

## СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Л. Я. ВИНЕР

БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЙ ПРОЧНЫЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ  
МОСТ С ЖЕСТКОЙ АРМАТУРОЙ<sup>1</sup>

С первых дней развития железобетона построено немало прочных железобетонных мостов с жесткой арматурой [1, 2, 3]. Однако, вопрос экономической целесообразности применения мостов такого типа долгие годы оставался неясным, в основном в связи со значительным расходом металла при расчете конструкций с жесткой арматурой по классической теории железобетона. Теория железобетона [4, 5], исходящая из стадии разрушения, при которой текучесть металла в железобетоне достигается не только в крайних волокнах, но и в значительной части высоты профиля, позволяет существенно увеличить эффективность использования жесткой арматуры. Обстоятельные опытно-теоретические исследования работы железобетонных конструкций с жесткой арматурой, произведенные в ЦНИПС под руководством А. А. Гвоздева [5, 6] послужили стимулом для расширения области применения этого вида железобетона в строительстве. При строительстве городских и автодорожных мостов получили широкое применение стальные балочные пролетные строения объединенные с железобетоном [7], которые по существу являются эффективной разновидностью железобетонных конструкций с жесткой арматурой. Целесообразность применения железобетона с жесткой арматурой в мостостроении рассматривалась Н. А. Славинским [8].

В данной статье кратко описывается конструкция и характерные этапы возведения железобетонного моста, опоры и арки которого были осуществлены с применением жесткой арматуры. В описываемом сооружении железобетонные элементы с жесткой арматурой были рассчитаны по методу разрушающих нагрузок, в результате чего в арматуре имели место повышенные напряжения, близкие к пределу текучести.

Мост расположен над глубоким каньоном (рис. 1) и обеспечивает пропуск современного городского транспорта\*. Мост состоит

\* Авторы проекта: В. В. Пинаджи, Н. А. Славинский, Г. Г. Агабабян; техническое руководство по постройке опор и балочных пролетных строений осуществлял В. М. Качинион; прочного пролетного строения — С. П. Оппазином; консультации при проектировании и строительстве сооружения осуществлялись профессорами Н. С. Запретим, Н. С. Стрелецким, А. А. Гвоздевым, Е. Л. Хлебниковым, А. Г. Назаровым.

из пяти пролетов: главного арочного пролетного строения и четырех-балочных пролетных строений. В целях уменьшения насыпи правого берега и улучшения стока воды, мостовому полотну придан продольный уклон в  $1\frac{1}{4}\text{‰}$ . Четыре балочных пролетных строения осуществле-

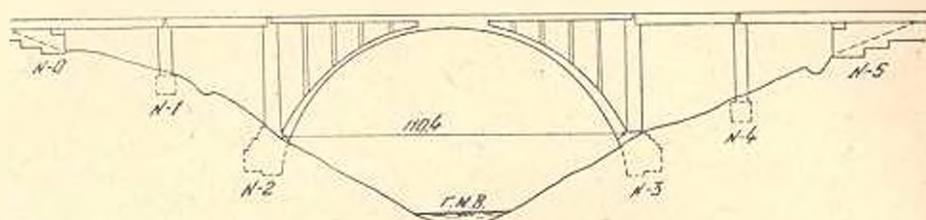


Рис. 1. Схема моста.

ны двухопорными, ребристыми, со свободным опираньем на опоры. Главный пролет моста перекрыт двумя отдельными арками-близнецами с пролетом 110 м. Арки железобетонные с жесткой арматурой, коробчатого сечения (рис. 2). Каждая арка имеет по три вертикаль-

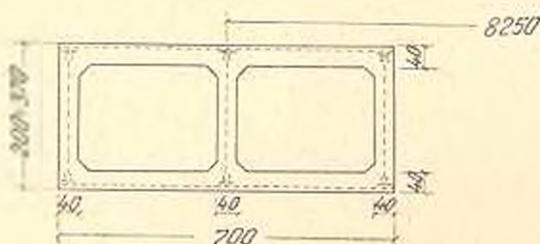


Рис. 2. Сечение арки. Пунктиром показана жесткая арматура.

