2\,P$$

$$x = \frac{r}{4}$$

$$A = \frac{P\,(l - v) + P \,.\, w}{l} = P\left(1 - \frac{v}{l} + \frac{w}{l}\right)$$

$$Mp = A \,.\, \frac{l}{2} - P \,.\, \frac{r}{4}$$

Нека је н. пример

$l = 10$ мет.
$P_1 = 3500$ кгр.
$P_2 = 2500$ „
$r = 350$ см.

Онда је

$$x = \frac{2500 \,.\, 350}{2\,(3500 + 2500)} = 73 \text{ см.}$$

$$v = \frac{1000}{2} - 73 = 427 \text{ см.}$$

$$w = 1000 - 427 - 350 = 223 \text{ см.}$$

$$A = 3500\left(1 - \frac{427}{1000}\right) + 2500\,\frac{223}{1000} = 2563 \text{ кгр.}$$

$$Mp = 2653 \,.\, 500 - 3500 \,.\, 73 = 1026000 \text{ см.кгр.}$$

Нека је нпр. $P_1 = P_2 = 3000$ кгр. онда ће бити:

$$x = \frac{350}{40} = 87{,}5 \text{ см.}$$

$$v = \frac{1000}{2} - 87{,}50 = 412{,}50 \text{ см.}$$

$$w = 1000 - 412{,}5 - 350 = 237{,}5 \text{ см.}$$

$$A = 3000\left(1 - \frac{412{,}50}{1000} + \frac{237{,}5}{1000}\right) = 2475 \text{ кгр.}$$

$$Mp = 2475 \,.\, 500 - 3000 \,.\, 87{,}5 = 900750 \text{ смкгр.}$$

Код железничких мостова већих распона одредба максималнога Mg врши се графијским путем по сл. 45 Испитивање је показано под а.)

Код равномерног подељеног оптерећења за секуће силе важе иста правила и обрасци као и код обичних грађевина. *Изнад ослонаца преноси се један део арматуре у горњу зону притиска. Исто је тако боље употребити већи него ли мањи број узенгија.*

Свакад чим се прекорачи дозвољена гранична вредност $\tau_0 = 4{,}5$ кгрсм² употребљују се узенгије, које спајају целокупну или делимичну арматару на истезање и завршују се у притиснути појас бетонског тела. Пљосната или округла гвожђа, која се за узенгију узимају имају исто дејство као и клинови (Dübeln) или завртњи код две једно на друго ушрафљене греде. Докле год се јачина противу смичућих сила код бетона, односно отпор трења код греда не прекорачи, дотле узенгије одн. завртњеви не дејствују. — Гвожђа за узенгије причињавају да оба материјала јаче статички дејствују пошто се присније спаја притиснути са истегнутим појасем. Шта више тврди се, да услед таквог присног спајања, сви делови носача добијају нова својства јачине, тако, да је знатно смањена опасност, да ће се услед јаких потреса образовати пукотине или да се може бетон у зони притиска да одлепи. Разуме се, да је за фабричке зграде и за мостове од великог значаја распоред узенгија, пошто се код њих не могу да избегну динамична дејства.

Прорачун узенгија врши се на више начина

1.) Додели се да узенгије примају на себе целокупну смичућу силу, дакле претпостави се да је бетон у нултој осовини изломљен. Напрезање гвоздених узенгија од смичућих сила онда ће изнети:

$$\tau_e = \frac{V\max \,.\, s}{f \,.\, Z}$$

Гранична вредност за τ_0 је 800 кгрсм².

s = одстојање узенгија.

f = укупни пресек свију узенгија у једном носачевом вертикал. пресеку,

Z = одстојање унутарњих сила (крак сила).

$$= (h - a - x + y)$$

2.) Бетону се додели половина смичућих сила (да се избегну узана ребра) а за узенгије се узима целокупна смичућа сила (да се избегну сувише танке гвоздене узенгије). На овај начин добивена јачина противу смицања много је знатнија, пошто се ребра на ослонцима морају и иначе проширивати.

3.) И бетону и гвозденим узенгијама додели се по половина смичућих сила

$$\tau_b = \frac{V\max}{2 \,.\, Z \,.\, b_1}$$

и

$$\tau_e = \frac{V\max}{2 \,.\, Z \,.\, f}$$

4.) Бетон се оптерети до дозвољене границе са 4,5 кгр.см.² и преостатак смичуће силе пренесе се на узенгије. Овај се начин највише одомаћио и описаћемо га детаљније.

Нека $Z = (h - a - x + y)$ означава крак унурашњих сила, па ће према објашњењима на стр. 65. С. Т. Л. за 1907. г. највећа смичућа сила бити:

$$V\max = \tau_0 \,.\, Z \,.\, b_1$$

Пошто је дозвољено напрезање на смицање само 4,5 кгрсм², то ће исто примити бетон, дакле

$$Vb = 4{,}5 \,.\, Z \,.\, b_1$$

Према овоме за узенгије преостаје сила

$$Ve = V\max - Vb \,.$$

$$Ve = (\tau_0 - 4{,}5) \,.\, Z \,.\, b_1$$

Ако је укупан пресек једне пологе узенгија = f и ако је дозвољена смичућа сила гвожђа = 800 кгрсм², то ће сила једне узенгије, односно једне пологе узенгија бити

$$S = 800 \,.\, f$$

Ако се узме, да све узенгије примају подједнаке силе, то ће одстојање узенгија на ослонцу бити:

$$s = \frac{800 \,.\, f}{(\tau_0 - 4{,}5) \,.\, b_1} = \frac{S \,.\, z}{Ve}$$

Кад се узенгије рачунају тако, да оне примају укупну смичућу силу, онда би било

$$s = \frac{800 \,.\, f}{\tau_0 \,.\, b_1} = \frac{S \,.\, z}{V\max}$$

и онда ће бити већи ступањ сигурности.

[Ако се одстојање узенгија s унапред узме, онда се потребан пресек узенгија одређује из

$$f = \frac{Ve \,.\, s}{800 \,.\, z}$$

Ипак је из практичких обзира боље узети унапред извесан пресек узенгија и прорачунати s.]

Даље ка средини носача узенгије се постављају раздаље једна од друге, док напослетку не буде:

$$Ve = Vb = 4{,}5 \,.\, Z \,.\, b_1$$

На ма коме произвољном месту на носачу је смичућа сила = V и одстојање узенгије

$$s = \frac{S}{V/z - 4{,}5 \,.\, b_1}$$

Поједине вредности за V могу се узети из дијаграма смичућих сила или се могу аналитичким путем израчунати.

Друго је решење следеће: претпостављајући, да на носач дејствује равномерно подељено оптерећење, израчуна се број узенгија за једну половину носача из обрасца

$$i = \frac{1}{4} \cdot \frac{\tau_0 - 4{,}5}{800} \cdot \frac{l \,.\, b_1}{f} = \frac{l \,.\, b_1 \,(\tau_0 - 4{,}5)}{3200 \,.\, f}.$$

Овде је узето, да је сталан однос узетих смичућих сила за цео носач, у колико оне придолазе на узенгије и бетон. Тиме је постигнута сигурност знатнија.

Стварна подела ових i узенгија за једну половину носача, врши се графијским путем као у сл. 44. овако:

Подели се дужина $A\,A' = \frac{l}{2}$ у i једнаких делова у подеоним тачкама подигну се управне до пресека са полукругом описаним преко A A', за тим се забоде шестар у A' и пренесу се све пресечне тачке на $A\,A^1$ — Овако добивене подеоне тачке одговарају распореду узенгија.

До исте циљи доћи ћемо и применом кореног закона, дакле у средини носача по сл. 44. пренећемо у произвољној размери корене од 1. до i, последњу подеону тачку $\sqrt{i}$ спојићемо са A и повлачити одговарајуће паралелне. Означимо поједина одстојања узенгија од средине носача са s_1 s_2 s_3 ит.д. онда је:

$$s_1 : l/_2 = \sqrt{1} : \sqrt{i} \quad \text{дакле} \quad s_1 = \frac{l}{2}\sqrt{\frac{1}{i}}$$

$$s_2 : l/2 = \sqrt{2} : \sqrt{i} \quad \text{,,} \quad s_2 = \frac{l}{2}\sqrt{\frac{2}{i}}$$

$$s_3 : l/2 = \sqrt{2} : \sqrt{i} \quad \text{,,} \quad s_3 = \frac{l}{2}\sqrt{\frac{3}{i}} \quad \text{ит.д.}$$

Принцип оваког графиског решавања исти је као и код решења троугла од воденог притиска. Јер и дијаграм смичућих сила је такође један троугао, и да би појединим узенгијама додесили једнаке силе ми морамо овај троугао да разделимо у једнак број комада површина. У осталом препоручује се, да се и у средини носача уметну узенгије у једнаком одстојању. У пракси се често не узима сувише строго подела узенгија, већ се задовољавамо са 2 или 3 одстојања узенгија, која су на ослонцима најмања. Ово олакшава и радницима полагање узенгија.

Узенгије се полажу управно на носеће штапове.

Даље кад се прекорачи вредност од $\tau_0 = 4{,}5$ кгрсм² онда треба и један део арматуре навише пресавити под углом од 45°. Пробама је утврђено да у ојачаном бетонском телу дејствују и косо управљене силе, јер се код оваквих проба показале пукотине у правцу под 45°. У овом правцу дакле дејствују само притискујућа и истежућа напрезања (трајекторије напрезања). Трајекторије напрезања дејствујуће унутрашње силе расту са смичућим силама, дакле изнад лежишта су највеће. Пошто су на ослоначким тачкама плочастих носача моменти или = о или су негативни и према томе у доњој зони не појављују се никакве истежуће силе. Пресавијање арматуре, са обзиром на моменте савијања, не само да је дозвољено него шта више и потребно је. Изнад ослонаца континуивних или узиданих носача пресавијање арматуре и иначе је потребно.

Графијска одредба т. зв. *А-полигона*, који ограничавају дијаграм секућих сила од променљивог оптерећења бива по сл. 45. на сљед. начин: Пренесе се влак терета почев од A ка B тако, да терет I дође изнад B. За тим се на управној у A почев са I пренесу сви терети, и за полно одстојање l узме се дужина влака, а тачка B као пол, и овом плану сила нацрта се одговарајући верижни полигон. Ординате између A-полигона и хоризонтале A-B равне су секућим силама Q. Сматрајмо сада A-полигоне приближно као праве и онда за одредбу одстојања узенгија можемо да употребимо исту графијску методу као и за равномерно оптерећење. У сл. 46 представљена је графијска метода како за одредбу положаја узенгија, тако и за одредбу места где треба гвожђа арматуре пресавити. Бетон треба на себе да прими само смичуће напрезање од 4,5 кгрсм², док међутим остатак смичуће силе треба пренети на косе шипке у виду истежућих сила. Узенгије имају да приме укупно смичуће напрезање. Пошто дакле један део од Vmax дакле Vb има да прими сам бетон, то онда преостаје шрафирана површина F_1 која представља остатак смичућих сила, да ју на себе приме као силе косе шипке арматуре. —

Одстојање c од ослонца до места где треба пресавијање гвожђа одпочети, изналази се из услова, да на томе месту смичућа сила сме да буде само

$$Vc = V_{max} \,.\, \frac{4{,}5}{\tau_0}$$

Овај се услов задовољава кад је

$$c = \frac{V_{max} - V_c}{V_{max}} \cdot \frac{l}{2}$$

(l = распону носача)

Даља се пресавијања врше у што краћим одстојањима на делу од почетка тачке пресавијања ка ослонцима. Ако немамо довољно шипака за пресавијање.

онда се узимају нарочита парчета гвожђа, која се косо пресавију и чврсто укотве у лежишта као и носеће шипке.

Могу се и за средину носача, где је M ах уметнути нарочити комади гвоздених шипака, чије крајеве треба навише пресавити на одговарајући начин.

Напоменули смо да се бетон сме до 4.5 кгрсм² изложити напрезању на смицање. Преоставша смичућа сила (Vmax — Vc) преобратиће се у истежућу силу са правцем под 45°, која ће се пренети на превијена гвожђа. Укупна коса истежућа сила је

$$Z = (\tau_0 - 4.5) \,.\, b_1 \,.\, c \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$$= 0.71 \,.\, c \,.\, b_1 \,(\tau_0 - 4{,}5)$$

Кад је i број пресавијених гвожђа од f см² пресека, и онда ће истезање у гвожђу бити

$$\sigma_e = \frac{Z}{i \,.\, f}$$

[Види ове обрасце на стр. 65 струч. додатка С. Т. Л. за 1907 год. где је $c = \xi$ а 4,5 кгрсм² $= \tau'$]

Из слика 47 до 61 виде се разне диспозиције узенгија. Гвожђе је пљоснато или округло и превија се руком. Арматура плоче изостављена је у сликама. У сл. 52, 54 и 55 представљена је диспозиција са нарочитим попречним шипкама или жицама, којима је задатак да утврде међусобни положај шипака на истезање и да спрече подужне пукотине на доњој површини ребара.

Пример 2.)

Рачунање потребних података за пројекат једног друмског моста.

Унапред одређене димензије у подужном и попречном пресеку види се из сл. 62 и 63.

Подаци за оптерећење сљедећи су:

Стални терети: 10 см. гранитна калдрма = 2700 кгрм
12 см. бетон за постељу = 2200 „
армирани бетон = 2400 „

Покретни терети Парни ваљак по сл. 64 и сл. 65.
теретна кола по сл. 66 и сл. 67, 68
људска навала = 500 кгр. на 1 м²

У сваком случају треба испитати, да ли ваљак или кола производе неповољније дејство.

Статичко испитивање има се распрострети на одредбу потребне арматуре. —

1.) Прорачун коловозне плоче.

а.) *Стално оптерећење.*

Гранитна калдрма	$1{,}0^2 \,.\, 0{,}10 \,.\, 2700 =$	270 кгрм².
Мршави бетон	$1{,}0^2 \,.\, 0{,}20 \,.\, 2400 =$	264 „
Коловозна плоча	$1{,}0^2 \,.\, 0{,}12 \,.\, 2200 =$	480 „
	Укупно =	1014 кгрм².

Ако узмемо случај узићивања онда је:

$$Mg = \frac{2}{3} \,.\, \frac{Ql}{8} = \frac{Ql}{12} = \frac{1014 \,.\, 1{,}0^2 \,.\, 100}{12} = 8450 \text{ смкгр.}$$

б.) *Оптерећење колима.*

Плоча ће трпети најнеповољније оптерећење кад један колски точак (дакле P = 5000 кгр) поставимо на средину плоче. Ако узмемо, да се притисак точка на бетонској плочи раздељује под 45° то ће раздеона ширина бити (сл. 69.)

$$t = 2 \,.\, 22 + 10 = 54 \text{ см.}$$

онда је

$$A = 2500 \text{ кгр.}$$

и

$$Mg = 2500 \,.\, 50 - 2500 \frac{54}{4} = 91250 \text{ см кгр.}$$

в.) *Оптерећење парним ваљком.*

Поставићемо као у сл. 70. најтежи точак парног ваљка (дакле P = 10000 кгр.) на средину плоче и узећемо да се терет точка раздељује под 45° то ће овога пута раздеона ширина бити.

$$t = 2 \,.\, 22 + 106 = 150 \text{ см.}$$

Пошто је раздеона ширина већа од распона плоче, који је узет у рачун, то ће моћи само један део притиска од точка ући у рачун за плочу и то:

$$P' = \frac{100}{150} \,.\, 10000 = 6667 \text{ кгр.}$$

онда је

$$Mp = \frac{6667 \,.\, 100}{8} = 83333 \text{ смкгр.}$$

На исти ћемо начин изнаћи и максимални моменат услед оптерећења са задњим точком теретног ваљка (P = 6500 кгр).

$$t = 2 \,.\, 22 + 55 = 100 \text{ см.}$$

$$Mp = \frac{6500 \,.\, 100}{8} = 81250 \text{ смкгр.}$$

г.) *Максимални моменат.*

Моменти савијања од терета са парним ваљком мањи су него ли моменат одређен од терета кола. Максимални саобраћајни моменат према томе, ако се и овде узме у обзир континуитет, износи:

$$Mp = \frac{2}{3} \; 91250 = 60833 \text{ смкгр.}$$

укупни моменат Mmax = 8450 + 60833 = 69283 смкгр.

[При претпоставци, да се притисак точка, како у подужном тако и попречном правцу, раздељује под 45° и да се додирање точка са калдрмом распростира не

10 см. дужине ($S = 2 . 22 + 10 = 54$ см,) одређује се код колског оптерећења из

$$F = 0{,}54^2 = 0{,}2916 \text{ m}^2$$

$$p = \frac{5000}{0{,}2916} = 17147 \text{ кгрм}^2$$

$$Mp = \frac{17147 . 1\,0^2 . 100}{12} = 142892 \text{ смкгр.}$$

код парног ваљка од оптерећења од предњег точка

$$F = 0{,}54 . 1{,}50 = 0{,}81 \text{ м}^2$$

$$p = \frac{10000}{0{,}81} = 12346 \text{ кгрм}^2$$

$$Mp = \frac{12346 . 1{,}0^2 . 100}{12} = 102883 \text{ смкгр.}$$

код парног ваљка задњи точак.

$$F = 1{,}0 . 0{,}54 = 0{,}54 \text{ м}^2$$

$$p = \frac{6500}{0{,}54} = 12037 \text{ кгрм}^2$$

$$Mp = \frac{12037 . 1{,}0^2 . 100}{12} = 100308 \text{ смкгр.}$$

Максимални моменат $= Mg + Mp = 8450 + 142892 = 151342$ смкгр.

Ова озде изложена претпоставка за прорачун је дакле стварно неповољнија него ли напред изложена, али се у пракси није одомаћила.]

д.) *Потребан пресек арматуре.*

Употребићемо округло гвожђе од 7 мм. пречника, Корисна висина $(h - a) = d$ нека је $20 - 1{,}5 = 18.5$ см.

$$K = \frac{18{,}5}{\sqrt{69283}} = \frac{18{,}5}{264} = 0{,}0701$$

$f_e = \sim 0{,}013 . 264 = 3{,}43$ см² $= 9$ гвожђа од 7 мм. пречника.

2.) **Прорачун плочастог носача**

Чист отвор моста износи 11,90 м., рачунајмо 0,50 м. за лежишта и онда се као потпорна дужина узима у рачун

$$11{,}90 + 0\,50 = 12{,}40 \text{ м.}$$

Растојање ребара од средине до средине мерено $b = 1{,}0$ мет.

