

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ВСЕСОЮЗНЫЙ ДОРОЖНЫЙ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ

СОЮЗДОРОЖНИИ

С. Н. ПШЕНИЧНИКОВ

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ,
СОБИРАЕМЫЕ НАВЕСНЫМ СПОСОБОМ
ИЗ ЗАРАНЕЕ ИЗГОТОВЛЕННЫХ БЛОКОВ**

МОСКВА · АВТОТРАНСИЗДАТ · 1956

ПРЕДИСЛОВИЕ

Постановление ЦК КПСС и Совета Министров СССР от 20 августа 1954 г. поставило перед строителями задачу всемерного внедрения в практику строительства железобетона и особенно сборного.

Всесоюзным совещанием по бетону и железобетону, состоявшимся в мае 1955 г., с особой остротой был поставлен вопрос об увеличении объема предварительно напряженных железобетонных конструкций, которые к 1957 г. должны составить 20% от общего количества сборного железобетона. В решении транспортной секции совещания по бетону и железобетону уделяется особое внимание расширению области применения сборного железобетона в мостах больших и средних пролетов, где в настоящее время преимущественно применяется металл.

Настоящая работа посвящена вопросу строительства и проектирования сборных предварительно напряженных железобетонных пролетных строений безраспорных мостов средних и больших пролетов.

Предлагаемая конструкция не только дает возможность применения сборного железобетона в пролетных строениях больших мостов, но и решает проблему строительства этих мостов из блоков заводского изготовления.

Применение блоков заводского изготовления и наиболее экономичного по затратам на вспомогательные сооружения и материалы способа навесной уравновешенной сборки, разработанного для монтажа пролетных строений железобетонных мостов, обеспечит высокий темп строительства и значительную экономию леса и металла.

Предлагаемая работа может служить основой для составления проектных заданий и разработки технических проектов сборных пролетных строений мостов из предварительно напряженного железобетона пролетом от 40 до 100 — 110 м и более.

Письмо составлено на основе исследований, проведенных в Союздорнии канд. техн. наук Н. А. Калашниковым и работавшими под его руководством научными сотрудниками С. Н. Пшеничниковым и Н. Л. Филимоновой.

Замечания и пожелания по письму просьба направлять по адресу: Москва, В-35, Софийская набережная, 34, Союздорнии.

*Директор Союздорнии
канд. техн. наук Н. Ф. ХОРОШИЛОВ*

*Начальник отдела искусственных сооружений
старший научный сотрудник
канд. техн. наук В. Г. ДОНЧЕНКО*

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время в автодорожном мостостроении сборный железобетон, и в том числе предварительно напряженный, уже занял ведущее положение в мостах пролетом до 30 м включительно.

Однако имеющийся опыт конструирования и монтажа пролетных строений мостов пролетами до 30 м не может быть целиком перенесен на пролетные строения мостов больших пролетов вследствие чрезвычайно большого веса монтажных элементов (100—150 т и более) при членении пролетного строения на отдельные блоки только продольными швами.

Для уменьшения веса монтажных элементов нужно переходить на конструкции не только с продольным, но и с поперечным членением пролетных строений на отдельные блоки.

Способ поперечного членения балок на отдельные блоки с последующим их объединением на берегу и установкой в пролет целыми балками или объединение блоков на подмостях решает только одну сторону задачи, а именно: дает возможность централизованно изготавливать блоки пролетного строения.

Полное решение проблемы строительства сборных железобетонных безраспорных мостов средних и больших пролетов возможно при применении конструкции пролетного строения с поперечным и продольным членением на отдельные блоки, монтаж которых может осуществляться последовательно отдельными блоками, т. е. навесным или полунавесным способом.

Отечественный и заграничный опыт постройки и проектирования пролетных строений дает ряд оригинальных конструкций и способов сборки и постройки без подмостей пролетных строений мостов средних и больших пролетов с главными балками, имеющими поперечное членение.