ных ребра, толщиной 40 см. Следует отметить, что первоначально проектом предусматривалось среднее ребро арки выполнить толщиной в 20 см. Однако, в процессе производства работ, исходя из условий лучшего обетонирования конструкции, толщину среднего ребра

пришлось увеличить до 40 см. Ребра арок соединены между собой арочными плитами, толщиной от 30 см в замке, до 50 см в пятах. Внутри арок устроены диафрагмы, толщиной 40–50 см, расположенные в радиальном направлении на расстоянии 5,5–7 м друг от друга. В пятах и замке арки сплошного сечения. В зоне замка арки между собой связаны балочной клеткой и плитой проезжей части моста. С целью восприятия горизонтальных сейсмических сил, в зоне пят арок соединены между собой диафрагмами. Для доступа людей и транспортировки материалов, в период строительства, в верхних арочных плитах и диафрагмах арок осуществлены люки. Арки армированы сквозными арочными фермами со связями. Каждая арка содержит по три арочных фермы. Решетки арочных ферм тангенциального направления расположены в верхней и нижней арочных плитах; связи радиального направления расположены в диафрагмах арок. Надарочное строение осуществлено в виде пространственной рамной системы, состоящей из стоек-стенок и балочной клеткой с плитой поверху. Стойки-стенки по фасаду моста расставлены с шагом по 9 м. Балочная клетка содержит 8 продольных балок, сече-

нием  $0,5 \times 2$  м, и 16 поперечных балок, в том числе 12 сечением  $0,5 \times 2$  м и 4 сечением  $0,3 \times 1,15$  м. Две средние продольные балки, находящиеся в междуарочном пространстве опираются на поперечные балки; остальные балки опираются непосредственно на стойки-стенки. Плита проезжей части в пределах крайних продольных балок усилена консолями для поддержания тротуаров. Деформационно-температурные швы надарочного строения устроены в двух местах на полупролете. В этих местах продольные балки подвижно, через шарнир, опираются на главные арки и крошштейны поперечных балок. В арочном пролетном строении был применен бетон марки „250“.

Фундаменты опор массивные, бетонные. Промежуточные опоры моста железобетонные с жесткой арматурой. Они состоят из пустотелых, тонкостенных парных колонн, соединенных по верху ростверком, толщиной в 1 м (рис. 3). На ростверки, с помощью опорных частей, опираются балочные пролетные строения, а в арочном пролете-балочная клетка надарочного строения. Колонны прямоугольного сечения с габаритными размерами  $7 \times 4$  м. Нижняя поверхность ростверка, между колоннами, очерчена в виде полуциркулярной кривой (рис. 4). Толщина крайних стенок железобетонных опор равна 35 см, а средних—30 см. Для придания жесткости, в опорах устроены горизонтальные диафрагмы, расположенные по вертикали на расстоянии 6 м друг от друга. Диафрагмы выполнены в виде плит и имеют толщину в 40 см. Промежуточные опоры армированы жесткой арматурой, в виде стальных каркасов башенного типа с треугольной решеткой (рис. 3). Стойки каркасов опор собраны из уголков  $150 \times 100 \times 12$ , связи каркаса-из уголков  $80 \times 80 \times 10$ . Между стойками каркаса, расположенными на расстоянии 3,5 м друг от друга, установлены арматурные сетки с ячейками  $23 \times 40$  см, составленные из вертикальных прутьев, диаметром 8 мм. Концы арматурных сеток приварены к каркасу. Вследствие применения пустотелых опор расход бетона был сокращен на 45%. В связи с применением в опорах железобетона с жесткой арматурой и скользящей опалубки, расход лесоматериала был сокращен примерно на 400 м<sup>3</sup>. Береговые опоры моста выполнены с обратными стенками из буто-бетона. Торец пролетного строения отделяется от земляной насыпки железобетонной шкафной стенкой. Для отвода воды, скользящей за передней стенкой устоя, предусмотрен дренаж. Жесткая арматура опор изготавливалась и собиралась на месте заводом металлических конструкций. Монтаж производился отдельными элементами с помощью легкого крана и талей. В процессе монтажа, с целью придания каркасу опор надлежащей устойчивости, применялись расчалки. По мере окончания монтажа жесткой арматуры устанавливалась гибкая арматура. Опорный участок стального каркаса, высотой порядка 4—5 м, втапливался в фундамент опор, после чего расчалки удалялись. Обетонирование арматурного каркаса осуществлялось в скользящей опалубке, перемещаемой по каркасу с помощью талей. Опалубка собиралась из