а.) *Стално оптерећење.*

Гранитна калдрма	1,00 . 0,10 . 2700	= 270 кгрм.
Мршав бетон	1,00 . 0,15 . 2200	= 330 „ „
Коловозна плоча	1,00 . 0,20 . 2400	= 480 „ „
Носачи	0,90 . 0,40 . 2400	= 870 „ „
	Укупно	= 1950 кгрм.

$$Mg = \frac{1950 . 12{,}4^2 . 100}{8} = 3747900 \text{ смкгр.}$$

6.) *Оптерећење парним ваљком.*

Парни ваљак треба тако поставити, да његова оса симетрије са подужном осом носача MN уједно падне (срав. сл. 71.) Опет ћемо узети поделу терета под 45° и добићемо према сл. 72. за предњи точак ваљка ($P = 10000$) једну раздеону ширину од $t = 1{,}50$ м Онда је реакција плоче:

$$\frac{P}{2}\left(b - \frac{t}{4}\right) = \frac{P}{2}\left(1 - \frac{t}{4 . b}\right) =$$

$$= \frac{10000}{2}\left(1 - \frac{1{,}50}{4 . 1{,}0}\right) = 3125 \text{ кгр.}$$

Укупна ослоначка реакција је онда:

$$A = 2 . 3125 = 6250 \text{ кгр.}$$

Одстојање задњих точкова мерено од средине до средине исноси 1,55 m. Раздеона ширина сваког позадног точка је $t = 100$ cm. Ширина теређења према сл. 73 је

$$100 - 28 = 72 \text{ см.}$$

$$P' = \frac{6500 . 0{,}72}{1{,}0} = 4680 \text{ кгр.}$$

Ослоначка реакција је онда

$$A = 2 . 1685 = 3370 \text{ кгр,}$$

[Друго решење: Оптерећење од предњег точка у колико долази на носач, износи:

$$\frac{10000 . 1{,}0}{1{,}50} = 6667 \text{ кгр.}$$

Оно оптерећење од задњих точкова износи:

$$2\left(\frac{6500 . 0{,}72}{1\,00}\right) . \frac{0{,}36}{1{,}00} = 3370 \text{ кгр.}$$

Пошто се за носач MN одреди појединачно оптерење, онда треба одредити опасан положај оптерећења за мостовски носач. Простор испред и позади парног ваљка, испуниће мо људском навалом $p = 500$ кгр. дакле $1{,}00 . 500 = 500$ кгр, на 1. метар дужине.

Максимални саобраћајни моменат одређен је графиским путем (сл. 74.) Стоји ли точак у средини носача, онда се добија:

$$Mp = H . y = 9000 . 326 = 2934\,000 \text{ смкгр.}$$

Тачнија се вредност изналази аналитичким путем. По сл. 75. је онај део људске навале код A

$$1{,}95 . 500 = 975 \text{ кгр.}$$

а други део код B је

$$5{,}45 \cdot 500 = 2725 \text{ кгр.}$$

$$A = \frac{975 . \left(12{,}4 - \frac{1{,}95}{2}\right) + 3370\,(6{,}2 + 2{,}75) +}{12{,}40}$$

$$\frac{+ 6250 . 6{,}2 + 2725 . \frac{5{,}45}{2}}{12{,}40} = 70\,55 \text{ кгр.}$$

(Графијски одређено на 7000 кгр.)

$$B = (975 + 2725 + 3370 + 6250) - 7050 = 6265 \text{ кгр.}$$

$$Mp = 6265 \,.\, 6{,}2 - 2725 \left(6{,}2 - \frac{5{,}45}{2}\right) =$$

$$= 29374 \text{ мкгр} = 2937400 \text{ смкгр.}$$

[Ако се неће да примени графичко испитивање, онда се можемо послужити следећим приближним начином (срав. сл. 76.) Моменат од људске навале

$$M = \frac{500 \,.\, 12{,}4^2 \,.\, 100}{8} = 961000 \text{ смкгр.}$$

Притиске од точкова од 3370 и 6250 кгр. треба сада за одговарајућу вредност људске навале испод парног ваљка умањити, дакле

Предњи точак $= 6250 - 2{,}5 \,.\, 1{,}0 \,.\, 500 = 5000$ кгр
Задњи точкови $= 6370 - 2{,}50 \,.\, 1{,}0 \,.\, 500 = 2120$ „

Ако сада оба ова терета тако поставимо. да одстојање највећег (= 5000 кгр.) од средине носача буде

$$x = \frac{2120 \,.\, 2{,}75}{2 \,.\, 7120} = 0{,}41 \text{ м.}$$

онда је

$$A = 5000 \left(1 - \frac{5{,}79}{12{,}4}\right) + \frac{2120 \,.\, 3{,}86}{12{,}4} = 4696 \text{ кгр.}$$

$$M' = 4696 \,.\, 6{,}2 - 5000 \,.\, 0{;}41 = 27065 \text{ мкгр} =$$
$$= 2706500 \text{ смкгр]}$$

в.) *Највећи моменат.*

$$Mmax = Mg + Mp = 3747900 + 2937400 =$$
$$= 6685300 \text{ смкгр.}$$

г.) *Потребан гвоздени пресек.*

$$Fe = \frac{M}{\sigma e \left(h' - \frac{d}{2}\right)} = \frac{6685300}{1200 (110 - 5 - 10} = 58{,}64 \text{ см}^2$$

= 9. округлих гвожђа свако по 2,9 см пречника ($fe = 59{,}49$ см²)

Према службеним пруским прописима је:

$$x = 39{,}3 \text{ см}$$
$$y = 30{,}4 \text{ см}$$
$$\sigma e = 1168 \text{ кгрсм}^2$$
$$\sigma b = 40 \text{ кгрсм}^2$$

д.) *Смичућа напрезања* (сл. 77.)

$$A = Vmax = 6250 + \frac{3370 \,.\, 9{,}65}{12{,}40} + \frac{500 \,.\, 8{,}15^2}{2 \,.\, 12{,}4} +$$
$$+ 6{,}2 \,.\, 1950 = 22300$$

$$\tau_0 = \frac{22300}{40 (110 - 5 - x + y)} = 5{,}8 \text{ кгрсм}^2$$

Дозвољено смичуће напрезање $\tau_0 = 4{,}5$ кгрсм₂ прекорачено је.

Одстојање узенгија на лежишту добија се по обр.

$$s = \frac{800 \,.\, f}{(\tau_{max} - 4{,}5) \,.\, b_1}$$

Ако се узме пљоснато гвожђе за узенгије 20/3 мм. онда је

$$f = 2 \,(2 \,.\, 0.3) = 1{,}2 \text{ см.}$$

$$s = \frac{800 \,.\, 1{,}2}{(5{,}8 - 4{,}5)\, 40} = \sim 19 \text{ см.}$$

[Ако се хоће графијски да одреди подела узенгија онда се број узенгија рачуна за половину носача по:

$$i = \frac{12{,}4 \,.\, 40}{3200} \cdot \frac{1{,}3}{1{,}2} = 17 \text{ комада.}$$

Ако се хоће да елиминише дејство смичућих сила савијањем горња 4 гвожђа, то мора тамо, где са савијањем треба почети, смичућа сила бити само:

$$V = \frac{22300 \,.\, 4{,}5}{5{,}8} = 17300 \text{ кгр}$$

Одстојање овог места од левог ослонца по сл. 78. износи:

$$c = \frac{(22300 - 17300) \,.\, 12{,}4}{2 \,.\, 22300} = \sim 1{,}4 \text{ мет.}$$

Онда је моћ лепљивости (Haptspannung) оних доњих 5. гвожђа на ослонцу

$$\tau_1 = \frac{40 \,.\, 5{,}8}{5 \,.\, 2{,}9 \,.\, \pi} = 5{,}1 \text{ кгрсм}^2$$

Ако се на ослонцима додаду још 2 гвожђа (Ankereisen) свако по 1 см. пречника, онда је:

$$\tau_1 = \frac{40 \,.\, 5{,}8}{(5 \,.\, 2{,}9 + 2 \,.\, 1{,}0)\, \pi} = 4{,}5 \text{ кгрсм}_2$$

Из практичних обзира и спољашња и унутрашња су ребра подједнако армирана.

3.) Прорачун плоче за пешачку стазу.

Јачина плоче $h = 12$ см. Одстојање консола од средине до средине $l = 2$ м. (срав. сл. 79.)

Оптерећење.	људска навала 2,0 . 1,0 . 500 =	1000 кгр
	сопствена тежина 2,0 . 1,0 . 0,12 . 2400	576 „
	Свега	1576 „

Са обзиром на узићивање је

$$M = \frac{1576 \,.\, 200}{10} = 31520 \text{ мкгр.}$$

Треба такође узети гвоздене шипке од 7 мм. пречника

$$(h - a) = 12 - 1{,}50 = 10.5 \text{ см.}$$

$$K = \frac{10,5}{\sqrt{M}} = \frac{10,5}{178} = 0,059$$

$$fe = \sim 0,015 \,.\, 178 = 2,67 \text{ см}^2.$$

= 7 округлих шипака ($fe = 2,70$ см²)

4. **Прорачун консола** (Kragträger) (сл. 79 и 80)

Дужина консоле 1,20 м. навала људска и сопствени терет плоче = 1576. кгр. Тежина ограде и притисак људског терета на ограду 2 . 250 = 500 кгр

$$Mmax = \frac{1576 \,.\, 120}{2} + 500 \,.\, 120 = 154560 \text{ смкгр.}$$

Ширина ребара b = 15 см. (сл. 81.) Зона истезања лежи горе

$$(h - a) = 57 \text{ см.}$$

$$x = \frac{57}{3} = 19 \text{ см.}$$

$$fe = \frac{\sigma b \,.\, x \,.\, b}{2 \,.\, \sigma e} = \frac{40 \,.\, 19 \,.\, 15}{2 \,.\, 1200} = 4,75 \text{ см}^2$$

= 3 округла гвожђа од по 1,50 см. пречника.

Једнаку арматуру треба из практичних обзира узети и у зони притиска (сл. 36)

Највећа смичућа сила

$$Q = 1576 + 500 = 2076 \text{ кгр.}$$

смичући сила бетона

$$\tau o = \frac{2076}{15\,(57 - 6,33)} = 2,7 \text{ кгрсм}^2$$

Моћ лепљивости (Haftspannung) гвожђа

$$\tau_1 = \frac{15 \,.\, 2,7}{3 \,.\, 1,5 \,.\, \pi} = 2,9 \text{ кгрсм}^2$$

Б.) **Прости мостовски носачи са коловозом доле**

Код већих распона од 8 до 10 мет, али мање ширине од 5 до 6. мет не могу се у многим случајевима применити гредни мостови са коловозом горе јер њихова конструктивна висина (одстојање од доње површине носача до нивелете насипа (пута или шина) може да испадне знатно велика. У таквим случајевима граде се мостови са коловозом доле, ако се неће да примене континуивни носачи и ако се с друге стране хоће да избегну скупоцени стубови за засведене мостове.

Основни облици оваквог мостовског система виде се из *сл. 82 до 87*... Код свију облика разликују се *главни носачи* (који носе) и коловозна конструкција (патос). Обадва су носача у равни доњега појаса спојена међу собом нормалном чврсто разапетом (узиданом) плочом. Код већих мостова и оптерећења, нарочито код друмских мостова, препоручују се нарочити попречни носачи, који су чврсто спојени са главним носачима (*сл 84*). Носеће шипке коловозне плоче постављају се паралелно са осовином моста. Постављање пешачких стаза, види се из изложених слика. Код нарочито великих оптерећења и ширине моста, потребни су, нарочито код жељезничких мостова и уздужни (секундарни) носачи, који чврсто спајају попречне носаче. Носећа гвожђа у плочи полажу се управно на осовину моста и чврсто су укотвљена у главне носаче.

Код железничких мостова уздужни секундарни носачи служе као подлога шинама. Они преносе притиске точкова на попречне носаче. а ови на главне носаче. Пешачка стаза може се такође са једним подужним носачем (секундарним) подупрети тако, да ова сва консолна ребра повеже. У свима се случајевима препоручује, да се прелази појединих конструктивних делова снабду са цвиклама (voutenförmig) те да се постигне боље узићивање, и да се води рачуна о негативним моментима савијања.

При извршењу главних носача можемо јаким армирањем горњег и доњег појаса смањити му висину. Пошто је висина носача функција ширине моста то ће за већу ширину у толико бити виши и носачи. Велика уштеда на материјалу постизава се тиме, да се носачи изврше кас греде једнаке јачине противу савијања и да се ка ослонцима начине у толико ниже у колико одговарају моментима савијања. Услед тога носач добија лепши изглед. Код друмских мостова главни носачи могу да послуже и као ограда, ако нису сувише високо конструисани. Да би се избегле велике и глатке површине, на бетону се усецају (урезују) на спољашњој и унутрашњој страни носача поједина поља ради уштеде материјала. *Сл. 88.* представља ово. Овде је главни носач добло на спољашњој страни нарочито укрућење, попречни су носачи продужени и ван главних носача, чија ребра служе као потпоре ојачању. Оваква ојачања не сметају саобраћају. Код жељезничких мостова ова се ојачања изнутра прилагођавају слободном профилу.

Пошто се укупни мостовски терет преноси на ослонце само помоћу оба главна носача, то ће и лежишне реакције бити знатно веће, због чега се умећу нарочите лежишне подлоге, које се раде од бетона ојачаног бетона или тесаника. Код ових конструкција главни носачи нису извршени као узидани.

Сл. 89. показује попречни пресек једног моста у Фрајденштату у Виртенбергу. Чист је отвор 11,50 м. а ширина моста 5,0 м. Главни носачи имају сталну висину 1,70 м. и у оба појаса ојачани су са по 4 округла гвожђа од по 3,2 см. пречника. Попречни носачи од средине до средине одстоје за 1.28 м. и ојачани су са по 4 шипке пречника 2,5 см. Дебљина плоче износи 12 см.

Прорачунавање

Прорачун оваквих мостова врши се на исти начин као и мостова са лиманим носачима. Коловозна се плоча рачуна као и под А.) Поједини терети у средини плоче изазивају највећи моменат савијања као и равномерно подељено оптерећење од људске навале.

При услову да су сви попречни носачи у једној висини, коловозна се плоча може да сматра као слободно подупрта попречним носачима. Ако се узме да је плоча чврсто узидана између попречних носача, онда је довољно димензионирати по највећом моменту:

$$+M = \frac{Ql}{24}$$

$$-M = \frac{Ql}{12}$$

Обе методе рачунања дају такве резутате, који се у пракси већином не јављају. За то се ради уштеде заметног рачунања узима да су плоче слободно подупрте са попречним носачима и од изнађених момената узимају се $^3/_4$ од њихове вредности. Разуме се, да изнад попречних носача у горњем појасу плоче мора бити довољна арматура да прими истежуће силе које се ту појављују. Ако имамо и подужне секундарне носаче, онда се плоча рачуна као подупрта са свију страна или да је са свију страна узидана; и према томе се димензије одређују.

Секундарни подужни носачи тако се постављају, да све плоче буду једнаког распона. Код жељезничких мостова одстојање секундарних носача зависи од ширине колосека.

За попречне носаче мора се одредити неповољан положај терета. Могу се носачи рачунати као обострано узидани или као слободно подупрти. У последњем случају треба израчунати моменат на $^2/_3$ његове вредности смањити. За пријем негативних момената од узиђивања према *сл. 88.* треба предвидети и ребра за укрућивање, која требају да спрече и повијање главних носача. Арматуру треба са стране а делом и горе положити и у носачу је учврстити *сл. 89*

Главни се носачи могу на исти начин прорачунати као и лимани носачи, кад се узме да терети дејствују у свима чворовима — на спојевима са попречним носачима. Али пошто је коловоз на целој својој дужини у непосредној вези са носачима, то се препоручује, да се главни носачи рачунају на исти начин као и напред именовани носачи, На ослонцима се морају положити неколико шипака под 45° и спровести у притиснути појас, да тамо приме главна напрезања, која дејствују косо у правцу истежуће трајекторије. Распоред узенгија врши се као и код напред поменутих носача.

Пример 3.

Статички прорачун једног друмског моста са коловозом доле.

Конструктивна висина утврђена је на 55 см. (од површине ослонца до нивелете пута) носач је изведен горе по благој параболи а доле је прав.

Ширина између главних носача = 5,00 м., чист отвор 19,50 мет., а потпорна дужина 20,20 мет. Терет коловоза пренесен је попречним носачима на 45 см. широке главне носаче:

Димензије појединих попречних пресека одређене су по Ритеровој методи. Арматура главних носача извршена је на основи подеоне линије материјала, која је прилагођена линији максималних момената. Употребљена је арматура и против дејства притиска од ветра и вођен је рачун и о тенденцији да се главни носачи не извију у страну. За пријем хоризонталних смичућих напрезања уметнуте су узенгије од округлог гвожђа, чије је одстојање различно према потреби. Сем тога уметнута су и гвожђа за пријем истезања (Zugeisen) тамо, где то подела материјала дозвољава те да се још отклоне и места у којима се појављују максимална смичућа напрезања.

Конструкција је прорачуњена за мобилно оптерећење од кола са 6 тона и 340 кгрм² равномерно подељеног оптерећења (људска навала).

1.) Прорачун коловозне плоче

Тежина шљунка = 0,15 . 1600 = 240 кгрм²
Тежина плоче = 0,10 . 2400 = 240 „
Свега = 480 кгрм²

$$Mg = \frac{480 \,.\, 1{,}0^2 \,.\, 100}{8} \cdot \frac{2}{3} = 4000 \text{ смкгр.}$$

Као прелазни терет узет је точак од 1500 кгр у средини плоче.

Узето је 10 округлих гвожђа од 10мм пречника (на 1. метар дужине.)

2.) Прорачун попречних носача

Оптерећење се састоји из

$$P = 1{,}35 \,.\, 1{,}00 \,.\, 340 = 459 \text{ кгр.}$$

$$g = 480 + 0{,}15 \cdot 0{,}3 \,.\, 2400 = 588 \text{ кгр.}$$

Из овога је израчуњено

$$A = 588 \,.\, 2{,}5 + 459 + 1500 = 3429 \text{ кгр.}$$

$$M = 3429 \,.\, 250 - 459\,(250 - 67) - 1500 \,.\, 70 - 588 \,.\, \frac{2{,}5^2}{2} \cdot 100 = 484732 \text{ смкгр.}$$

Узета су 3. округла гвожђа од d = 2,2 см. пречника.

3.) Израчунавање главних носача.

Сопствени терет

Шљунак = 0,15 . 2,5 . 1600 = 600 кгрм¹.
Коловоз = (0,1 . 2,5 . + 0,15 . 0,3 . 2,5)2400 = 870 „
главни носач = 0,45 . 2400 (0,55 + 0,7 + + $\frac{0{,}75 \,.\, 2}{3}$) = 1890 „
Укупно g = 3360 кгрм¹

Прелазни терет (сл. 90)

Утицај од колског терета износи:

$$R = \frac{1500}{5{,}0}\,(4{,}55 + 3{,}15) = 2310 \text{ кгр.}$$

Утицај од равномерног подељеног оптерећења од 340 кгрм², које се налази поред кола (сл. 91.)

$$p^1 = \frac{340 \,.\, 2{,}70 \,.\, 1{,}35}{5{,}0} = 248 \text{ кгрм}^1$$

Овим се добија подела терета у сљедећем (сл. 92.)

Сопствени терет $g = 3360$ кгрм¹

људска навала $p = 340 \,.\, 2{,}5 = 850$ кгрм¹

$p^1 = 248$ кгрм¹

Поједини терети $R = 2310$ кгр.