Во Франции построено несколько таких однотипных сборных однопролетных мостов пролетом до 70 м (рис. 1). Мосты построены на месте разрушенных с использованием сохранившихся устоев. Главные балки коробчатого сечения собирались на берегу из заранее изготовленных блоков. Каждая балка была разделена на три монтажных секции весом до 90 т. Сборка осуществлялась с по-

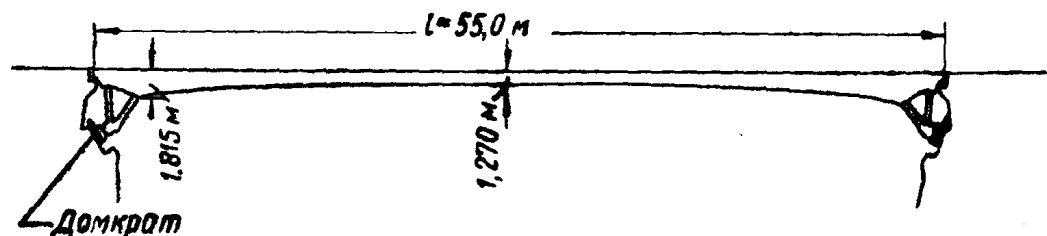


Рис. 1. Схема моста через реку Марну в г. Люзанси

мощью двух мачт (рам) высотой 60 м, расположенных по берегам реки. Вначале были установлены секции балок пролетного строения около устоя. Затем устанавливалась средняя часть. Объединение блоков в секции и секций в балки пролетного строения осуществлялось предварительно напряженной арматурой.

Недостатком этой конструкции является необходимость создания искусственного распора и большая чувствительность пролетного строения к перемещению устоев и деформациям пролетного строения.

Для регулировки величины распора в конструкции сохранены домкраты и установлено специальное наблюдение за его величиной. Применение данной конструкции целесообразно только в однопролетных мостах, так как одновременный монтаж двух или нескольких пролетных строений такого типа, видимо, невозможен.

В Германии применяется навесное бетонирование пролетных строений¹. Наиболее интересными по способу производства работ и примененной статической схеме являются однотипные мосты через реку Рейн в г. Вормсе с пролетами 101 + 114 + 104 м (рис. 2) и через реку Мозель в г. Кобленце с пролетами 101 + 114 + 123 м.

¹ Исследование навесного бетонирования конструкций мостов из напряженно армированного бетона в Союздории провел канд. техн. наук В. М. Скопич.

Мосты состоят из Г- и Т-образных рам. Концы ригелей рам соединены шарнирами, работающими только на перерезывающую силу. Высота ригеля посередине 2,5 м, у опор $\sim 1/17,5$ пролета. Диафрагмы имеются только по-

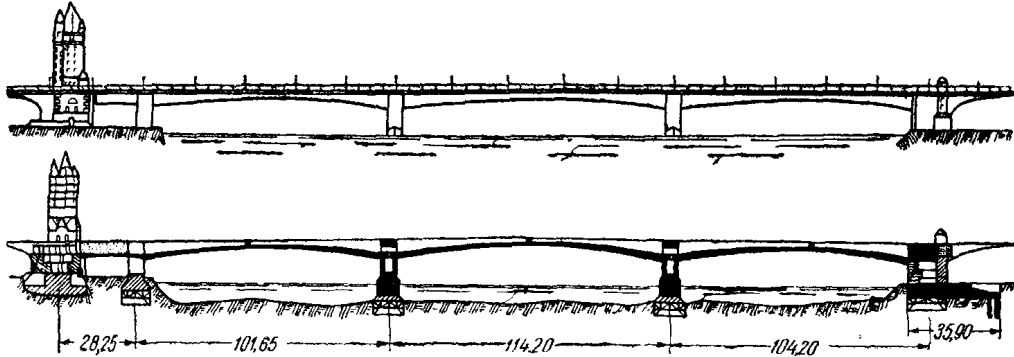


Рис. 2. Фасад и продольный разрез по оси моста

середине пролета у конца консолей. Бетонирование пролетного строения производилось в подвижной опалубке секциями по 3 м симметрично в обе стороны от опоры (рис. 3.). Напряженная арматура состоит из отдельных