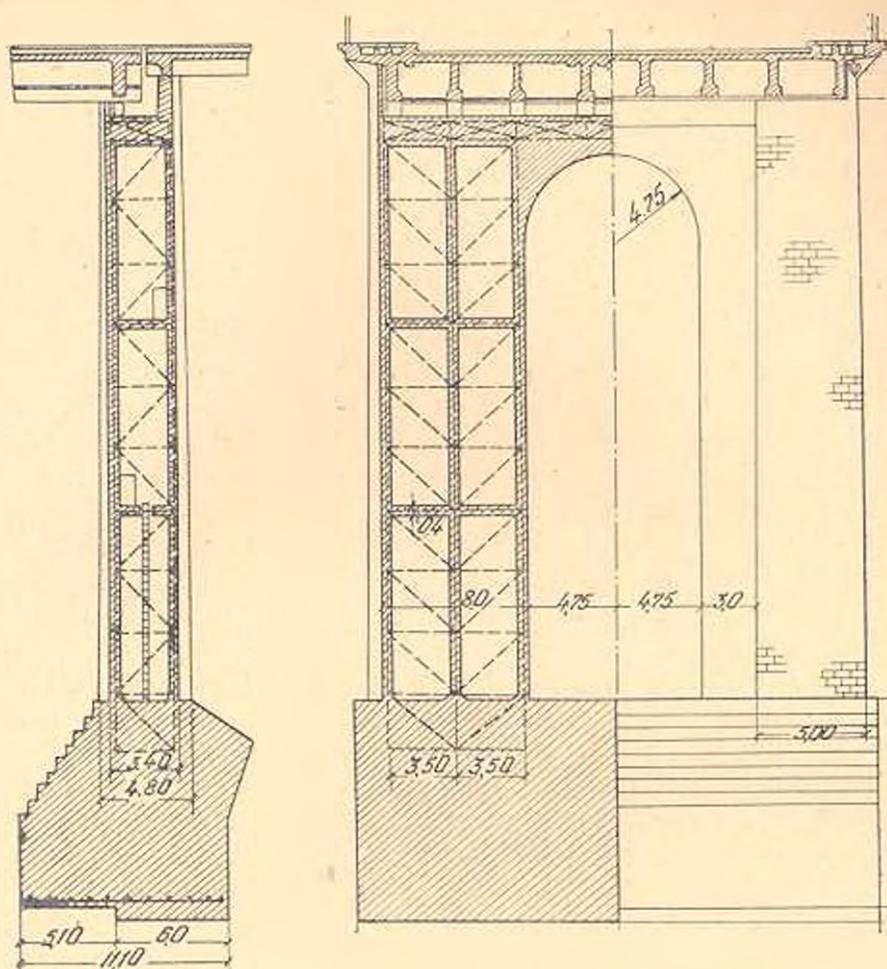


Рис. 3. Опора моста. Пунктиром показана жесткая арматура.

деревянных щитов, высотой 1 м, обитых с лицевой стороны кровельным железом. Бетон освобождался от опалубки на 3—4 суток. После возведения железобетонных стенок опор на высоту примерно 2 м, приступали к облицовке опор штучными базальтовыми камнями. Бетонные работы производились с некоторым опережением по отношению к облицовочным работам, так как эти работы технологически являлись разнородными. Готовые колонны опоры соединялись между собой прокатными балками, являющимися жесткой арматурой железобетонного ростверка. Транспортировка бетона, камня и раствора в пределах рабочей зоны производилась тельфером, который перемещался по монорельсу. Монорельс был установлен на проектном уровне ростверка и охватывал стальной каркас по периметру. Вслед за установкой прокатных балок производились арматурные и бетонные работы по устройству ростверка, при этом опалубка арок между колоннами подве-

шивалась к жесткой арматуре ростверка. Балочные пролетные строения бетонировались с помощью подмостей. В качестве опор подмостей применялись деревянные башни с треугольной решеткой, а также металлические кронштейны, укрепленные к боковым граням опор моста. Кронштейны ставились при высоте капитальных опор более 15 м, так как в этом случае применение деревянных опор по затрате сил и средств было менее выгодным. Пролеты между временными опорами перекрывались стальными инвентарными фермами. Вслед за окончанием работ по устройству подмостей производились опалубочные и арматурные работы. Распалубка конструкции производилась примерно на 25-е сутки, при этом фермы подмостей опускались с помощью песочниц, установленных на деревянных башнях и кронштейнах. Подача материалов и конструкций для устройства подмостей производилась с помощью двух кабельных кранов пролетами по 315 м, установленных в вертикальных плоскостях, совпадающих с осями средних ребер арок.