Одредба опасног пресека и максималног момента:

$$A \,.\, 19{,}4 = 3360 \,.\, \frac{19{,}4^2}{2} +$$

$$+ 850\,(x - 3{,}6)\left(19{,}4 - \frac{x - 3{,}6}{2}\right)$$

$$+ 850 \,.\, \frac{(19{,}4 - x - 1{,}2)^2}{2} + 248 \,.\, 4{,}8\,(19{,}4 - x + 1{,}2)$$

$$+ 2310\,(19{,}4 - x) + 2310\,(19{,}4 - x + 2{,}4)$$

$$A = \frac{1}{19{,}4}\,(632284 + 19550 \,.\, x + 425 \,.\, x^2 - 64872 +$$

$$24522 \,.\, 24 - 1190{,}4 \,.\, x + 140777 - 15470 \,.\, x +$$

$$+ 425\, x^2 + 95172 - 4620\, x)$$

$$A = \frac{1}{19{,}4}\,(827883{,}24 - 1730{,}4\, x)$$

$$A = 42674{,}3 - 89{,}2\, x$$

$$Mx = 42674{,}3 \,.\, x - 89{,}2 \,.\, x^2 -$$

$$- 850\,(x - 3{,}6)\left(\frac{x - 3{,}6}{2} + 3{,}6\right) - 248\,\frac{3{,}6^2}{2} -$$

$$- 2310 \,.\, 2{,}4 - 3360\,\frac{x^2}{2}$$

$$= 42674{,}3 \,.\, x - 89{,}2\, x^2 - 425\, x^2 + 5508 - 1607{,}04 -$$

$$- 5544 - 1680\, x^2$$

$$= 42674{,}3 \,.\, x - 2194{,}2 \,.\, x^2 - 1643{,}04$$

$$\frac{dM}{dx} = 42674{,}2 - 438{,}4 \,.\, x = 0$$

$$x = \frac{42674{,}2}{4388{,}4} = 9{,}72 \text{ м}$$

$$M_{max} = 42674{,}3 \,.\, 9{,}72 - 2194{,}2 \,.\, 9{,}72^2 - 1643{,}04 =$$

$$= 20586{,}51 \text{ мкгр} = 2058651 \text{ смкгр.}$$

Овом M_{max} за одговарајућу арматуру употребљено је у горњем појасу у средини носача:

5 округлих гвожђа свако по 40 мм пречника и у доњем појасу

6. округл. гвожђа свако по 45 мм. пречника

1. „ „ „ „ 40 „ „

Испитивање попречног пресека на $\frac{L}{4}$ распона

$$M_{\frac{L}{4}} = 42674{,}3\,\frac{19{,}4}{4} - 2194{,}2 \,.\, 4{,}85^2 - 1643{,}04 =$$

$$= 15372000 \text{ смкгр.}$$

$$\text{Висина носача} = 55 + 70 + \frac{4 \,.\, 0{,}75}{19{,}4^2}\,(19{,}4 \,.\, 4{,}85 -$$

$$- 4{,}85^2) = 1{,}813 \text{ м}^{*)}$$

Арматура се види из сл. 93—98.

Испитивање попречног пресека у $\frac{L}{8}$ распона

$$M = 42674{,}3\,\frac{19{,}4}{8} - 2194{,}2 \,.\, 2{,}425^2 - 1643{,}04 =$$

$$= 889403 \text{ смкгр.}$$

$$\text{Висина носача} = 55 + 70 + \frac{4 \,.\, 0{,}74}{19{,}4^2}\left(19{,}4\,\frac{19{,}4}{8} -\right.$$

$$\left. - 2.425^2\right) = 1{,}578 \text{ м.}$$

Арматура се види из сл. 93—96.

B.) Гредни носачи преко више ослонаца

За распоне преко 30 мет., кад имамо довољну конструктивну висину, граде се лучни носачи. Кад је конструктувна висина ограничена, онда је корисније градити континуивне носаче, ако се жели да постигне рационална примена материјала. Код оваквих носача главни је услов, да темељ мора бити по све сигуран

Континуивни носачи корисни су још и по томе што се могу узети поједини отвори много већи но код носача слободно подупртих и тиме се штеди на броју стубова, и избегава се скупо фундирање. Међутим за слободно подупрте носаче при једнаким распонима потребно је много више материјала. Код континуивних носача главна је ствар број и величина отвора који су ограничени дужином моста и конструктивном висином,

Висина греда је дакле функција одстојања потпорних тачака из којих је разлога и избор величине отвора ограничен. Велики распони захтевају мањи број стубова али знатно веће висине носача и обрнуто, мањи распони захтевају већи број стубова и мање висине носача. Да се материјал економно примени и добије простија арматура, препоручује се, да се при распореду отвора држимо симетрије и да висине носача наспрам ширине отвора буду $^1/_{11}$ до $^1/_{13}$ део отвора. Кад се не учини добар распоред отвора, онда се услед саобраћаја на мосту могу крајњи носачи издићи из сног лежишта, што се може одстранити само са вештачким оптерећењем или скупим котвама.

Код носача већих распона или када је више носача у једном правцу поређано, неопходно је потребно елиминисати споредна напрезања, која долазе од промене температуре, а то се постиже одговарајућим лежиштима и добрим покривањем фуга између носача,

*) Једначина параболе:

$$y = \frac{4 \,.\, f}{l^2}\,(l \,.\, x - x^2)$$

да се прашином не попуне. Код већих дужина носача из једног комада промена температуре производи знатнија споредна напрезања, која се морају елиминисати са лежиштима и дилатацијоним фугама. Ове фуге код мостова око 100 мет. дужине а при темпаратури од 30° морају бити 5 мм. широке, оне се морају покрити са две металне плоче, које ће моћи једна преко друге да клизе, или се фуге покривају тапасатим лимом који се испуни асфалтом или се усађују у бетон угаона гвожђа.

За поделу целокупне конструкције у поједине делове, који не зависе један од другог, постројевају се или *дупли стубови* или *дупли јармови* и на њима се носачи тако поставе, да између носача у средини између стубова или јармова остане скроз слободна фуга

Стубови се граде као и дрвени јармови на заједничком соклу и темељу. Испод сваког носача долази по један нарочити бетонски шип (пилотна), који се армира и арматурне шипке упуштају се кроз пилотне као котве у заједнички темељни блок. Ради простије и јефтиније конструкције побијају се армирани бетонски шипови у земљу као и обичне дрвене пилотне. Када су потребни и ледоломи онда се они граде на заједничком темељу са јармом.

Пошто простор овога извода не дозвољава да се детаљно опишу и сликама представе конструкције и арматура разних врста стубова за мостове на више подупирача, јер би уз овај опис требало изнети око 70 слика више, то да би се читаоци детаљније упознали са овим упућујемо, их на књигу,, Bruecken in Eisenbeton од C Kersten—а I део стр. 97 до 112.—

Прорачун

Код мостовских носача на више ослонаца разликују се три случаја.

1., Носачи су раздељени на подупирачима и образују слободно подупрте носаче, који се прорачунавају на напред изложени начин.

2., Носачи су континуивни а слободно су подупрти са стубовима;

2., Носачи су континуивни и на стубовима чврсто узидани (утврђени)

Континуивне носаче под 2 и 3. треба у сваком случају избегавати, тамо где би средњи стубови могли тонути, где је земљиште несигурно.

Споредна напрезања, која би се услед тога појавила, тешко је израчунати. Ако су носачи са средњим и обалним стубовима чврсто спојени, то се онда то узићивање мора узети у рачун, и то како са гледишта на моменте савијања носача тако и на екцентрична напрезања ослонаца. Испитивање се врши најбоље графијским путем по теорији континуивних носача на ослонцима еластички покретљивим.—

4.) Пример

Статички прорачун друмског моста са континуивним носачима на 4 ослонца.

Мост има конструктивну висину 1,10 мет. и то 0,85 м. за мостов. носаче и 0.25 м. за шосе. Коловоз има ка обалним стубовима подужни пâд од 0,25 м. или 1,5%.

Мост је дугачак 34 мет. и има 3 отвора; средњи речни отвор од 14, 80 м. и два крајња отвора по 8,85 мет. Средњи стубови имају при дну (на темељној плочи) 1.25 м. а горе 0,80 мет. ширине обални пак стубови су 1,05 одн. 0.60 мет. дебљине. Преко сва три отвора постављено је 6 континуивних бетонских армираних греда.

Ширина коловоза је 5,26 м, пешачких стаза по 0,95 м. целокупна ширина од чела до чела 7,50 мет. За пешачке стазе употребљене су конзоле, те је због тога ширина средњих стубова 6,0 мет. (без главе стубова.)

Стубови су израђени од набивеног бетона од речног песка и шљунка. Ради спречавања клизања у страну обложени су оплатом. Да би се избегло слегање, које управо код континуивних носача може имати непријатне последице узета је ширина фундаментне плоче толика, да притисак на земљиште не износи више од 2 Кгрсм²

Мостовски су носачи утврђени котвама у стубове, да би се у средини носача добили мањи моменти савијања, који и иначе код континуивних носача морају наступити. За котве на истезање и доње шипке узете су квадратне челичне шипке од 20 мм.

У средњем отвору висина носача је 0, 85 м. а у осталима по 0,75 м. Ширина носача је 0,30 м. Јачина и распоред арматуре види се из сл. 97 до 102. Дебљина коловозне плоче износи 20 см. а пешачке плоче 13 см. Испод коловозне плоче уметнуте су попречне везе између мостовских носача, која се састоје из ребара 0,30 м. висине и 0,20 м. ширине.

За спољашњи изглед моста има да се напомене да је спој носача са стубовима на доњој површини носача заокругљен са јаком цвиклом.

Употребљени материјал је најбољи портланд цемент, речни песак и шљунак.

Бетон у размери 1: 2: 4 има 200 Кгрсм² јачине топљени челик имао је гарантовану јачину на истезање од 6000 Кгрсм²

За оптерећење је узет парни ваљак од 23 тоне укупне тежине, а за остали део моста равномерно оптерећење од 400 Кгрм²

1.) **Прорачун коловозне плоче** (сл. 103.)

Чист распон . . . . . = 0.80 м.
Рачунска потпорна дужина . . . = 1,10 м.
Оптерећење од сопствене тежине:

Армиран бетон 0,20. 2000	= 480	Кгрм²
Изолујући слој	= 10	„ „
Цементни премаз	= 20	„ „
Пешчана постеља за калдрму 0,10· 1500	— 150	„ „
Гранитне коцке 0,10· 2700	= 270	„ „
Укупно	930	Кгрм²

За прорачун корисног оптерећења узета је претпоставка, да се притисак задњег точка парнога ваљка од 1600 кгр. тежине и 55 см. ширине распростире на површину коловоза на 10 см. дужине. Сем тога је претпостављено, да се терет на пешчаној постељи и бетонској плочи појављује на тај начин, да се образује једна пирамида притиска од 25 см. висине. Основна површина ове пирамиде износи по сл. 104.

$$F = 60 \cdot 105 = 6300 \text{ см}^2$$

којој одговара оптерећење од

$$\frac{6500 \,.\, 10000}{6300} = 10300 \text{ кгрм}^2$$

Укуп о оптерећење плоче је дакле

$$930 + 10300 = 11230 \text{ кгрсм}^2$$

Са обзиром на континуитет моменат у средини поља може се ставити $= \frac{q \,.\, l^2}{10}$

$$Mmax = \frac{11230 \,.\, 1{,}1^2 \,.\, 100}{10} = 136000 \text{ смкгр.}$$

Кад нам је $fe = \frac{100}{15} \cdot 1{,}0^2 = 6{,}65$ см.^{2} и

а= 2 см. (сл. 105) онда се на познати начин за положај нулте линије добија

$$x = 5{,}06 \text{ см.}$$

и онда су напрезања

$$\sigma b = 33{,}0 \text{ кгрсм}^2$$

и

$$\sigma e = 1252 \text{ кгрсм}^2$$

Као шипке за поделу притиска и за пријем споредних напрезања услед истезања бетона уметнута су на сваких 30 см. 6,5 мм. јаке шипке попреко изнад осталих шипака за пријем евентуалних негативних момената.

2.) **Прорачун средњег носача у главном отвору.**

За прорачун носача применићемо принцип Герберовог зглобастог носача. Зглобови се тако постављају, да моменти изнад ослонаца буду толико велики као и моменти у средини поља (сл. 106.) Одстојање зглоба узећемо да је x = 2,75 м. Максимални моменат у средини поља биће онда највећи кад средњи точак дође у средину поља. (сл. 107.)

Оптерећење носача:

Равномерно подељени терет од сопствене тежине 0,65 . 0,30 . 2400 — — — — — — = 469 кгрм^1

од коловозне плоче, пологе итд.

1,10 . 930 — — — — — — — = 1023 „

Укупно g = 1492 кгрм

$$Mg = \frac{1492 \,.\, 10 \,.\, 100}{8} = 1865000 \text{ смкгр}$$

Лежишна реакција B' од људске навале

$$Bp = \frac{11 \,.\, 400 \,.\, 0{,}44}{10} + \frac{3{,}62 \,.\, 440 \,.\, 8{,}19}{10} = 1320 \text{ кгр}$$

$$Mp = 1320 \,.\, 500 - 3{,}62 \,.\, 440 \left(500 - \frac{362}{2}\right) =$$

$$= 152500 \text{ смкгр}$$

Појединачни терет од парног ваљка

$$P_1 = \frac{2 \,.\, 0{,}825 \,.\, 5000}{1{,}10} = 7500 \text{ кгр}$$

$$P_2 = \frac{2 \,.\, 0{,}325 \;\; 6500}{1{,}10} = 3850 \text{ кгр}$$

Лежишна реакција B'' од појединачних терета

$$B'' \;\; \frac{7500 \,.\, 5}{10} + \frac{3850 \,.\, 2{,}25}{10} = 4615 \text{ кгр}$$

$$Mp = 4615 \,.\, 500 = 2310000 \text{ смкгр}$$

$$Mg + Mp + Mp = Mmax.$$

укупни мом. у средини носача Mmax = 4327500 смкгр

За доњу арматуру узете су

10. челичне шипке по 20 мм. пречника = 40,00 см^2
2. „ „ „ 14 „ „ = 3,92 „

fe = 43,02 ≈ 44 см^2

Онда се на познати начин изналази (сл. 108.)

$$x = 27{,}1 \text{ см}$$

и

$$y = 10{,}05 \text{ см}$$

Напрезање гвожђа је

$$\sigma e = \frac{4327500}{44\,(90 - 6 - 27{,}1 + 19{,}05)} = 1292 \text{ кгрсм}^2$$

Напрезање бетона, без обзира на челичне шипке, које су постављене у зони притиска, биће:

$$\sigma b = 41 \text{ кгрсм}^2$$

Горе поменута арматура у зони притиска састоји се из 4. челич. шип. укупног просека 4 . 1,4^2 = 7,84 см^2

Исто су овако армирани и крајњи носачи.

3.) **Максимални моменат изнад ослонаца.**

Максим. моменат постаје, кад предњи точак парног ваљка за 2,75 мет. одстоји од средње потпорне тачке сл. 109 и 110.

Моменат од сопствене тежине

$$Mg = 1492 \,.\, 5 \,.\, 235 + \frac{1492 \,.\, 2{,}35^2 \,.\, 100}{2} = 2162000 \text{ смкгр}$$

Моменат од људске навале

$$Mp = \frac{0{,}975^2 \,.\, 440 \,.\, 100}{2} + \frac{5{,}875^2 \,.\, 440 \,.\, 100}{2.10} \cdot 235 = 388500 \text{ „}$$

Моменат од појединих терета

$$Mp = 7500 \,.\, 235 + 3850 \frac{7{,}25}{10} 235 = 2415000 \text{ „}$$

Укупни Mmax = 4965500 смкгр

За пријем овог негативног момента употребљено је:

(сл. 111) 12 челич. шипака по 20 mm. пречн. = 48,00 см²
9 „ „ „ 14 „ „ = 17,64 „
fe = 65,64 см²

Положај средње осе одређен је са

$$x = 41 \text{ см.}$$

Напрезање бетона (без обзира на челичне шипке у зони притиска) је

$$\sigma_b = 19 \text{ кгрсм}^2$$

и напрезање шипака на истезање у горњој зони је

$$\sigma_e = 648 \text{ кгрсм}^2$$

Горе поменута арматура у зони притисака састављена је из 3 челичне шипке укупног пресека

$$3 \,.\, 1{,}4 = 5{,}88 \text{ см}^2.$$

4.) Прорачун средњег носача у споредном отвору

Максимални ће моменат наступити, кад се оптерећење постави као у *сл. 112*. Изнаћи ће се укупни моменат од 2774500 смкгр.

За доњу арматуру узете су

9 челичних шипака пречника 20 mm = 36 см²
3 челичне шипке пречника 14 mm = 5,88 см²

Одређено је:

$$x = 21{,}7$$

$$\sigma_b = 37 \text{ кгрсм}^2$$

$$\sigma_e = 1250 \text{ кгрсм}^2$$

5.) Прорачун плоче за пешачку стазу

Дужина конзоле која се уноси у рачун износи 0,90 m. (в. *сл. 113* и *114*).

Сопствени терет $\frac{0.12 + 0{,}15}{2} \,.\, 1{,}00 \,.\, 2400 = 325$ кгрм¹
Навала људска = 400 „
Укупно = 725 кгрм¹

У рачун треба унети и притисак људи на ограду, који се замишља као вертикални притисак од 200 кгрм¹ заједно са тежином ограде.

$$M = \frac{725 \,.\, 0{,}9^2 \,.\, 100}{2} + 200 \,.\, 90 = 47400 \text{ смкгр.}$$

За пријем истежућих сила узете се на 1 м. дуж. 2.82 см² челичних шипака, и онда је (за a = 2 см)

$$x = 2{,}91$$

$$\sigma_b = 27 \text{ кгрсм}^2$$

$$\sigma_e = 1400 \text{ кгрсм}^2$$

За постигнуће боље поделе притисака и за пријем споредних напрезања у бетону од истезања односно скупљања постављене су на сваких 29 см. по 1 челична шипка пречника 6,5 mm паралелно са осовином моста.

6.) Прорачун смичућих напрезања

а) средњи носач у главном отвору, (*сл. 115*).

Сопствени терет = 1492 кгрм¹
Људска навала = 440 „
Укупно = 1932 кгрм¹

Смичућа сила од равномерно подељеног терета

$$Q_1 = \frac{14{,}72}{2} \,.\, 1932 \;.\;.\;.\;.\;.\;.\; = 14200 \text{ кгр.}$$

Смичућа сила од појединачних терета (P_1 непосредно на ослонцу) — срав. сл. 115. —

$$Q_2 = 7500 + 3850 \,\frac{11{,}95}{14{,}72} \;.\;.\;.\; = 10630 \text{ кгр.}$$

Укупно = 24830 кгр.

За дозвољено смичуће напрезање бетона од 4,5 кгрсм² износи на ослонцу смичућа сила коју бетон прима на себе

$$Qb = 4{,}5 \,.\, 30\,(85 - 6) = 9600 \text{ кгр.}$$

Преоставши део смичуће силе, дакле

$$\frac{24830 - 9600}{2} = 7615 \text{ кгр.} —$$

морају примити узенгије.