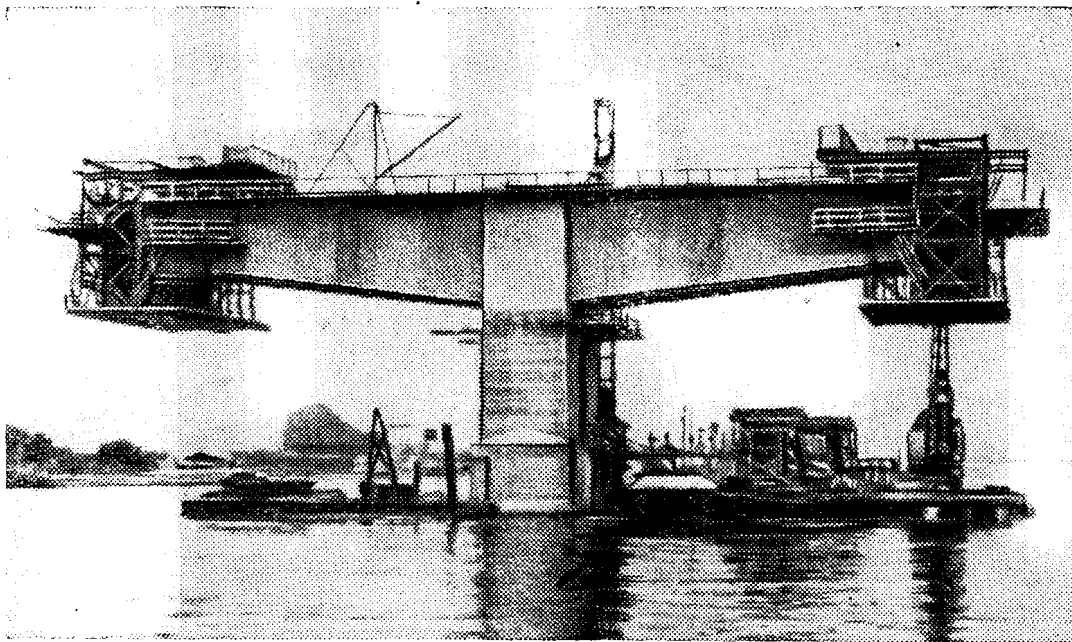


Рис. 3. Бетонирование пролетного строения

стержней диаметром по 26 мм из стали $\sigma_p = 9000 \text{ кг/см}^2$. Количество стержней над речными опорами — 486. Арматура поставлялась на строительство в виде прутьев длиной около 3 м. Стержни соединялись с помощью муфт.

Все стержни помещались в металлических трубках, которые после натяжения стержней инъецировались. После бетонирования каждой секции стержни, обрывающиеся в данном сечении, натягивались.

Способ производства работ имеет ряд недостатков, обусловленных конструкцией основной арматуры. Необходимость употребления быстротвердеющих бетонов и сезонность производства работ также ограничивают возможность применения навесного бетонирования. Однако статическая схема моста заслуживает внимания, и она использована при разработке конструкции пролетных строений, собираемых навесным способом.

В одном из строительных подразделений Министерства автомобильного транспорта и шоссейных дорог инженерами В. М. Могилевичем, Д. И. Зажирей, Л. С. Смирновой и А. Л. Шилиной разработан проект однопролетного двухконсольного моста по схеме $8+24+8$ м, собираемого навесным способом из блоков весом до 5,0 т¹.