Рис. 1. Промежуточная опора моста (общий вид).

Под крюк одного кабельного крана подавался груз песком не более 3 т, а при совместной работе обоих кранов — порядка 5 т. Части деревянных опор подавались на место в виде укрупненных элементов, с болтовыми соединениями, общим весом не более 3 т. Для правобережных балочных пролетных строений бетон к месту работ подавался вагонетками по рельсовому пути из бетонного узла правого берега. Для левобережных балочных пролетных строений бетон подавался из бетонного узла левого берега при помощи кабельных кранов, в специальных бадьях, и в вагонетках по рельсовому пути. В связи со значительной высотой моста, возведение железобетонной арки с гибкой арматурой обычными методами, с применением кружал и подмостей, было связано с существенными техническими затруднениями. Ориентировочные расчеты показали, что для устройства кружал и подмостей арочного пролетного строения потребовалось бы около

4. Изв. ТН, № 2

4400 м<sup>3</sup> леса. По создавшимся условиям исключалась возможность применения инвентарных металлических подмостей, в связи с чем железобетонные арки были армированы жесткой арматурой, при этом отпадала необходимость в устройстве лесов и подмостей, а расход металла по сравнению с вариантом с гибкой арматурой возрастал в незначительной мере. Первоначально стальной жесткий каркас моста был изготовлен в основном силами строительства, при этом конструкции и, в особенности, сварные соединения оказались дефектными, в связи с чем эти конструкции были разобраны и в дальнейшем все металлические конструкции, как это было предусмотрено проектом, изготавливались специализированным заводом металлических конструкций. С целью удобства транспортировки металлоконструкций и облегчения их сборки, арочные фермы и связи между ними изготавливались в виде отдельных, плоских монтажных элементов, весом не более 3 т. Узлы монтажных элементов заводом осуществлялись сварными. Монтаж арок производился навесным способом, одновременно от обеих опор к замку, с помощью лебедок и полиспастов. Арочная ферма состояла из 24 монтажных элементов. Последовательность монтажа арки приводится на рис. 5. Соединение монтажных элементов

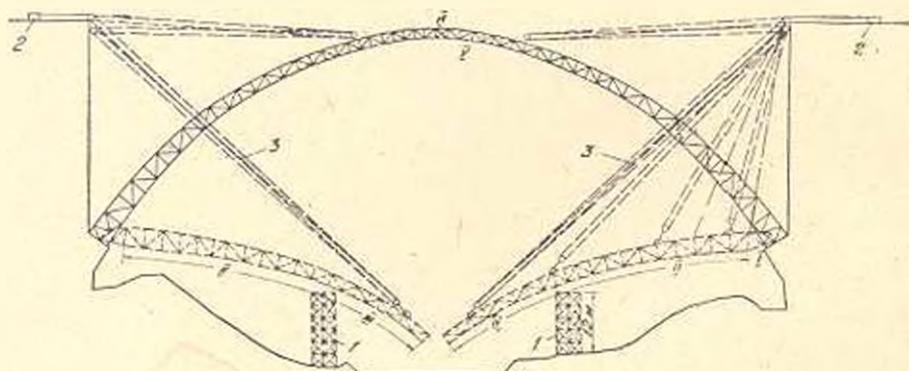


Рис. 5. Схема монтажа стального каркаса арки. Римскими цифрами показана последовательность сборки полуарок. 1—временные деревянные опоры; 2—лебедки; 3—полиспасты

друг с другом осуществлялось с помощью накладок и точеных болтов. С целью обеспечения надлежащей поперечной жесткости собранной части полуарки, после установки трех плоских монтажных элементов каждого типа ставились связи между ними (рис. 6). После окончания сборки каркаса и подъема полуарок в проектное положение арка замыкалась путем постановки накладок в пятах и замке, и арка из трехшарнирных превращалась в бесшарнирные. После сборки арочных ферм производилась установка опалубки. Опалубка изготовлялась на берегу, на специальной площадке, в виде отдельных щитов, весом не более 1,5 т. Кабельный кран с помощью траверс длиной в 7 м перемещал в пролет по два щита, подвешенных к концам тра-

верс. Щиты прикреплялись к жесткому каркасу с помощью болтовых соединений. Схема подвески боковых и нижних щитов опалубки.