Предвиђене узенгије састоје се из жице 6,5 mm пречника и у стању су да приме смичућу силу од 1200 кгрсм². Узете су 4 узенгије једна поред друге поређане са укупним пресеком = 8 . 0,4225 = 3,38 см² и укупног напрезања од

$$3{,}38 \,.\, 1200 = 4050 \text{ кгр.}$$

Број узенгија од ослонца до средине носача

$$\frac{7615 \,.\, 14{,}70}{4050 \,.\, 2 \,.\, 71{,}2} \,.\, 4 = 4 \,.\, 19 \text{ комада}$$

Одстојање узенгија на ослонцу

$$s = \frac{4050 \,.\, 71{,}2}{15230} = 19 \text{ см.}$$

На ослонцу узето је одстојање узенгија од 21 см, и са обзиром на опадање смичуће силе ка средини носача ово је одстојање повећавано тако, да у средини носача узенгије немају веће одстојање од 1,0 метра. Број и одстојање узенгија у крајњим носачима истоветни су.

б.) Средњи носач у споредним пољима (*сл. 116.*)

Сопствени терет = 1419 кгрм¹
Људска навала = 440 „
Укупно = 1859 кгрм¹

Смичућа сила од равномерног подељеног оптерећења

$$Q_1 = 1859 \frac{8,85}{2} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; , \quad = 820 \text{ кгр}$$

смичућа сила од појединачних терета (P_1 непосредно на ослонцу)

$$Q_2 = 7500 + 3850 \, . \, \frac{6,10}{8,85} \quad . \; . \; . \quad = 10150 \text{ кгр.}$$

Укупно = 18350 кгр.

Бетон прима на себе

$$4,5 \, . \, 30 \, . \, 62,2 = 8400 \text{ кгр.}$$

Узенгије дакле имају да приме

$$\frac{18350 - 8400}{2} = \sim 5000 \text{ кгр.}$$

Број узенгија од ослонца ка средини

$$= \frac{5000 \, . \, 8,85}{4050 \, . \, 62,2 \, . \, 2} \, . \, 3 = 3 \, . \, 9 \text{ комада}$$

Одстојање узенгија на ослонцу

$$s = \frac{4050 \, . \, 62,2}{2 \, . \, 5000} = 25 \text{ см.}$$

У средини поља из практичких обзира није узето веће одстојање од 0.80 м.

7.) **Напрезање од притиска у средњем стубу** *сл. (117 и 118)*

Пресек I — I

Парни ваљак	= 23000	кгр.
сред. носач у сред. пољу 4 . 7,75 . 1402	= 46100	„
сред. носач у спор. пољу 4 . 4,78 . 1419	= 27100	„
крајњи носач у сред. пољу 2 , 7,75 . 2070	= 32000	„
крајњи носач у спор. пољу 2 . 4,78 . 1997	= 19100	„
људска навала 400 . 7,5 (7,75 + 4,78)	= 37500	„
Укупно	= 184800	кгр

Напрезање бетона на притисак без обзира на челичне шипке износи:

$$\sigma_b = \frac{184800}{575 \, . \, 80} = 4,025 \text{ кгрсм}^2$$

Пресек III — III

Стуб од доње површине коловозне плоче до пресека II — II.

$$0,80 \, . \, 5,75 \, . \, 1,17 \, . \, 2400 \quad — \; — \; — = 12900 \text{ кгр}$$

Проширење стуба

$$2 \, . \, \frac{0,75 \, . \, 0,60}{2} \, . \, 5,75 \, . \, 2400 \quad — = 6200 \text{ „}$$

Стуб од пресека II—II до пресека III—III

$$0,80 \, . \, 5,75 \, . \, 0,5 \, . \, 2200 \quad — \; — \; — = 5500 \text{ „}$$

Укупно 209400 кгр.

Напрезање бетона на притисак

$$\sigma_b = \frac{209400}{5,75 \, . \, 80} = 4,55 \text{ кгрсм}^2$$

Пресек IV—IV

Стуб од пресека III—III до пресека IV—IV

$$\frac{1,25 + 0,80}{2} \, . \, 2,5 \, . \, 5,90 \, . \, 2200 \quad — \; — = 33300 \text{ кгр.}$$

Укупно 242700 кгр

Напрезање бетона на притисак

$$\sigma_b = \frac{242700}{125 \, . \, 616} = 3,15 \text{ кгрсм}^2$$

Притисак на земљиште.

Темељ 1,5 . 2,0 . 6,8 . 2400 — — = 44800 кгр.

Укупно = 287500 кгр.

$$\sigma_e = \frac{287500}{200 \, . \, 680} = 2,11 \text{ кгрсм}^2$$

8.) **Напрезање од притиска у обалним стубовима** (сл. 119—121.)

Највеће напрезање на 7,5 мет. ширине

Предњи точак парног ваљка $10000 \frac{6,75}{9,50}$	= 7100	кгр
Задњи точкови „ „ — — —	= 13000	„
Средњи носачи у спор. пољу 4.4,78.1419	= 27200	„
Крајњи носачи у спор. пољу 2.4,78.1997	= 19100	„
Људска навала 7,50 (4,78 + 0,60) . 400	= 16150	„
Стуб $\frac{1,05 + 0,60}{2}$. 3,4 . 7,5 . 2200	= 46300	„
	128850	кгр.

На 1. м. ширине $P_1 = \frac{127850 \, . \, 100}{750} = 17200$ кгрм¹

Оптерећење од позадног насипања

$$P_2 = \frac{2,85 + 2,40}{2} \, . \, 3,4 \, . \, 1,0 \, . \, 1700 = 15200 \text{ „}$$

Сопствена тежина фундамента

$$P_3 = 1,6 \, . \, 3,75 \, . \, 1,0 \, . \, 2000 \quad . \; . \; . = 13200 \text{ „}$$

Резултанта R = 45600 кгрм¹

Положај резултанте (в. сл. 120.) одређен је са

$$x = \frac{17200 \, . \, 112,5 - 15200 \, . \, 46,5}{17200 + 15100 + 13200} = 2,48 \text{ см}$$

Притисак на земљиште

$$\sigma_e = \frac{R}{F} \pm \frac{M \, . \, l}{J}$$

Максимално напрезање на предњој ивици стуба

$$\sigma_m = 2,00 \text{ кгрсм}^2$$

Максимално напрезање на задњој ивици стуба

$$\sigma_n = 0{,}4 \text{ кгрсм}^2$$

9.) **Неповољно оптерећење средњег стуба** (сл. 122)

Средње поље потпуно оптерећено

$$12320 \,.\, 7{,}75 = 95000 \text{ кгр.}$$
$$\text{Парни ваљак} = 23000 \text{ „}$$
$$118000 \text{ кгр}$$

Крајње поље неоптерећено

$$930 \,.\, 5.26 = 4950 \text{ кгр.}$$
$$396 \,.\, 4 = 1585 \text{ „}$$
$$950 \,.\, 2 = 1900 \text{ „}$$
$$300 \,.\, 2 = 600 \text{ „}$$
$$9035 \text{ кгр.}$$

$$9035 \,.\, \frac{9{,}55}{2} = 43200 \text{ кгр.}$$

глава стуба

$$0{,}40 \,.\, 1{,}37 \,.\, 5{,}75 \,.\, 2200 = 6910 \text{ кгр.}$$
$$+\, 0{,}75 \,.\, 0{,}30 \,.\, 5{,}75 \,.\, 2200 = 2850 \text{ »}$$
$$9760 \text{ кгр.}$$

$$P_1 = 118000 + 9760 = 127760 \text{ кгр.}$$
$$P_2 = 43200 + 9760 = 52960 \text{ „}$$
$$R = 180720 \text{ кгр.}$$

Положај резултанте R (в. сл. 123)

$$x = \frac{127760.20 - 52960.20}{180720} = 8{,}2 \text{ см.}$$

$$\sigma = \frac{180720}{575 \,.\, 80} + \frac{180720 \,.\, 8{,}2 \,.\, 6}{575 \,.\, 80^2}$$

$$\sigma m = 6{,}36 \text{ кгрсм}^2$$
$$\sigma n = 1{,}52 \text{ кгрсм}^2$$

VI Мостови са решеткастим носачима
(Fachwerkbrücken)

Код решеткастих носача материјал се може боље искористити, него ли код носача са пуним дуваровима код којих се дозвољено напрезање може достићи само у с пољашњим слојевима појасева и због тога је бетонско тело потпуно не економно, пошто се знатни део бетона у зони истезања не може да искористи, дакле, тежина конструкције не стоји ни у каквом корисном односу наспрам постигнуте моћи ношења. Решеткасти су носачи употребљиви за веће распоне, где пуни носачи због њихове велике сопст. тежине не би били корисни. Код решеткастих носача материјал се потпуно искористи. Кад се саставни делови решетке смишљено изведу, онда имамо посла само са штаповима, који су изложени чистом аксијалном напрезању. Потребно је дакле само оне штапове армирати са одговарајућим бројем шипака, који су изложени истезању. Појаси су по правилу прави и паралелни, а граде се и параболни и кружни (сл. 128—130 преставља параболски носач).

Уштеду у материјалу према околностима можемо постићи остављањем појединих рупа на ребрима или главном носачу (сл. 124 и 125). Тада се добија носач са два паралелна појаса спојена међу собом вертикалним стубићима. Са обзиром да су смичуће силе ка ослонцима све веће, узеће се и за вертикалне стубиће одговарајућа већа ширина, На самим пак ослонцима где смичућа сила достиже своју максималну вредност, гради се пун пресек мостовског носача. Коловозна плоча образује чврсту везу притиснутих појасева оба носача. Доњи се појасеви не спајају међу собом, а могу се и спојити нарочитим попречним спојевима у извесном одстојању.

Друмски мост у Фрајденштату у Виртембергу сл. 126 и 127 представља решеткасти носач са коловозом доле. Распон је 17,0 м. а ширина између носача = 5,0 м. Све остало се види из слика.

Систем **Visintini** сматра се као прави решеткасти носач, који се састоји из два појаса а испуна (решетака) је вертикална или коса. Горњи је појас изложен притиску а доњи истезању. Доњи се појас код мањих распона армира са округлим гвожђем, које се на крајевима укотви савијањем на више. Код већих распона округла се гвожђа замењују угаоним или пљоснатим гвожђима насатице постављеним. Ова се гвожђа на свима чворним тачкама пробуше и у рупе се умећу округла гвожђа из вертикала, која су изложена истезању. Веза дијагоналних гвожђа на истезање врши се на тај начин, да се крајеви ових гвожђа просто савију у виду куке и закаче за хоризонтална, појасна гвожђа. Ако се арматура доњег пајаса гради од округлог гвожђа, онда се гвожђа из дијагонала или вертикала обавију око појасних гвожђа, при чему адхезијоно дејство бетона и гвожђа на чворним тачкама спречава клизање ушица од поменутог гвожђа дуж појасних гвоздених шипака. На исти се начин извршује и спајање у горњем појасу. Оваква веза чворних тачака има карактер веза са нитнама гвоздених мостова.

Ови се носачи израђују на овај начин: поставе се и утврде на равној површини две усправне даске у одстојању које треба да има носач. Пошто се за шупљине уметне троугласти калупи и арматура постави на своје место, почиње се изливање носача са житким бетоном у размери 1 : 4. Пошто маса веже (после 2 сата) уклоне се калупи; после двонедељног стврдњавања, носачи се могу транспортовати а после 3 до 6 недеља могу се и употребити.

Овакав носач може се склопити и из појединих делова, који се раније припреме. Веза у чворним тачкама врши се, када се на шипкама арматуре, које се испусте ван бетонске масе, награде ушице, а пљосната се гвожђа избуше и кроз ушице и ове рупе протне једна округла гвоздена шипка (сл. 131.). Овај се чвор по томе излије бетоном. На овај је начин врло лако

склопити носач из делова, који се израђују или на лицу места или даље од градилишта. Ово је корисно и у томе, што су саставни делови носача мањих тежина, лакши за транспорт и веза се врши брзо и сигурно на малим скелама за монтирање.

За мање мостовске распоне носачи се поређају један до другог. За веће распоне коловоз се поставља према приликама горе или доле.

Има доста извршених мостова са носачима по систему Visintini. Израђен је и један вијадукт са 13 отвора и прорачуњен је за тешка кола и друмску железницу.

Прорачунавање.

Коловозна плоча, попречни и подужни носачи код решеткастих мостова рачунају се као и напред. На против, рачунање главних носача, нарочито ако је решетка састављена из вертикалних штапова, наилази на веће тешкоће и зато је потребно тачно познавање теорије вишеструко статичких неодређених система. За сад се задовољавамо само са емпиричним обрасцима, докле пробна оптерећења не утврде постављене рачунске претпоставке.

Мостовски носачи по систему Visintini аналитички се рачунају као и гвоздени решеткасти носачи. Теорија оваквих носача условљава, да се у свима чворним тачкама налазе зглобови без трења, што не одговара стварности. Многобројним пробним оптерећењима утврђено је, да стварна моћ ношења Визинтинових носача, одговара резултатима одређеним приближним рачунањем. Због тога би и било бескорисно споредна напрезања рачунати аналитички, када се она са довољном тачношћу и иначе добијају, а нарочито и због тога, што су све армиране бетонске конструкције довољно круте.

Пробе оптерећења показале су на једном мосту од 21 мет, распона, да је највеће еластичко прегибање изнело само 1,85mm, што чини од прилике 1/1200 део распона,

За све распоне треба унети у рачун сопствену тежину и коловозну конструкију као равномерно подељено оптерећење. Испитивање се врши по правилима простог паралелног носача аналитички или графијски. Први начин даје већу тачност а други је прегледнији.

На послетку нека нам је дато, да прорачунамо један нормални дијагонални носач профила 28 — (сл. 132 и 133) и то за равномерно подељени корисни терет од 250кгрм².

Носач има следеће мере.

Теоријска потпорна дужина . . . . $l = 6{,}0$ м.

„ висина (одстојање пој. средина) $h = 25{,}5$ см.

Број поља . . . . . $i = 12$

Ширина поља . . . . . $a = \frac{600}{12} = 50$ см.

Ширина носача . . . . . $b = 20$ см.

Дебљина горњег и доњег појаса . . . $= 2{,}5$ см.

„ притиснутих и затегнутих дијаг. $= 1{,}5$ см.

Оптерећење: сопствена тежина $= 180$ кгрм²

корисни терет $= 250$ »

Укупно $= 430$ кгрм²

За један дужни метар носача $= g = \frac{430}{5} = 86$ кгр.

Укупни терет $G = g \,.\, l = 86.6 = 516$ кгр.

Код равномерно подељеног оптерећења и слободно подупртих носача на оба краја, максим. моменат лежи у средини носача и износи:

$$M_{max} = \frac{G\,l}{8} = \frac{516 \quad 600}{8} = 38700 \text{ смкгр.}$$

Онда је највеће напрезање на притисак у горњем одн. истезање у доњем појасу

$$O = U = \frac{M_{max}}{h} = \frac{38700}{25{,}5} = 1517 \text{ кгр.}$$

Арматура горњег појаса састављена је из 2 округла гвожђа по 4 мм. пречника. Површина гвожђа $f = 2 \,.\, 0{,}125$ см² са $n = 15$ струком вредношћу додаће се укупном бетонском пресеку.

$$F = 2{,}5 \,.\, 20 = 2 \,.\, 15 \,.\, 0{,}125 = 54 \text{ см}^2$$

$$\sigma_b = \frac{O}{F} = \frac{1517}{54} = 28 \text{ кгрсм}^2$$

Арматура доњег појаса има 2 округла гвожђа по 10 мм. пречника. Укупно истезање имаће само гвожђе да прими на себе:

$$F = 2 \,.\, 0{,}785 = 1{,}57 \text{ см}^2$$

$$\sigma_e = \frac{U}{F} = \frac{1517}{1{,}57} = 966 \text{ кгрсм}^2$$

Све су дијагонале затегнуте, које се лево пењу. Вертикална компонента једне такве дијагонале ($D \,.\, \sin \alpha$) одговара смичућој сили код носача са пуним дуваровима. Пошто су смичуће силе на ослонцу највеће, то ће у дијагонали I бити највеће истезање:

$$D_I \,.\, \sin\alpha = A - \frac{g \,.\, a}{2}$$

$$A - \frac{g \,.\, a}{2} = \frac{516}{2} - \frac{86 \,.\, 0{,}5}{2} = \approx 236 \text{ кгр.}$$

$$D_I = \frac{236}{\sin 45^0} = \approx 333 \text{ кгр.}$$

Арматура ове дијагонале има 4 округла гвожђа по 4 мм. пречника. На исти се начин изналази и

$D_{II} \sin \alpha = A - \frac{3}{2} g \cdot a$

$D_{II} = \sim 285$ кгр.

$D_{III} \cdot \sin \alpha = A - \frac{5}{2} \cdot g \cdot a$

$D_{III} = \sim 215$ кгр.

$D_{IV} \cdot \sin \alpha = A - \frac{7}{2} g \cdot a$

$D_{IV} = \sim 155$ кгр.

$D_{V} = \sim 92$ кгр

$D_{VI} = 31$ кгр.

Арматура се састоји из по два округла гвожђа свако по 4 мм. пречника

Све дијагонале, које се десно пењу, притиснуте су. Вертикална компонента D . sin α одговара противлежећој смичућој сили код носача са пуним дуваровима. Одавде следује: да је напрезање притиснутих дијагонала равно напрезању оних затегнутих дијагонала, које се сутичу у неоптерећеној чворној тачци.

Дакле је $D_I = 333$ кгр. на притисак. Употребљени пресек је $F = 1{,}5 \cdot 10 = 30$ см²

$$\sigma b = \frac{333}{30} = \sim 11 \text{ кгр.}$$

Пошто напрезање бетона није ни приближно равно дозвољеној вредности, то нема ни потребе испитивати и оне дијагонале ближе средини, пошто ће њихово напрезање бити још мање, јер су све притиснуте дијагонале по 1,5 см. широке.

Код носача се вертикалама и дијагоналама одређују се максим. напрежуће силе у појасевима на исти начин као и код дијагоналних носача

$$O = U = \frac{M_{max}}{h}$$

Ако штапови горњег појаса имају већу дужину од 40 см, онда се морају рачунати и на свијање, јер претпоставка, да равномерно подељене силе дејствују на чворне тачке, не одговара потпуно стварности. Дакле биће потребно, да се штапови горњег појаса у њиховој доњој зони армирају гвожђем, које ће примати истежуће напрезање од савијања. У највише случајева довољно је, да се пресек арматуре срачуна по обр.

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e \left(\frac{5}{6} h - a\right)} \text{ см}^2$$

M = максим. моменту у смкгр.

σ_e = дозвољеном напрезању гвожђа на истезање у кгрсм²

h = ширини штапа горњег појаса у см.

a = одстојању тежишне осе гвожђа од доње ивице у см.

[Гвожђе мора имати најмање одстојање

$$a = \frac{d}{2} + 10 \text{ мм}]$$

Ако је σD напрезање бетона од аксијалног притиска а σB напрезање од савијања, онда ће укупно напрезање бетона бити:

$$\sigma b = \sigma D + \sigma B$$

Додатак напрезања од савијања може се довољно тачно да одреди из обр

$$\sigma B = \frac{M}{W} = \frac{6 \cdot M}{h^2 \cdot b}$$

где је h опет висина појасног дела а b његова ширина. Штапове преко 15 см јачине треба такође, из практичних разлога, армирати и у горњој зони истим бројем гвожђа за пријем повијања. Јачина гвоздених котва у средини горњег појаса управља се према јачини гвожђа у вертикалама одн. дијагоналама на ослонцима, према томе како су дијагонале према средини постављене. Укупни пресек гвожђа за котве треба да је већи него ли половина укупне арматуре у вертикалама на ослонцима.