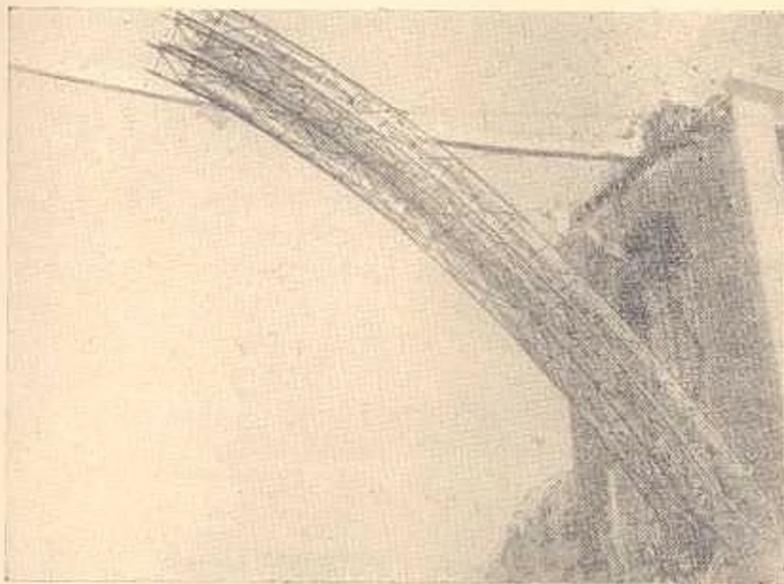


Рис. 6. Монтаж стального каркаса арки.

к аркам показана на рис. 7 и 8. Вслед за опалубочными работами производились работы по установке гибкой арматуры нижней арочной плиты, боковых ребер и диафрагм. В целях облегчения работы каркаса, проектом предусматривался следующий порядок производства работ: бетонирование среднего ребра арки; вызревание бетона среднего ребра арки; бетонирование крайних ребер и диафрагм арок; вызревание бетона ребер и диафрагм; бетонирование нижней арочной плиты; армирование и бетонирование верхней арочной плиты. С целью максимального уменьшения деформаций арок во время их бетонирования и ненарушения сцепления между вызревающим бетоном и арматурой, а также облегчения работы решетки арочных ферм, непосредственно перед бетонированием среднего ребра производилась симметричная загрузка межреберных пространств балластом (строительный песок в мешках). Бетонирование среднего ребра производилось симметрично в направлении от пят к замку арки, при этом в зоне пяты бетонировался весь уча-

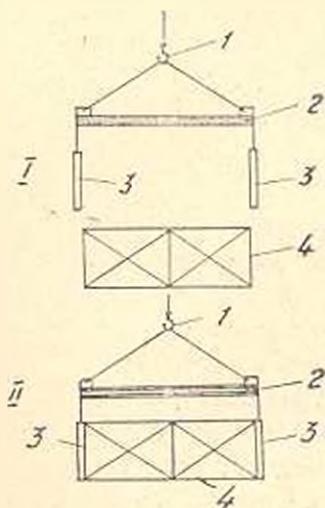


Рис. 7. Схема подвески боковых щитов опалубки арки. 1—крюк кабельного края; 2—траверс; 3—боковые щиты опалубки; 4—жесткий каркас арки.