При прорачунавању решетке треба водити рачуна да ли се дијагонале пењу или падају. Код равномерно подељеног оптерећења прве су дијагонале увек притиснуте а друге затегнуте. Напрегнута сила једне вертикале увек је равна вертикалној компоненти оних дијагонала, које се са вертикалама спајају у неоптерећеним чворним тачкама. Код једне затегнуте дијагонале одговарајућа је вертикала притиснута и обрнуто, код једне притиснуте дијагонале, вертикала је затегнута. Пошто је вертикална компонента једне дијагонале готово увек равна највећој дејствујућој смичућој сили у дотичноме пољу, то ће важити прост однос: *вертикално напрезање = смичућој сили.*

Како се одређује неповољан максимални моменат од променљивог оптерећења изложено је напред.

Сем тога, треба сваки појасни штап испитати још и на савијање (сл. 134.) и то од утицаја највећег могућег појединачног терета, дакле

$$\sigma b = \sigma D + \sigma B$$

За прорачун неповољног напрезања дијагонала, као и за прорачун негативних напрезања од једностраног оптерећења препоручује се примена *A — линија*: Максимална напрезања у вертикалама равна су одговарајућим смичућим силама у дотичном пољу; на против максимална напрезања дијагонала најпростије се изналазе графијским путем по *Ритеровој методи* (срав. сл. 138.)

5.) Пример.

Статички прорачун моста са решеткастим носачима (сл. 135 до 140.)

Носачи су дугачки 9,8 м. и премошћује се поток под углом од ~ 15°. Носачи су поређани један поред другог и рачуњени за распон од 9,80 мет. Њихова је

ширина просечно 50 см. а висина 62 одн. 66,5 см. Арматура је од округлог гвожђа.

Као прелазно оптерећење узет је друмски парни ваљак са 2,75 м. одстојања точкова и 9 тона тежина точкова. Остали део коловозне плоче оптерећен је са људском навалом p = 460 кгрм² —

1.) Прорачун коловозних носача

a) *појасеви*

Одредба неповољног положаја терета однесена на пантљику моста од 3 мет. ширине. Према сл. 140 и примеру 3. под 3. биће:

$$8{,}8 \,.\, A = 1{,}38\,(x-1)\left(8{,}8 - \frac{x-1}{1}\right) +$$

$$+ 1{,}38\,\frac{(8{,}8 - x - 3{,}75)^2}{2}$$

$$+ 9\,(8{,}8 - x) + 9\,(8{,}8 - x - 2{,}75)$$

$$A = -1{,}3 \,.\, x + 15{,}73$$

$$x = 3{,}95$$

$$M_{max} = 31{,}775 \text{ mt.}$$

[Ако на место парног ваљка узмемо људску навалу, онда ће максимални моменат добити много мању вредност

$$M = \frac{(8{,}8 \,.\, 3{,}0) \,.\, 300 \,.\, 9}{3} = 8910 \text{ мкгр.}$$

$$= 8{,}9 \text{ mt.}]$$

Мирујући терет од шљунчаног застора = 100 кгрм¹
„ сопствени терет . . . = 350 „

Укупно = 450 кгр. на 1 м. дуж. носача.

Моменат од мирујућег терета:

$$M_1 = \frac{Q \,.\, l}{8} = \frac{0{,}45 \,.\, 8{,}8^2}{8}$$

$$= 4{,}356 \text{ mt}$$

Моменат од покретног терета:

$$M_2 = \frac{M_{max}}{6} = \frac{31.775}{6} = 5{,}296 \text{ mt.}$$

Укупни моменат за један носач

$$M = 9{,}652 \text{ mt.}$$

Теоријска висина т.ј. одстојање појасних висина

$$h = 55 \text{ см.}$$

Напрезање у појасу

$$\frac{M}{h} = \frac{9{,}652}{0{,}55} = 17{,}549 \text{ t} = 17549 \text{ кгр.}$$

Горњи појас: употребљени пресек

$$F = 9{,}50 + 3{,}15\left(\frac{\pi \,.\, 1{,}3^2}{4} + \frac{\pi \,.\, 0{,}6^2}{4}\right) = 522{,}5 \text{ см}^2.$$

Специфично напрезање бетона

$$\sigma b = \frac{17549}{522{,}5} = 33{,}5 \text{ кгрсм.}^2$$

Доњи појас: употребљени пресек

$$F = 3 \,.\, \frac{\pi \,.\, 2{,}5^2}{4} = 14{,}73 \text{ см.}^2$$

Специфично напрезања гвожђа

$$\sigma b = \frac{17549}{14{,}73} = 1191 \text{ кгрсм}^2$$

b.) *Дијагонале*

Дијагонале су притиснути делови. Њихова су напрезања одређена графијским путем и добивене су следеће вредности:

D_1 = 6167	кгр.	јачина	бетона	4,5	см.
D_2 = 5570	„	„	„	4,0	„
D_3 = 4900	„	„	„	3,5	„
D_4 = 4270	„	„	„	3	»
D_5 = 3600	„	„	„	3	„
D_6 = 3000	„	„	„	3	„
D_7 = 2400	„	„	„	3	„
D_8 = 1800	„	„	„	3	„

Средње дијагонале D_7 и D_8 могу од утицаја котрљајућег терета добити напрезање на истезање и то

D_7 = 1150 Кгр. : 3 округла гвожђа по 13 mm пречника
D_8 = 483 „ : 3 „ „ „ 5 „ „

c.) *Вертикале*

Вертикале су затегнути делови. Њихова се напрезања могу такође из графикона узети:

V_1 = 4700	кгр.	: 3	округла	гвожђа од 13 mm	пречника
V_2 = 4367	„	: 3	„	„ 13 „	„
V_3 = 3700	„	: 3	„	„ 12 „	„
V_4 = 3367	„	: 3	„	„ 11 „	„
V_5 = 2900	„	: 3	„	„ 11 „	„
V_6 = 2467	„	: 3	„	„ 10 „	„
V_7 = 1967	„	: 3	„	„ 9 „	„
V_8 = 1500	„	: 3	„	„ 8 „	„

Средње вертикале V_7 и V_8 могу од утицаја котрљајућег се терета добити напрезања на притисак, чије величине

у V_7 = 183 Кгр.
у V_8 = 617 „

може употребљени бетонски пресек на себе да прими пошто све вертикале имају ширину од 3 см.

У горњем носачевом појасу, чија је бетонска јачина 9 см., употребљена су сем 3 комада округлих гвожђа, која леже у оси појаса, и која служе за везу вертикалних гвожђа, још и 3 ком. округлих гвожђа свако по 6 mm пречника (1 см. удаљено од појасеве доње ивице) за пријем напрезања од савијања која тамо могу наступити.

Прорачун носача испод пешачке стазе

Равномерно подељено оптерећење једног носача од 0,5 м. ширине.

људска навала = 230 Кгр.
сопст. тежина = 120 „
насип . . . = 95 „

Укупно = 445 кгр. на 1 мет. дуж. носача

$$M = \frac{Q \cdot l}{8} = 430\,760 \text{ смкгр.}$$

напрезање у појасу

$$\frac{M}{h} = \frac{430\,760}{63} = 6837 \text{ кгр.}$$

Горњи појас

$$F = 4 \cdot 50 + 3 \cdot 15 \frac{\pi \cdot 0{,}9^2}{4} \; 228{,}8 \text{ см}^2$$

$$\sigma b = \frac{6837}{228{,}8} = 29{,}9 \text{ кгрсм}^2$$

Доњи појас

$$Fe = 3 \cdot \frac{\pi \cdot 1{,}6^2}{4} = 6{,}03 \text{ см}^2$$

$$\sigma e = \frac{6837}{6{,}03} = 1134 \text{ кгрсм}^2$$

Дијагонале: Напрезања су одређена по обрасцу од Ландсберга за равномерно подељено оптерећење

$$D_1 = \frac{g \cdot a}{2 \cdot \cos\alpha} (n - 2.m + 1)$$

n = 14
g = 445 кгр.
a = 0,63 м.
m = 1

D_1 = 2600 кгр = напрезању на притисак у дијагонали. Пошто су све дијагонале 3 см. јаке и силе у дијагоналама стално ка средини опадају, то се може уштедети даље испитивање дијагонала.

$$F = 3 \cdot 50 = 150 \text{ см}^2 \text{ бетон}$$

$$\sigma b = \frac{2600}{150} = 17{,}3 \text{ кгрсм}^2$$

Вертикале: напрезања су такође одређена по Ландсберговом обрасцу:

$$V = \frac{g \cdot a}{2} (n - 2 \cdot m + 1)$$

За затежуће силе у вертикалама добијају се

V_1 = 1820	кгр : 3	округла	гвожђа	од 9	мм.	пречника
V_2 = 1540	„ : 3	„	„	„ 8	„	„
V_3 = 1260	„ : 3	„	„	„ 7	„	„
V_4 = 980	„ : 3	„	„	„ 6	„	„
V_5 = 700	„ : 3	„	„	„ 5	„	„
V_6 = 420	„ : 3	„	„	„ 4	„	„
V_7 = 120	„ : 3	„	„	„ 4	„	„

Јачина бетона на вертикалама свуда 3,0 см.

Намера ми је била да ово дело целокупно преведем и штампам, али са обзиром, да Српски Технички Лист не би могао поднети трошкове око штампања, јер само дело има 360 слика, то сам направио овај извод и у њ унео оно, што мислим, да ће бити довољно, да послужи као мали упут за пројектовање бетонских мостова. И поред најбоље воље, да што мањи број слика употребим, није било могуће, јер би тада извод био непотпуно објашњен. —

Са овим је завршена партија мостова са правим носачима, а ако уредништво Српског Техничког Листа буде у могућности, да публикује и одељак о мостовима са лучним носачима, то ће читаоци у овој години имати одштампан и II део.

VII. Додатак.

Обрасци за рачунање при пројектовању.

Примена изведених вредности за x, σb и σe условљава да су унапред дати тачни податци о дебљини плоче, о димензијама попречних пресека и о броју гвоздених уметака. При пројектовању једне плоче треба све до сада познате количине унети у рачун као непознате. Треба најпре на познати начин одредити максимални моменат од дејства спољашних сила за одређени распон. Тако одређени обрасци омогућавају, да се пројектује једна плоча, без обзира на положај нулте линије, дакле да се изврши непосредно са прорачуњеним моментом.

По закону еластичности је:

$$\Sigma b : x = \Sigma e : (h - a - x)$$

$$\frac{\sigma b}{Eb} : x = \frac{\sigma e}{Ee} : (h - a - x)$$

Ставимо сад за

$$\frac{Ee}{Eb} = n = 15,$$

$$\sigma b = \frac{200}{5} = 40 \text{ кгрсм}^2$$

$$\sigma e = 1200 \text{ кгрсм}^2$$

па ће бити

$$40 : x = \frac{1200}{12} : (h - a - x)$$

$$h - a = 3 \cdot x$$

(h — a) рекли смо да је висина корисног бетонског пресека, пошто величина *a* нема никакву статичку већ чисто практичну вредност и бетонска пантљика од *a* см. дебљине служи само као сигурна одбрана гвожђа да не хрђа. Према изложеној претпоставци је дакле корисна висина пресека (h — a) равна троструком одстојању нулте линије од горње ивице. Образац дакле даје положај нулте линије независно од момента M. Сад, ако хоћемо да одредимо количину (h — a) непо-

средно из момента, ставићемо у ранијој једначини за σb

$$\sigma b = \frac{2\ M}{b\ .\ x\,(h - a - \frac{x}{3}}$$

$$\text{за} \begin{cases} \sigma b = 40 \text{ кгрсм}^2 \\ b = 100 \text{ см} \\ x = \frac{h - a}{3}\ ; \end{cases}$$

биће онда:

$$40 = \frac{2\ M}{100.\ \frac{h-a}{3}\left[(h-a) - \frac{h-a}{3\ .\ 3}\right]}$$

$$\frac{8}{27}(h \quad a)^2 = \frac{M}{2000}\ ;\ (h - a) \text{ у см. и M у смкгр.}$$

$$(h - a) = \sqrt{\frac{M}{592.6}} = 0{,}0411 \quad \overline{M}$$

Вредност за *a* управља се према врсти гвозденог пресека, али се мора увек тако изабрати. да између доње ивице арматуре и бетонске површине остане један међупростор од најмање 1 до 2 см. Ако се употреби нпр. округло гвожђе од 10 мм. пречника то се мора као најмања вредност за a = 1,5 см. ставити, а ако је усправно гвожђе пресека 30 × 6 мм. онда би било минимално одстојање за a:

$$a = 1{,}0 + 1{,}5 = 2{,}5 \text{ см.}$$

Да се не би на доњој површини плоче образовале пукотине, узима се бетонски слој у толико јачи у колико су димензије арматуре веће.

Из напред изведених образаца може се дакле врло брзо да прорачуна потребна дебљина плоче непосредно из момента савијања. Обичне су дебљине 8 до 12 см.

Однос између пресека гвожђа fe и одстојања нулте линије x изналази се на сљедећи начин

$$D = Z$$

$$\frac{\sigma b\ .\ x}{2}\ .\ b = fe\ .\ \sigma e$$

$$b = 100 \text{ см}$$

$$\sigma b = 40 \text{ кгрсм}^2$$

$$\sigma e = 1200 \text{ кгрсм}^2$$

$$\frac{40\ .\ x}{2}\ 100 = fe\ .\ 120$$

$$fe = \frac{5}{3}\ x$$

Укупни потребни пресек гвожђа за b метара ширине плочине раван је 5/3 пута одстојању x нулте линије од горње плочине ивице. Ако се хоће вредност за fe да одреди непосредно из момента савијања, онда треба извршити следећи рачун:

$$\sigma e = \frac{M}{fe\,(h - a - \frac{x}{3})}$$

$$\sigma e = 1200 \text{ кгрсм}^2$$

$$h - a = 3\ .\ x$$

$$x = \frac{3}{5}\ fe$$

$$1200 = \frac{M}{fe\ .\ \frac{8}{3}\ .\ x} = \frac{5}{8\ .\ fe^2}\ .\ M$$

$$fe = 0{,}0228\ \sqrt{M}\ ; \qquad (fe \text{ у см}^2 \text{ и M у смкгр})$$

Даљи однос за вредадст од fe на спрам плочине дебљине изналази се на след. начин:

$$x = \frac{h - a}{3}$$

$$x = \frac{3}{5}\ fe$$

$$\frac{h - a}{3} = \frac{3}{5}\ fe$$

$$fe = \frac{5}{9}\ (h - a)$$

$$fe = 0.555\ (h - a)$$

Потребан број гвоздених уметака у бетонској плочи за 100 см. ширине нека је i, а пресек једног изабратог штапа нека је fe — онда постоји однос;

$$i = \frac{fe}{f}$$

Кад се помоћу предњих образаца одреди вредност за fe, онда се изабере пресек f једног гвожђа и на познати начин одреди се број и према њему и међусобно одстојање појединих гвожђа.

Ако су одређене димензије једне плоче, па је накнадним испитивањем (можда усљед сувише малог узетог сопств. терета) нађено неповољно напрезање плоче онда се то може избећи на три начина:

1.) Задржи се дебљине влоче а повећава се fe.

2.) Задржи се пресек гвожђа fe, а повећава се дебљина плоче: и

3.) Повећава се како h тако и fe.

У сва три случаја се смањују напрезања у бетону и гвожђу, нарочито кад се појача дебљина плоче h — Ако наступи случај да баш и при повољно изабратом сопственом терету, ни један материјал не достигне највећу дозвољену вредност напрезања, онда треба са економског гледишта смањити димензије једном материјалу (бетону или гвожђу) докле се тај материјал

пуно не искористи, дакле докле не доспе до највећег напрезања. Може се и рачунским путем доказати, да са повећањем оптерећења, напрезања у бетону опадају, а напрезања у гвожђу на против расту (повећавају се), због тога се при пројектовању препоручује, да се σb узме што веће, а σe напротив да буде мање.

За изведене обрасце претпостављено је као гранично дозвољено напрезање за бетон $\sigma b = 40$ кгрсм² а за гвожђе $\sigma e = 1200$ кгрсм². Ове се вредности у много случајева не могу постићи при заокругљивању резултата из образаца добивених.

Из практичких се разлога препоручује, да се један материјал изложи напрезању до максималне вредности и то онај који је у месту скупљи. Ако се хоће нпр. да штеди на гвожђу онда ће се ставити $\sigma e = 1200$ кгрсм² а бетону ће се ставити напрезање од 20 до 30 кгрсм². Разуме се, да би у том случају дебљина плоче испала знатно већа. Ако се хоће, да дебљина плоче буде што мања, онда ће се за бетон ставити $\sigma b = 40$ кгрсм² и тада ће гвожђе бити мање напрегнуто нпр. биће $\sigma e = 600$ до 800 кгрсм². Извођење образаца бива као и напред, кад се за σb и σe ставе одговарајуће вредности.

У следећој су таблици изложене ове вредности за за разне односе $\frac{e}{\sigma b} = \gamma$

γ	σe у кгрсм²	σb у кгрсм²	M у смкгр. (h — a) у см	M у смкгр. fe у см²
60	1200	20	0,0732 $\sqrt{M}$	0,0112 $\sqrt{M}$
48	1200	25	0,0615 „	0,0146 „
40	1200	30	0,0519 „	0,0177 „
34,5	1200	35	0,0456 „	0,0204 »
30	1200	40	0,0411 „	0,0228 »
25	1000	40	0,0390 „	0,0291 „
22,5	900	40	0,0382 „	0,0341 „
20	800	40	0,0369 „	0,0395 „
18,75	750	40	0,0364 »	0,0427 „
15	600	40	0,0346 »	0,0575 »
[10]	400	40	0,0322 „	0.0966 „

Из ове се таблице види, да у колико је мање γ да ће у толико и јачина (h—a,) бити мања, а потребан пресек гвожђа у толико ће бити већи. $\gamma = 10$ не долази у пракси, $\gamma = 15$ само у по неким случајевима, јер у колико мање буде $\gamma = 20$ дебљина плоче ће само незнатно бити мања, што нема важности за праксу, потребан пресек гвожђа напротив несразмерно ће се брзо повећавати тако, да о томе са економског гледишта не може бити говора.

Таблица је срачуњена по службеним пруским прописима, за однос еластицитета

$$\frac{Ee}{Eb} = n = 15$$

Таблица се може употребити на следећи начин:

Нека је дат моненат савијања M = 80000 смкгр, плоча је дебела 12 см. и нека гвоздени делови арматуре имају 1 см. пречника. Онда је:

$$\sqrt{M} = \sqrt{80000}$$

и

$$(h \quad a) = 12 - 1,5 = 10,5 \text{ см.}$$

Ове дате количине одговарају једном одређеном косфицијенту K за (h—a), који се изналази на следећи начин:

$$(h-a) = K \sqrt{M}$$

$$K = \frac{(h-a)}{\sqrt{M}} = \frac{10,5}{283} = 0,0371$$

Најближа вредност у таблици за коефицијенат је K = 0,0369 и то за однос напрезања $\gamma = 20$.