сток пята, имеющий сплошное сечение. По мере бетонирования ребра балласт с арки удалялся. Вес удаляемого балласта был равен

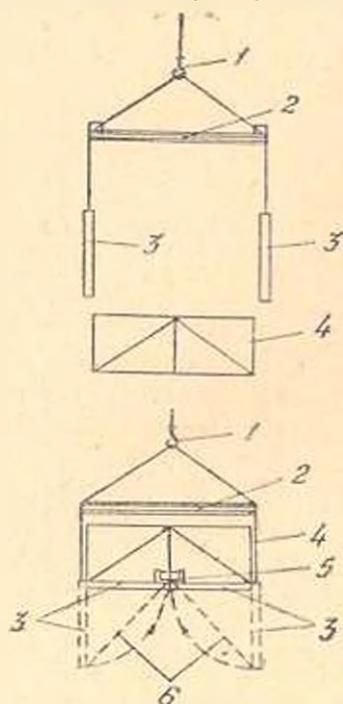


Рис. 8. Схема подвески нижних щитов опалубки арки. 1—крюк кабельного крана; 2—траверса; 3—нижние щиты опалубки; 4—жесткий каркас арки; 5—лебедка; 6—капаты для подтягивания щитов.

несу снежеуложенного бетона. При бетонировании крайних ребер и диафрагм применялась лишь частичная предварительная загрузка междуреберных пространств балластом (вес балласта был намного меньше веса бетона крайних ребер и диафрагм); при бетонировании арочных плит загрузка балластом не производилась, так как это было связано с существенными техническими затруднениями по загрузке и разгрузке балластом конструкций, в особенности, при стесненных условиях работы. Бетонирование крайних ребер и диафрагм, а также арочных плит производилось по секционно, в порядке определенном проектом, при этом полуарка бетонировалась в пять приемов. Бетонирование арок производилось в течение нескольких месяцев, поэтому естественно, что имели место перерывы в бетонировании. С целью создания надежного сцепления в швах бетонирования, поверхность старого бетона обрабатывалась насечкой, очищалась железными щетками и промывалась водой. К моменту бетонирования прок возведение опор и балочных пролетных строений было уже закончено. Поэтому подача бетона в арочное пролетное строение производилась по балочным пролетным строениям обоих берегов. В пределах рабочей зоны бетон для бетонирования арочного пролетного строения подавался: в вертикальных стальных трубах (для бетонирования арок в зоне пята); в наклоненных стальных трубах в сочетании с транспортерами (в основном в зоне четвертей арок); в вагонетках по рельсовому пути, уложенному по среднему ребру арки, с тяговой лебедкой, установленной в замке, и кабельными кранами (в основном для бетонирования арок в зоне замка).

Вертикальные стенки надарочного строения бетонировались в деревянных щитах. В том месте, где стенка имела толщину 30 см, щитовой набор наращивался в вертикальном направлении постепенно, по мере бетонирования. Бетон подавался в стенки при помощи вертикальных труб.

Освидетельствование и испытание моста производилось мостопытательной станцией ТБИИЖТ [9]. Статические испытания

моста осуществлялись нагрузкой, которая вызывала: в балочных пролетных строениях усилия равные 67% усилий от расчетной временной нагрузки; в сечении у четверти пролета главных арок от 66% до 90% усилий от расчетной временной нагрузки; в опорах главного арочного пролета — распор, равный 97% распора от временной расчетной нагрузки. Динамическое воздействие при испытаниях создавалось пропуском по мосту (с различными скоростями и через трамплин высотой 25 см) тяжелых колесных и гусеничных нагрузок. Испытания показали удовлетворительное состояние сооружения. При распалубке нижних щитов арок обнаружено, что в ряде мест, и основном в связи с незначительной толщиной защитного слоя, жесткая арматура была обнажена. В элементах сооружения, где толщина защитного слоя превышала 8 см, при тщательном выполнении бетонных работ, обнажение жесткой арматуры не наблюдалось. В результате применения жесткой арматуры расход лесоматериала был сокращен на 4800 м<sup>3</sup>, в том числе при возведении арок — 4400 м<sup>3</sup>.

Опыт строительства данного моста и ряда аналогичных сооружений (мост через р. Аммер около Эхельсбаха, мост через р. Гвадалквивир в Севилье, городской мост в СССР [3] и др.) показывает, что железобетонные мосты с жесткой арматурой целесообразно возводить в горных безлесных районах через естественные преграды в виде быстотоков, каньонов и водотоков значительной глубины. Опыт строительства показал, что изготовление арочных ферм должно производиться заводом металлоконструкций, а монтаж стальных каркасов на месте, специализированными монтажными организациями: толщину ребер арок, исходя из условия удобства бетонирования конструкции, следует принимать не менее 40 см, а толщину защитного слоя жесткой арматуры не менее 8—10 см. Защитный слой следует осуществлять в виде железобетона, армированного дисперсной гибкой арматурой.