Онда је одговарајуће

$$fe = 0,0395 \sqrt{M} = 11,18 \text{ см}^2$$

Морају се дакле, на 1 метар дужине плочине, према таблици за округла гвожђа (види даље), узети **15** комада гвоздених шипака по 1.0 см пречника.

У особеним случајевима мора се интерполовти. Нека је нпр. $\sqrt{M} = 180$, онда би било

$$K = \frac{10,5}{180} = 0,0583$$

$$fe = \sim 0,016 \,.\, 180 = 2,88 \text{ см}^2$$

Напослетку се може и обрнуто са датим M и датим пресеком гвожђа fe одредити одговарајућа дебљина плоче.

Нека је дато.

$$M = 100000 \text{ смкгр, онда је } \sqrt{M} = 316$$

и

$$fe = 11,30 \text{ см}^2 \text{ (10 округлих гвожђа свако по 1,2 см. пречника).}$$

Онда је:

$$fe = K. \sqrt{M}$$

$$K = \frac{fe}{\sqrt{M}} = \frac{11,30}{316} = 0,0358$$

Најближа вредност коефицијента у таблици је

$$K = 0,0341 \text{ кад је } \gamma = 22,5$$

$$(h-a) = 0,0382 \,.\, \sqrt{M} = 12,06 \text{ см}$$

Ако се узме a = 2 см. онда је одговарајућа дебљина плоче

$$h = \sim 14 \text{ см.}$$

I.

ТАБЛИЦА

момента савијања слободно подупртих носача на 3, 4 и 5 ослонаца једнаке висине и распона

l = распон поља у мет.
x = одстојање попречног пресека од левог крајњег ослонца у мет.
g = сопствени терет у кгр. на 1. уздуж. метар
p = корисни терет „ „ „ „ „ „
k = таблични коефицијенат (Вертикална оса симетрије моментних површина лежи у средини система носача.)

$\max M = (a \cdot g + b \cdot p) \cdot l^2$ $\min M = (a \cdot g + c \cdot p) \cdot l^2$

	x/l	2 Поља (3 ослонца)			3 Поља (4 ослонца)			4. Поља (5. ослонаца)			x/l
		Утицај од g	Утицај од p		Утицај од g	Утицај од p		Утицај од g	Утицај од p		
			+	—		+	—		+	—	
		a	b	c	a	b	c	a	b	c	
Поље 1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0,1	+ 0,0325	0.03875	0,00625	+ 0,035	0,040	0,005	+ 0,03429	0:03964	0.00536	0,1
	0,2	+ 0,0550	0,06750	0,01250	+ 0,060	0,070	0,010	+ 0,05857	0,06929	0,01071	0,2
	0,3	+ 0,0675	0,08625	0,01875	+ 0,075	0,090	0.015	+ 0.07286	0,08893	0,01607	0,3
	0.4	+ 0,0700	0,09500	0,02500	+ 0 080	0,100	0, 02	+ 0,07714	0,09857	0,02143	0,4
	0,5	+ 0,0625	0.09375	0,03125	+ 0,075	0,100	0,025	+ 0,07143	0,09822	0,02679	0,5
	0.6	+ 0.0450	0,08250	0,03750	+ 0,060	0,090	0, 03	+ 0,05572	0,08786	0,03214	0.6
	0,7	+ 0,0175	0,06125	0,04375	+ 0,035	0,070	0,035	+ 0,03	0,0675	0,03750	0.7
	0,75	0	0.04688	0,04688							0,75
	0,7857							0	0,04209	0,04209	0.7857
	0,7887							— 0,00117	0,04108	0,04225	0,7887
	0,7895				+ 0,00414	0,04362	0,03948				0,7895
	0,8	— 0,0200	0,03000	0,05000	0	0,04022	0,04022	— 0,00571	0,03738	0,04309	0,8
	0.85	— 0,0425	0.01523	0,05773	— 0,02125	0,02773	0,04898	— 0,02732	0,02484	0,05216	0,85
	0,9	— 0,0675	0,00611	0,07361	— 0 04500	0,02042	0,06542	— 0,05143	0.01629	0,06772	0,9
	0,95	— 0,0950	0.00138	0,09638	— 0,07125	0,01706	0,08831	— 0,07803	0,01393	0.09197	0,95
(осл. B.) Поље 2	1,00	— 0,1250	0	0,12500	— 0,1	0,01667	0,11667	— 0,10714	0,0134	0,12054	1,0
	1,05				— 0,07625	0,01408	0,09033	— 0,0816	0,01163	0,09323	1,05
	1,1				— 0,055	0,00748	0,06248	— 0,05857	0,01455	0,07212	1,1
	1,15				— 0,03625	0.02053	0,05678	— 0.03803	0,02537	0,06340	1,15
	1,2				— 0,02	0,030	0, 05	— 0,02	0,03	0,05	1,2
	1.2661							0	0,04882	0,04882	1.2661
	1 2764				0	0,050	0, 05				1,2764
	1,3				+ 0.005	0,055	0, 05	+ 0,00857	0.05678	0,04821	1,3
	1,4				+ 0,020	0,070	0, 05	+ 0,02714	0,07357	0,04643	1,4
	1,5				+ 0,025	0.075	0, 05	+ 0,03572	0,08036	0,04464	1,5
	1,6							+ 0,03429	0,07715	0,04286	1,6
	1,7							+ 0,02286	0,06393	0,04107	1,7
	1,7895							+ 0,00416	0,04363	0,03947	1,7895
	1,8							+ 0,00143	0,0417	0,04027	1,8
	1,8053							0	0,04092	0,04092	1,8053
	1,85							— 0,01303	0,03451	0,04754	1,85
	1,9							— 0,03	0,03105	0,06105	1,90
	1,95							— 0,04947	0,03173	0,0 12	1,95
(осл. C.)	2,0							— 0,07143	0,03571	0,10714	2,0

Ако имамо више од 4. поља, то је довољно да се крајња поља по првом а остала поља по другом пољу носача на 5 ослонаца прорачунају.

II. ТАБЛИЦА

Смичуће силе слободно подупртих носача који прелазе преко 3 и 4 ослонца једнаке висине и распона. Оптерећење равномерно подељено.

	$\frac{x}{l}$	2 поља (3 ослонца)			3 поља (4 ослонца)			$\frac{x}{l}$
		Утицај од g	Утицај од p		Утицај од g	Утицај од p		
			+	−		+	−	
		α	β	γ	α	β	γ	
Поље 1	0,0	+0,375	0,4375	0,0625	+0,4	0,4500	0,0500	0,0
	0,1	+0,275	0,3437	0,0687	+0,3	0.3560	0,0563	0,1
	0,2	+0,175	0,2624	0,0874	+0,2	0,2752	0,0752	0,2
	0,3	+0.075	0,1932	0,1182	+0,1	0,2065	0,1065	0,3
	0.375	0	0,1491	0,1491				0,375
	0,4	−0,025	0,1359	0,1609	0	0,1496	0,1496	0,4
	0,5	−0,125	0,0898	0,2148	−0,1	0,1042	0,2042	0,5
	0,6	0,225	0,0544	0,2794	−0,2	0 0694	0,2694	0,6
	0,7	−0.325	0,0287	0,3537	−0,3	0,0443	0,3443	0.7
	0,75	−0,375	0,0193	0,3943				0,75
	0,8	−0,425	0,0119	0,4369	−0,4	0,0280	0,4280	0,8
	0,85	−0,475	0,0064	0,4814				0,85
	0,9	−0,525	0 0027	0,5277	−0,5	0,0193	0,5191	0,9
	0,95	−0,575	0 0007	0,5757				0,95
	1,0	−0,625	0	0,6250	−0,6	0,0167	0,6167	1,0
Поље 2	1,0				+0,5	0,5833	0,0833	1,0
	1,1				+0.4	0,4870	0,0870	1,1
	1,2				+0,3	0,3991	0,0991	1,2
	1,3				+0,2	0,3210	0.1210	1,3
	1,4				+0,1	0,2537	0,1537	1,4
	1,5				0	0,1979	0,1979	1,5

Површина смичућих сила паралелна је са средњом осом

$$\max V = (\alpha \cdot g + \beta p) \cdot l$$

$$\min V = (\alpha \cdot g + \gamma p) \cdot l$$

III. ТАБЛИЦА

Пљоснатих гвожђа и гвожђа у полугама

α = дебљина, b = ширина у mm.

d =	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	20
b	Тежина у кгр./m (ковно гвожђе) (за топљено гвожђе G × 1,0064)																
25	0,20	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,37	1,56	1,76	1,95	2,15	2,34	2,54	2,73	2,93	3,12	3,90
30	0,23	0,47	0,70	0,94	1,17	1,40	1,64	1,87	2,11	2,34	2,57	2,81	3,04	3,28	3,51	3,74	4,68
35	0.27	0.55	0.82	1,09	1.37	1,64	1,91	2.18	2,46	2,73	3,00	3,28	3,55	3,82	4,10	4,37	5,46

d =	4	5	6	7	8	9	10	11	12	14	16	18	20
40	1,25	1,56	1,87	2,18	2,50	2,81	3,12	3,43	3,74	4,37	4,99	5,62	6,24
45	1,40	1,76	2,11	2,46	2,81	3,16	3,51	3,86	4,21	4,91	5,62	6.32	7,02
50	1,56	1,95	2,34	2,73	3,12	3,51	3,90	4,29	4,68	5,46	6,24	7,02	7,80
55	1,72	2,15	2,57	3.00	3,43	3,86	4,29	4,72	5.15	6,01	6,86	7,72	8,58
60	1,87	2,34	2,81	3,28	3,74	4,21	4,68	5,15	5,62	6,55	7,49	8,42	9,36
65	2,03	2,54	3,04	3,55	4,06	4,56	5,07	5,58	6,08	7,10	8,11	9,13	10,14
70	2,18	2,73	3,28	3,82	4,37	4,91	5,46	6,01	6,55	7,64	8,74	9,83	10,92
75	2,34	2,93	3 51	4,10	4,68	5,27	5,85	6,44	7,02	8,19	9,36	10,53	11,70
80	2,50	3,12	3,74	4,37	4,99	5 62	6,24	6,86	7,49	8,74	9,98	11,23	12.48
85	2,65	3,32	3,98	4,64	5,30	5,97	6,63	7,29	7,96	9,28	10,61	11,93	13,26
90	2,81	3,51	4,21	4.91	5·62	6.32	7,02	7,72	8,42	9,83	11,23	12,64	14,04
95	2,96	3,71	4,45	5,19	5,93	6,67	7,41	8.15	8,89	10,37	11,86	13.34	14,82
100	3,12	3.90	4,68	5,46	6,24	7,02	7,80	8,58	9,36	10,92	12,42	14,04	15,60

IV.

ТАБЛИЦА

округлих гвожђа (топљено гвожђе)

Пречник у см.	тежина једног метра у Кгр.	обим d. π. у см.	Број комада (пресек изражен у см.²)								Пречник у см.
			1	2	3	4	6	8	10	12	
0,2	0,024	0,63	0,03	0,06	0,09	0,13	0,19	0,25	0,31	0,38	0,2
0,3	0,055	0,94	0,07	0,14	0,21	0,28	0,42	0,56	0,70	0,85	0,3
0,4	0,098	1,26	0,13	0,26	0,38	0,50	0,76	1,00	1,26	1,51	0,4
0 5	0,154	1,57	0.20	0,39	0,59	0,78	1,18	1.57	1,96	2,35	0,5
0,6	0,222	1 89	0,28	0,57	0,85	1,13	1,70	2,26	2,83	3,40	0.6
0,7	0,302	2,20	0,38	0,77	1,16	1,54	2,31	3,08	3,85	4,62	0,7
0,8	0,395	2,51	0,50	1,01	1,51	2,01	3,02	4,02	5,03	6,04	0,8
0,9	0,499	2,83	0,64	1,27	1,91	2,54	3,82	5,09	6,36	7,63	0,9
1,0	0,647	3,14	0,79	1.57	2,36	3,14	4,70	6,28	7,85	9,42	1.0
1,1	0,746	3,46	0,95	1,90	2,85	3,80	5.70	7,60	9,50	11,40	1,1
1,2	0,888	3.77	1,13	2,26	3.39	4,52	6,78	9,09	11,30	13,56	1,2
1,3	1,042	4,08	1,33	2,66	3,99	5,32	7,98	10,64	13,30	15,96	1,3
1,4	1,208	4,40	1,54	3,08	4,62	6,16	9,24	12,32	15,40	18,48	1,4
1,5	1,387	4,71	1,77	3,54	5,31	7,08	10,62	14,14	17,70	21,24	1,5
1,6	1,578	5,03	2,01	4,02	6,03	8,04	12,06	16,08	20'10	24,12	1,6
1,7	1,782	5,34	2,27	4,54	6,81	9.08	13,62	18,16	22,70	27,24	1,7
1,8	1,998	5,65	2,54	5,08	7,62	10.16	15,24	20,32	25,40	30,48	1,8
1,9	2,226	5,97	2,84	5,68	8,52	11,36	17,05	22,72	28,40	34,08	1,9
2,0	2,466	6,28	3,14	6.28	9.42	12,57	18,84	25,12	31.40	37,68	2,0
2,1	2,719	6,60	3,46	6,92	10,38	13,84	20,76	27,68	34,60	41,52	2,1
2 2	2,984	6,91	3,80	7,60	11,40	15,20	22,80	30,40	38,00	45,60	2,2
2,3	3,261	7,23	4,15	8,30	12,45	16,60	24,90	33,20	40,50	49,80	2,3
2,4	3,551	7,54	5,52	9,04	13,56	18,08	27,12	36,16	45,20	54,24	2,4
2,5	3,853	7.85	4,91	9,83	14,73	19,64	29,46	39,28	49,10	58,92	2,5
2,6	4,168	8,17	5,31	10,62	15,93	21,24	31,86	42,48	53,10	93,72	2,6
2,7	4,495	8,48	5,73	11,46	17,19	22,92	34,38	45,84	57,30	68,76	2,7
2,8	4,834	8,80	6,16	12,32	18,48	24 63	36,96	49,28	61,60	73,92	2,8
2,9	5,185	9,11	6,61	13,22	19,63	26,44	39,66	52,88	66,10	79,32	2,90
3,0	5,549	9,42	7,07	14,14	21,21	28,28	42,42	56,56	70,70	84,84	3,00
3,2	6,313	10,05	8,04	16,18	24,12	32,16	48,24	64,32			3,2
3,4	7,127	10,68	9,08	18,16	27,24	36,32	54,48	72,64			3,4
3,6	7,990	11,31	10,18	20,36	30,54	40,72	61,08	81,44			3,6
3,8	8,903	11,94	11,34	22,68	34,02	45,36	68,04	90.72			3,8
4,0	9.865	12,57	12,57	25,14	37,71	50,28	75,42	100,56			4,0

2 Марта 1908.
Врања

Свет. Јовановић
виши инжењер

Најрационалнија конструктивна висина и размак ребара код Енебикове таванице

од Др. М. Миланковића

шеф — инжењера предузећа за армирани бетон Adolf Baron Pittel.

Жеља нам је, да у овој расправи решимо питање: Како треба изабрати конструктивну висину и размак носача при димензионирању Хенебикове таванице па да трошкови грађења достигну минимум? То је понајважније питање, које себи мора поставити конструктер, као што је и распоред конструкција, које при једнакој сигурности изискују најмање трошкове извршења, понајважније питање, које има да се расправи у примењеној механици.

Нека је:

l дани распон таванице чије димензије треба одредити изражен у метрима.

g оптерећење таванице заједно са сопственим теретом, изражено све у килограмима на квадратни метар

λ размак носача (ребара) који треба одредити, изражен у см.

H висина ребара коју треба одредити изражена у см

Висина ребра + дебљина горње плоче, које треба одредити према размаку ребара, дају нам конструктивну висину таванице. Да доспемо непосредно постављеном циљу, узећемо одмах допуштена напрезања обе врсте материјала по њиховој бројној вредности и то према приликама у Аустрији.

$$s_b = 35 \text{ кгр/см}^2, \; s_e = 1000 \text{ кгр/см}^2$$

Само се по себи разуме, да се, у случају кад су допуштена друга специфичка напрезања материјала метода, коју овде изводимо, тиме неће променути. Ради простијег рада претпостављамо даље, да се при димензионирању плоче узима у рачун целокупна тежина g (наместо оптерећења саме плоче) и да се арматура ребара има рачунати по познатој формули.

$$F_e = \frac{M}{1000\ H}$$

која у осталом даје врло употребљиве вредности. И за ширину ребара d (изражену у см)да се примени формула $d_{(см)} = 3{,}4\ l_{(m)}$ што се врло добро слаже с практичким извршењима. Кад овако добивене вредности контролишемо тачним формулама, уверићемо се да су ова упрошћења допуштена.

Моменат према ком се има одредити димензија плоче, M_1 у килограм сантиметрима износи:

$$M_1 = \frac{1}{12} 0{,}01 g \lambda^2$$

А корисна висина плоче h изражена у см. рачуна се по познатој формули за димензионирање

$$h = 0{,}0435 \sqrt{M_1}$$

где су уведена она специфична напрезања која смо усвојили.

Тако се и потребна количина гвожђа по метру попречног пресека плоче изражена у кв. см. израчунава из формуле.

$$f_e = 0{,}0262 \sqrt{M_1}$$

Из овога с обзиром на једначину за моменат:

$$h = 0{,}00126 \sqrt{g\lambda}$$

$$f_e = 0{,}00076 \sqrt{g\lambda}$$

Моменат меродаван за израчунавање димензије ребара M_2 изражен у кгр см. износи:

$$M_2 = {}^1/_8\ g l^2 \lambda$$

и према томе потребан пресек гвожђа

$$F_e = \frac{M_2}{1000\ H} = \frac{1}{8000} g l^2 \frac{\lambda}{H}$$

Трошкови око израде таванице састоје се из трошкова око израде бетона, трошкова гвоздене арматуре и трошкова око израде калупа и оплате.

При склапању рачуна трошкова није потребно рачунати пресек бетона испод арматуре плочине, јер то остаје непромењено па ма како велики био размак ребара и ма колика била конструктивна висина таванице. Исто тако и количина арматуре и потребних савијених гвожђа чине незнатан део потребне гвожђарије те их не треба у рачун ставити. Не треба у рачун узети ни трошкове око израде оплате изузев за једну и другу страну ребра пошто остали део оплате не зависи ни од конструктивне висине ни од размака ребара. Горе изложене формуле важе за 1. м. дубине и дају мере за h, H, f_e, γ, F_e и d у см. према томе треба за цену бетона b и цену гвожђа e рачунати цену коштања призме од 1 кв. см. пресека и једног метра дужине, У Аустрији су ове цене:

$$b = 0{,}34 \text{ хелера}$$

$$c = 30 \text{ хелера}$$

Цену оплаћивања s треба срачунати за 1 см ширине и 1 м. дужине и то просечно износи:

$$s = 2 \text{ хелера}$$

Трошкови грађења једног поља таванице који зависе од конструктивне висине и од размака ребара λ састоје се према томе за ширину λ см. и дубину од 1 м.

1). Из трошкова око израде бетона за плочу:

$$b\ \lambda\ h \text{ хелера}$$

2). трошкова бетона за ребра:

d b H хелера

3). трошкова арматуре плочине

$$e\ f_e \frac{\lambda}{100} \text{ хелера}$$

овде треба λ поделити са 100 пошто се е односи на 1 метар дужине.

4). трошкова арматуре ребра

$$e.\ F_e \text{ хелера}$$

5). трошкова оплате

$$s\ 2H \text{ хелера}$$

Променљива сума коштања π квадратног метра таванице једнака је суми ових пет позиција подељеној са $\frac{1}{100}\lambda$ где коефициенат 1/100 при тражењу минимума за π може да се изостави. Према томе је:

$$\pi = bh + bd\frac{H}{\lambda} + \frac{1}{100}e.f_e + e\frac{F_e}{\lambda} + 2s\frac{H}{\lambda}$$

Кад уметнемо раније изнађене вредности добијамо

$$\pi = 0{,}34 \times 0{,}00126\sqrt{g\lambda} + 0.34 \times 3{,}4\ l\frac{\lambda}{H} +$$

$$+ \frac{30}{100} \times 0.00076\sqrt{g\lambda} + 30\frac{1}{8000}gl^2\frac{1}{H} + 4\frac{H}{\lambda}$$

Или сведено:

$$\pi = 0{,}000656\sqrt{g\lambda} + (1{,}156\ l + 4)\frac{H}{\lambda} + 0{,}00515\frac{gl^2}{H}$$

У овој једначини су само H и λ непознате и треба наћи оне вредности од λ и H за које ће бити π минимум. Другим речима: треба одредити минимум функције π која зависи од двеју променљивих λ и H. За тај циљ треба парцијалне диференцијалне количнике.

$$\frac{\partial\pi}{\partial\lambda} \text{ и } \frac{\partial\pi}{\partial H}$$

ставити равне нули па из обеју једначина наћи корене λ и H-

Према томе

$$\frac{\partial\pi}{\partial\lambda} = 0{,}000656\sqrt{g} - (1.156\ l + 4)\frac{H}{\lambda^2} = 0$$

$$\frac{\partial\pi}{\partial H} = (0{,}156\ l + 4)\frac{1}{\lambda} - 0{,}00275gl^2\frac{1}{H^2} = 0$$

или:

$$0.000656\sqrt{g\lambda^2} = (1{,}156\ l + 4)$$

$$0.00375gl^2\lambda = (1{,}156\ l + 4)H^2$$

из чега:

$$\lambda = \sqrt[3]{8271(1.156l + 4)l^2}$$

$$H = \sqrt[3]{\frac{g^2l^4}{46{\cdot}5\ (1{,}156\ l + 4)\sqrt{g}}}$$

Ове две једначине дају најрационалнији размак ребара и најрационалнију конструктивну висину ребара кад су допуштена напрезања.

$$s_b = 35 \text{ кгр/cm}^2 \text{ и } s_e = 1000 \text{ кгр/cm}^2.$$

Од интереса је да размак ребара зависи једино од распона таванице. У овој су таблици срачунате вредности λ за разне распоне:

Таблица I.

најрацион лнијег размака ребара λ за разне распоне таванлце l.

Распон l. у м.	4	5	6	7	8	9	10
Размак ребара λ у см.	106	129	151	173	195	217	238

Висина H ребра зависи од распона l и од терећења g. У овој другој таблици срачунате су вредности висине H за разне распоне и разна терећења.

Таблица II.

Најрационалније висине H ребара за разне распоне H и разна терећења таванице g (урачуната и сопствена тежина.

H =		Распон у метрима						
		4	5	6	7	8	9	10
оптерећење g у кил. гр. на м²	400	17	22	28	32	38	43	48
	500	19	25	31	36	42	48	53
	600	21	27	34	40	46	53	58
	700	23	30	37	43	50	57	63
	800	24	32	39	46	54	61	68
	900	26	34	41	49	57	64	72
	1000	27	35	44	51	60	68	76

Остаје још да испитамо да ли су вредности функције π које одговарају нађеним вредностима за λ и H доиста минимум. Зарад тога треба да одредимо три парцијална диференцијална количника:

$$\frac{\partial^2\pi}{\partial\lambda^2};\ \frac{\partial^2\pi}{\partial H^2} \text{ и } \frac{\partial^2\pi}{\partial\lambda.\partial H}$$

$$\frac{\partial^2\pi}{\partial\lambda^2} = 2\,(1.156\ l + 4)\frac{H}{\lambda^3};$$

$$\frac{\partial^2\pi}{\partial H^2} = 2 \times 0{,}00375gl^2\frac{1}{H^3}$$

$$\frac{\partial^2\pi}{\partial\lambda\partial H} = -(1.156\ l + 4)\frac{1}{\lambda^2}$$

Изрази за $\frac{\partial^2\pi}{\partial\lambda^2}$ и $\frac{\partial^2\pi}{\partial H^2}$ позитивни су за све позитивне вредности количника λ и H; па дакле и за оне вредности које су срачунате у обема таблицама

као што је то за минимум и потребно. Још само имамо докажемо да и израз

$$\frac{\partial^2}{\partial\lambda^2}\cdot\frac{\partial^2}{\partial H^3}-\left[\frac{\partial^2\pi}{\partial\lambda.\partial H}\right]^2$$

остаје позитиван

$$\frac{\partial^2\pi}{\partial\lambda^2}\cdot\frac{\partial^2\pi}{\partial H^2}-\left[\frac{\partial^2\pi}{\partial\lambda.\partial H}\right]^2=$$

$$=4.0{,}00375\times(1{,}158\ l+4)\ gl^2\cdot\frac{1}{\lambda^3H^2}$$

$$-(1.156\ l+4)^2\ \frac{1}{\lambda 4}=$$

$$=(1{,}156\,l+4)\frac{1}{x^3}\left\{3.0{,}00375\ gl^2\ \frac{1}{H^2}+0{,}00375gl^2\frac{1}{H^2}-(1{,}156\,l+4)\frac{1}{\lambda}\right\}$$

Пошто је збир оба последња члана у загради

једнак — $\frac{\partial\pi}{\partial H}$ дакле раван нули то је израз.

$$\frac{\partial^2\pi}{\partial\lambda^2}\cdot\frac{\partial^2\pi}{\partial H^2}-\left[\frac{\partial^2\pi}{\partial\lambda.\partial H}\right]^2=$$

$$=3\times0\ 00375\ (1.156l+4)\times gl^2\ \frac{1}{\lambda^3H^2}$$

за све позитивне вредности λ и H позитиван. Овим је доказано да трошкови израде таванице износе доиста минимум кад се таваница изради по димензијама срачунатим у обема таблицама.

Треба још испитати, да ли плоча, схваћена као притиснути појас носача — ребра — неће бити преднапрегнута. Лако се да уверити, познатом методом за рачунање напрезања у плочи, да плоча у правцу распона, за све типове срачунате у таблицама, остаје напрегнута испод допуштеног напрезања за бетон.

Из разних обзира — рецимо с тога што би нам била скучена конструктивна висина или с тога што би распоред подеоних зидова био такав да се мора усвојити известан размак ребара — у пракси често бива да смо при изради Енебикове таванице принуђени да усвојимо другу конструктивну висину или други размак ребара но што то дају срачунате таблице. Па ипак, метода, коју смо показали за одредбу теоријски најподеснијих димензија таванице, има знатне вредности и за практичаре.

Грађа за српску техничку терминологију.

Читаоцима Листа.

У првој свесци стручног дела Срп. Техничког Листа за ову годину објављен је позив за прикупљање градива за српску техничку терминологију. Као што смо напоменули до данас је објављено око 1500 техничких израза и то у следећим годинама Срп. Техн. Листа:

Год. 1890 (I) Стр. 62, 86, 128, 143 и 157.
" 1894 (V) Стр. 74.
" 1895 (VI) Стр. 57. и 88.
" 1899 (X) Стр. 162.
и год. 1908 (XIX) Стр. 35. св. I.

Да би нашим читаоцима и сарадницима који се интересују за прикупљење техничких термина дали могућности да се упознаду са свима досад објављеним терминима, ми ћемо се постарати, да још у току ове године све те термине прештампамо у једном прилогу уз наш Лист, чим их будемо средили по азбучном реду. На овом пак месту објављиваћемо и даље све нове прикупљене и објашњене термине, сређене по врстама техничких послова.

Уредништво.

Прилози

Оснивање грађевина

Термини су објашњени по реду изразима: немачким, енглеским, француским и италијанским.

1.) **Бетонски шипови;** Betonpfähle; beton piles, concrete piles; pilots en beton.

2.) **бунар;** Senkbrunnen ; sinking—well ;

3.) **бургија кашикаста;** Löffelbohrer.

4.) **бургија са вентилом;** Ventilbohrer.

5.) **бушење;** Bohren, Bohrung, boring, drilling perçage, perforation; foratura.

6.) **ватра;** Hitze (време између две „ује" при побијању шипова).

7.) **венац бунара;** Brunnenkranz ; well-ring.

8.) **водоносни слој;** wasserführende Schichte.

9.) **гвоздени шипови;** Eisenpfähle ; iron-piles;

10.) **длето;** (део бургије); Meisselbohrer, Bohrmeissel; chisel.

11. **дно темеља;** Fundamentsohle.

12.) **жљеб;** Nuth, Falz; buttment, rebate; feuillure

13.) **завојна бургија;** Spiralbohrer; spiral-drill; foret en spirale ; allargatoio a spirale.

14.) **загат;** Fangdamm.

15.) **заштитна цев;** Futterrohr.

16.) **згушњавање;** (земљишта); Verdichtung ; solidification; solidification ; solidificazione.

17.) **здраво земљиште;** sicherer Baugrund

18.) **зид од талапа;** Bohlenwand; wall of planks mur en planches ; muro di tavole.

19.) **индијска лопата;** indische Schaufel ; fanscoop indian; pelle indienne.

20.) **испитивање земљишта ;** (сондажа) Bodenuntersuchung, Sondieren; —; sondage.

21.) **испуна** (загата); Füllung ; coffer ; remplage.

22.) **кесон;** Caisson.

23.) **кљешта ;** Zangen; tongs, pincers; tenaille ; tenaglia.

24.) **крстато длето;** Kreuzbohrer ; crook-drill crochet; uncino,

25.) **кружна тестера**; Kreissäge; circular saw scie circulaire ; sega circolare.

26.) **лежећи роштиљ** (сантрач); Schwellrost ligender Rost.

27,) **макара** ; Ramme; ram-engine, pile-driver ; sonnette, mouton; battipalo.

28.) **макара вештачка** (са витлом) Kunstramme.

29.) **макара на потег** (проста); Zugramme.

30.) **макара парна** ; Dampframme.

31.) **маљ** (мечка;) Rammbär; ram, rammer; mouton, bélier ; ariete.

32.) **маљ ручни** ; Handramme, Rammbock ; hand pile driver; mouton à bras, hie; battipalo a braccia.

33.) **моћ ношења** ; Tragfähigkeit ; bearing capacity; port; portata.

34.) **муљевито земљиште** ; Schlamboden,

35,) **набацај камена** ; Steinschüttung.

36.) **оплата** (пребој); Spundwand.

37:) **оптерећење**; Belastung; charge, weight, load; charge; carico.

38.) **оснивање** (грађевина); Gründung, Fundierung; foundation; fondation; fondazione.

39.) **оснивање замржњавањем земљишта** Gefriergründung.

40.) **оснивање на стубовима**; Pfeilergründung

41.) **оснивање са ваздушним притиском**; Luftdruckgründung; compressed air foundation; fondation pneumatique; fondazione ad aria compressa.

42.) **откопавање**: Aushub,

43.) **папуча**; Pfahlschuh.

44.) **перо**; Feder (код оплате)

45.) **побијање шипова**; Einrammen.

46.) **подземна вода** ; Grundwasser ; underground water; eau souterriane; acqua sotterranea.

47.) **подупирати**; spreizen.

48.) **пологa талапа**; Bohblenbelag; foundation; of planks; fondation en planches; fondazione di tavole.

49.) **полуге** (за бургије); Rohrgestänge.

50.) **прегла вница** (прегламица, поклапача) Holm.

51.) **принуђица**; Zwinge.

52.) **прост загат**; einfacher Fangdam.

53.) **роштиљ** (сантрач) **од шипова**; Pfahlrost;

54.) **рђаво земљиште**; unsicherer Baugrund.

55.) **сандучасти загат**; Kastenfangdamm.

56.) **темељ**, основа; Fundament, Grundbau; fundament: fondement; fondamento.

57.) **темељна јама** ; Baugrube , Grundgrube ; foundation-ditch; fouille de fondation; scavo di fond zione

58.) **темељни зид** ; Grundmauer; foundation-wall ; mur de fondation, fondement; muro di fondazione

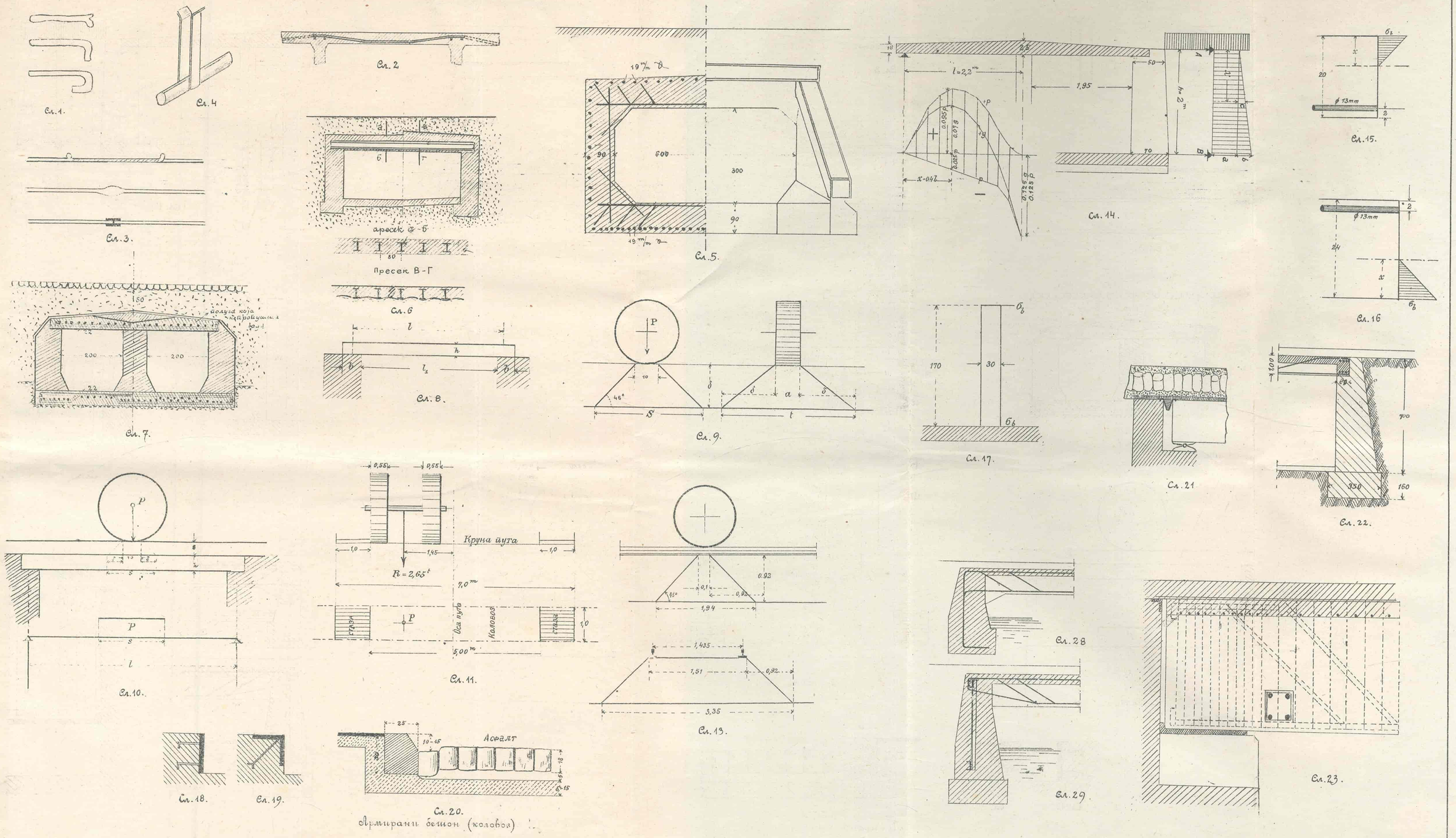
59.) **шип**; Pfahl, Fillete; pile; pilot.

саопштио

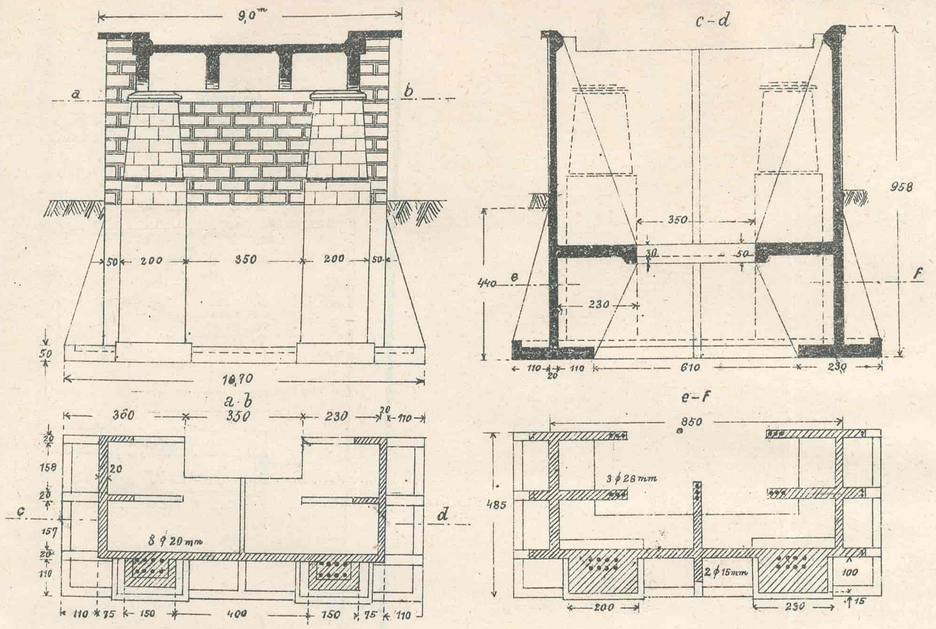
Душан Божић.