Институт стройматериалов и сооружений  
АИ Армянской ССР

Поступило 15 V 1957

Լ. ՅԱ. ՎԻՆԵՐ

ՄԵԾԱԹՈՒԶԲ ԿԱՄԱՐՈՎ ԿՈՆՏ ԱՄՐԱՆՈՎ ՆՐԿԱԹԵՏՈՆԵՆ ԿԱՄՈՒՐՋ

Ա Վ Փ Ն Փ Ն Շ Ա

*Հողվածում սեղմ նկարագրում է կամարավոր, կոշտ ամրանով երկաթ-բետոնե կամրջի կոնստրուկցիան և կոտուցման բնորոշ էտապները:*

*Այս կամարջը իր տեսակի մեջ ամենամեծն է Սովետական Միության նում:*

*Կամրջի սխեման և կոնստրուկտիվ էլեմենտները ներկայացված են 1—3 նկարների վրա: Կամարի մոնտաժի և կադապարամաժի կախվածքի սխեման*

պատկերված է 5—8 նկարների վրա: Կոշտ ամրանի կիրառման հետևանքով հենարաններում և կամարներում անասառնչութի ծախսը կրճատվել է 4800 խոր. մետրով: Կոշտ ամրանով սնամեջ երկաթբետոնե հենարաններ և սառոց վահանալին կաղապարմամ կիրառելու շնորհիվ հենարանների վրա բետոնի ծախսը կրճատվել է 45% -ով, իսկ անասառնչութի ծախսը՝ 400 խոր. մ.-ով:

Տվյալ կամրջի և մի շարք համանման կասուցված բների շինարարութան փորձը ցույց է տալիս, որ կոշտ ամրանով երկաթբետոնե կամարջներ նպատակահարմար է կասուցել խորը ձորերի և նկատելի խորաթվան արագահողքների տիպի բնական արդելիքների վրա, լեռնալին ու անասառնչուրկ վայրերում:

Շինարարութան փորձը ցույց է տվել, որ կամարային ֆերմաները պետք է պատրաստվեն մետաղային կոնստրուկցիաների պորժառների կողմից, իսկ պողպատե կարկասի մոնտաժը պետք է կատարվի տեղում, մասնագիտացված մասնավաճի կազմակերպությունների կողմից: Ելնելով կոնստրուկցիաների բետոնապատման հարմարությունից, կամարների կողերի հաստությունը պետք է ընդունել ոչ պակաս 40 սմ, իսկ կոշտ ամրանի պահպանիչ շերտի հաստությունը՝ ոչ պակաս 8—10 սմ: Պահպանիչ շերտը հարկավոր է իրականացնել դիսպիրասիան ձկուն ամրանով ամրանավորված երկաթբետոնի տեսքով:

#### Լ Ի Ե Ր Ա Տ Ր Ա

1. Мелан и Гисслер. Железобетонные арочные мосты, перевод с нем. под. ред. В. В. Григорьевна, Трансжелдориздат, М., 1939.
2. Поливанов Н. И. Железобетонные мосты, М., 1956.
3. Чомахидзе Г. М. Железобетонный арочный мост с жесткой арматурой. Известия АН Армянской ССР (серия технических наук), т. X, № 5, 1957.
4. Завриев К. С. Расчетные формулы прочности в особых случаях, М., 1935.
5. Гольден А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия, М., 1949.
6. Васильев А. П. Железобетон с жесткой арматурой, М., 1941. См. также: Проектирование железобетонных конструкций с жесткой арматурой, ЦНИИИСТ. Сообщение 47/8, вып. 2, М., 1943.
7. Гидшман В. Е. Проектирование стальных конструкций, объединенных с железобетоном, М., 1956.
8. Словинский Н. А. Вопросы применения жесткой арматуры в железобетонном мостостроении, Тбилиси, 1948.
9. Кардинадзе Г. И., Бюс Н. Е. Испытание железобетонного арочного моста пролетом 110 м. Научное сообщение ТБИИЖТ, № 15, Тбилиси, 1957.