Штампарија К. Грегорића и Друга Београд

МОСТОВИ ОД АРМИРАНОГ БЕТОНА

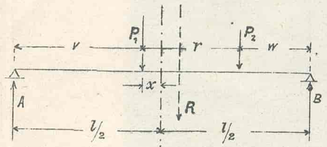


МОСТОВИ ОД АРМИРАНОГ БЕТОНА

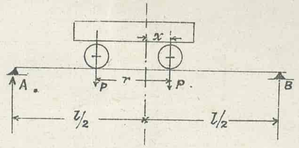


Сл. 24 – 27

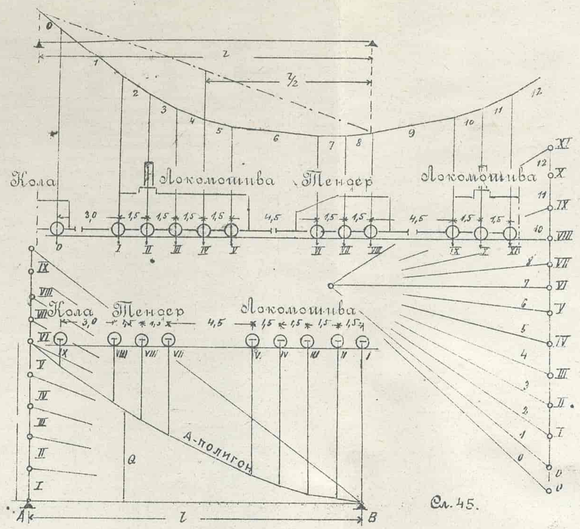
Сл. 41



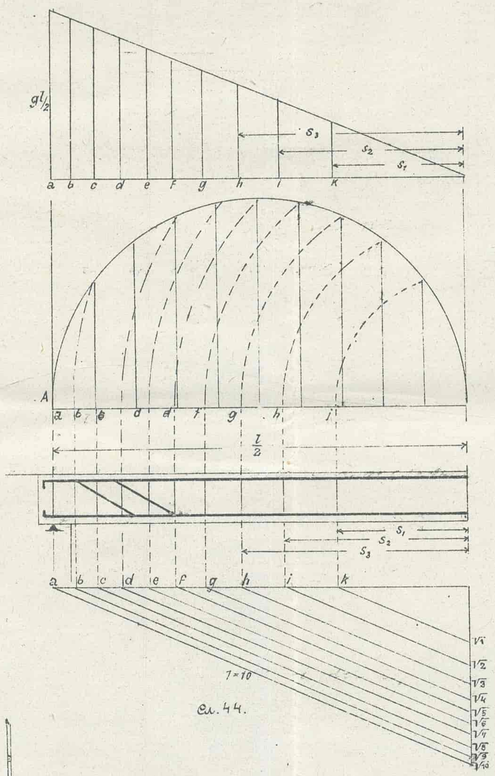
Сл. 42



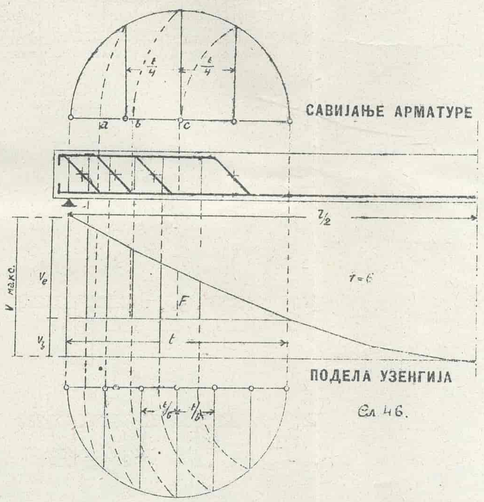
Сл. 43.



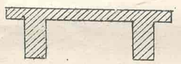
Сл. 45.



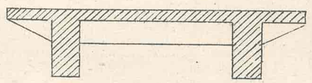
Сл. 44.



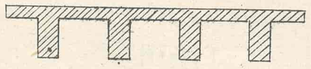
Сл 46.



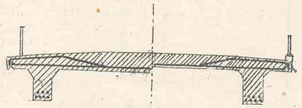
Сл. 30



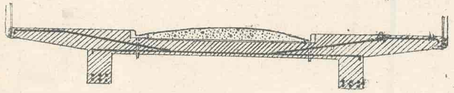
Сл. 31



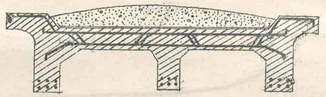
Сл 32.



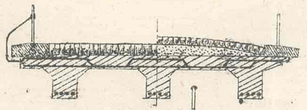
Сл. 33.



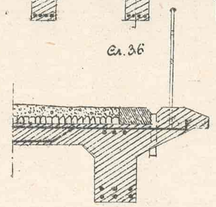
Сл. 34.



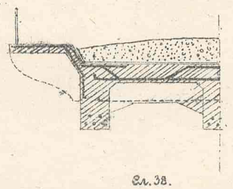
Сл. 35



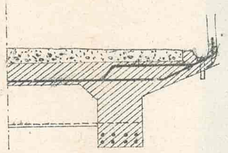
Сл. 36



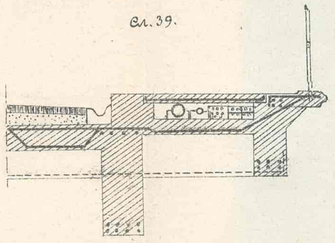
Сл. 37.



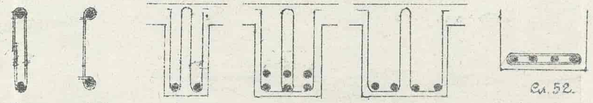
Сл. 38.



Сл. 39.



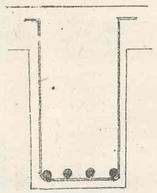
Сл. 40

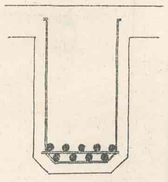


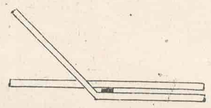
Сл 47. Сл. 48. Сл. 49. Сл 50 Сл 51. Сл. 52.

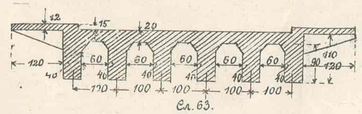
Вв. Јовановић
в. инжењ.

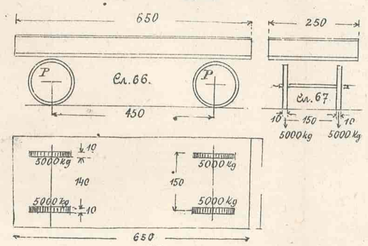
МОСТОВИ ОД АРМИРАНОГ БЕТОНА

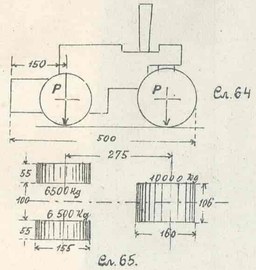

Сл. 53.

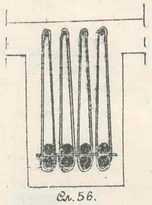

Сл. 54.

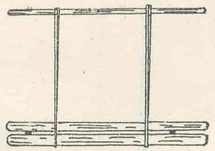

Сл. 55.

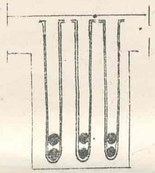

Сл. 63.

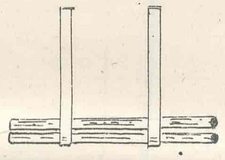

Сл. 66. Сл. 67. Сл. 68.

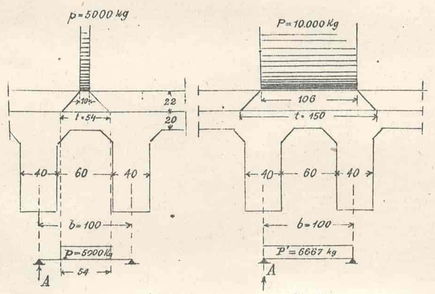

Сл. 64 Сл. 65.

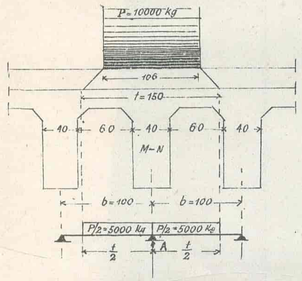

Сл. 56.

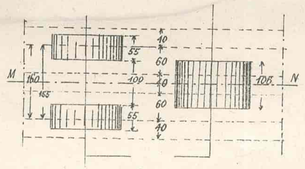

Сл. 57.

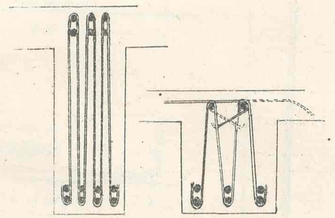

Сл. 58

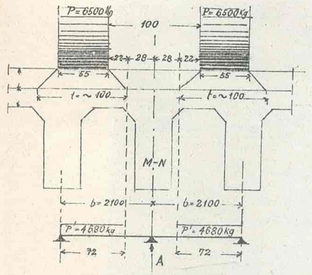

Сл. 59.

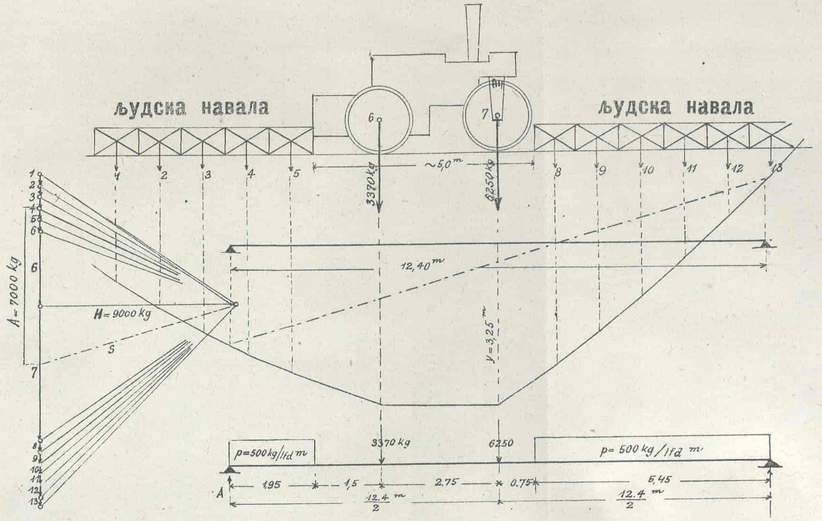

Сл. 69. Сл. 70.


Сл. 72.

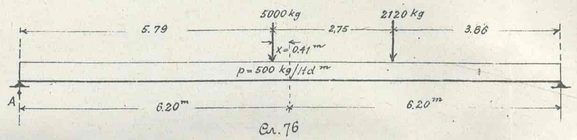

Сл. 71.


Сл. 60. Сл. 61.

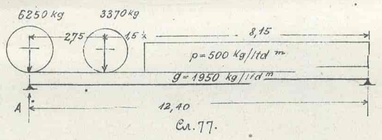

Сл. 73.



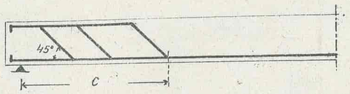
Сл. 74 — 75.

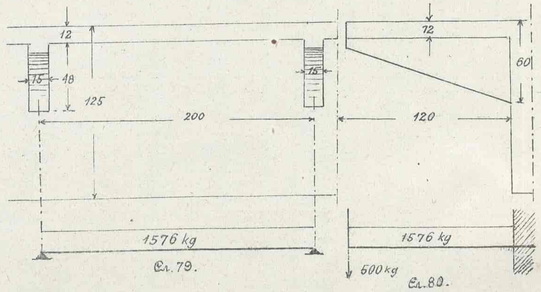


Сл. 76

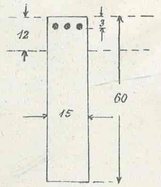


Сл. 77.


Сл. 78.

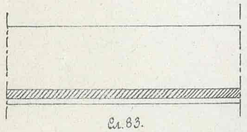


Сл. 79. Сл. 80.


Сл. 81.

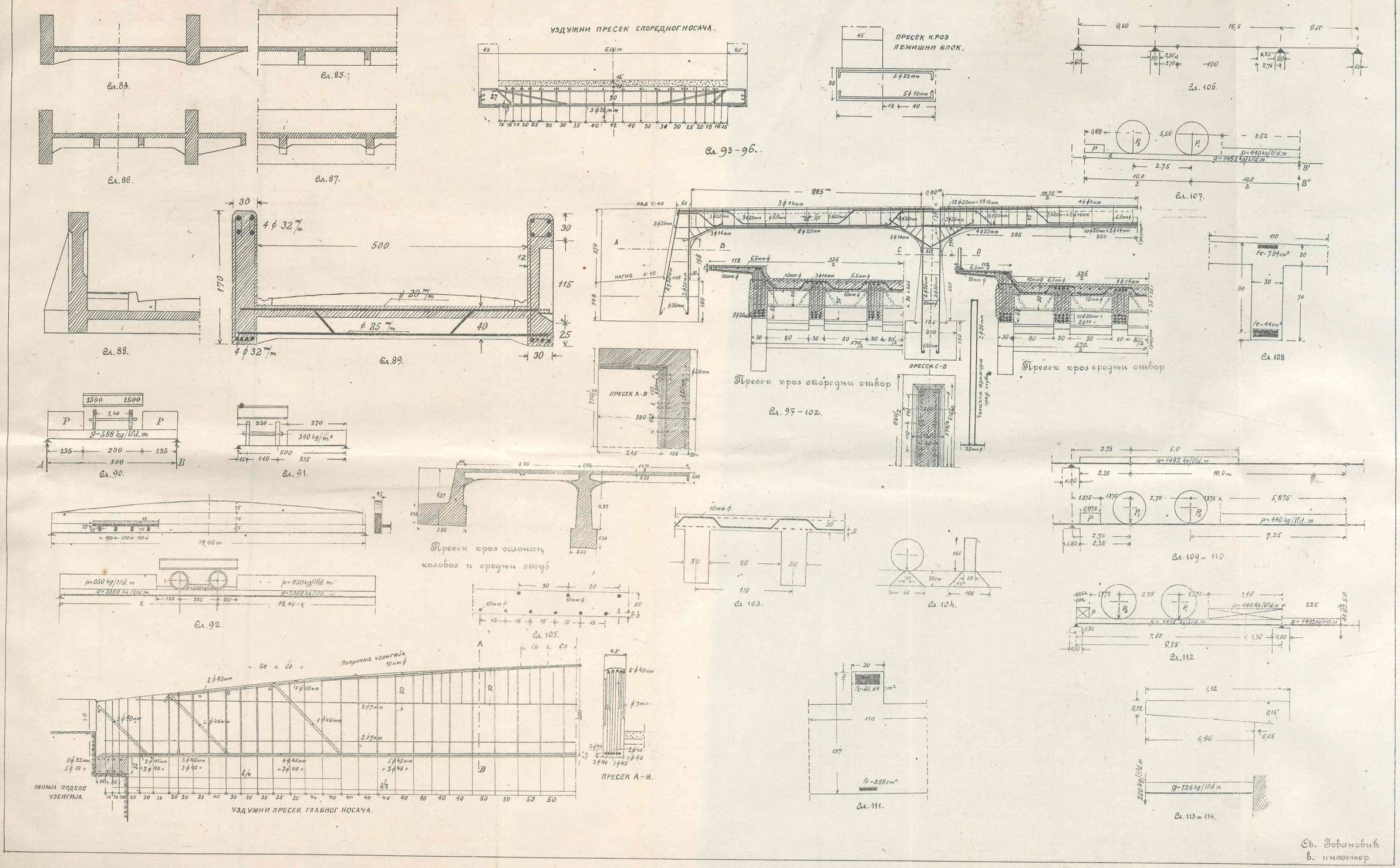
Сл. 62

Сл. 82.


Сл. 83.

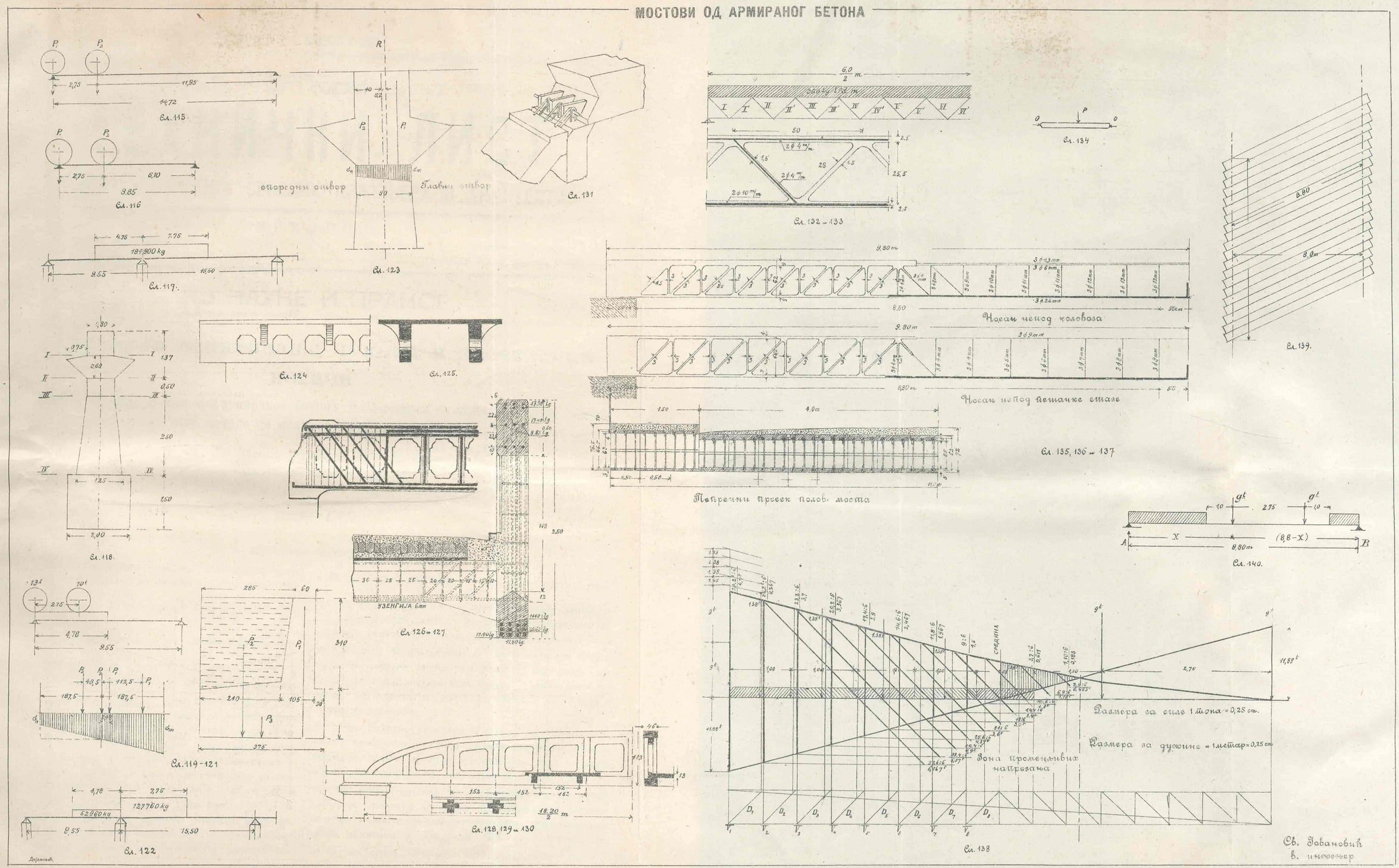
Св. Јовановић
в. инжењер

МОСТОВИ ОД АРМИРАНОГ БЕТОНА



Св. Јовановић
в. инжењер

МОСТОВИ ОД АРМИРАНОГ БЕТОНА



Св. Јовановић
в. инжењер