Консоли собираются частично на подмостях, пролетное строение — на весу. По всей длине пролетное строение имеет двойную предварительно напряженную арматуру. Верхняя арматура заанкерена в пределах консолей и за торцы балок, нижняя — над опорами.

Преимуществом этой конструкции является возможность навесной сборки пролетных строений из изготовленных заранее блоков. Однако и она имеет ряд существенных недостатков, делающих нецелесообразным применение ее для мостов средних и больших пролетов.

Расположение нижней арматуры в открытых снизу каналах, проходящих по всей длине пролета, определяя способ монтажа ее, не дает возможности в сколько-нибудь значительной степени менять высоту балок, что, кроме нерационального распределения материала вдоль пролета, делает весьма трудным создание строительного подъема. Применение подобной конструкции в мостах, расположенных на вертикальных кривых (что почти всегда имеет место в мостах через судоходные реки), видимо, невозможно. Трудно применить эту схему для многопролетных мостов из-за необходимости устройства подмостей под консоли и сложности монтажа подвесных пролетов.

¹ Сборник статей. Проектирование и строительство железобетонных сборных мостов. Автотрансиздат, 1955.

ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКЦИИ И СТАТИЧЕСКОЙ СХЕМЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ, СОБИРАЕМЫХ НАВЕСНЫМ СПОСОБОМ

Конструкция пролетных строений мостов и особенно мостов средних и больших пролетов должна быть тесно связана с выбранным заранее наиболее прогрессивным и экономичным способом производства работ по строительству мостов. Способ навесной уравновешенной сборки при монтаже металлических пролетных строений, как известно, является наиболее экономичным по затратам на вспомогательные сооружения и в наименьшей степени зависящим от местных условий.

Возможность и техническая целесообразность применения этого способа при монтаже металлических пролетных строений различных статических схем определяется в основном тем, что металл одинаково хорошо работает на сжимающие и растягивающие усилия, благодаря чему различная по знаку действующего усилия работа элементов пролетного строения в стадии монтажа и во время эксплуатации не вызывает, как правило, конструктивных или технологических затруднений. Иное дело в железобетонных мостах. Обычно железобетонное сечение пролетного строения конструируется для работы на изгибающий момент одного знака. Если во время монтажа в нем возникает момент и другого знака, то сечение должно быть усилено дополнительной арматурой в сжатой (при эксплуатационной нагрузке) зоне и увеличено в растянутой.

Очевидно, что конструирование железобетонных элементов для работы на момент разного знака вызывает увеличение размера сечения и приводит к перерасходу материала и удорожанию конструкции. Поэтому применение сборки, в том числе и навесной, в железобетонном мостостроении экономически более целесообразно в таких статических схемах мостов, в которых основные

элементы в процессе монтажа и эксплуатации работают на усилия одного знака. Кроме этого, конструкция пролетного строения должна обеспечить возможность: а) продольного и поперечного членения на отдельные блоки, б) использования рабочей арматуры в качестве монтажной с последовательной укладкой ее по мере установки блоков.

В наибольшей степени удовлетворяет изложенным положениям статическая схема в виде цепи Т-образных рам, показанная на рис. 4,а. Однако эта схема неприменима по условиям эксплуатации.

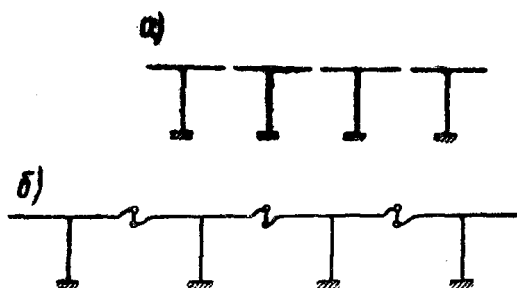


Рис. 4. Статические схемы: а — цепь отдельно стоящих Т-образных рам; б — цепь Т-образных рам, соединенных шарниром, работающим только на перерезывающую силу

Чтобы сделать ее пригодной, достаточно соединить концы ригелей смежных рам связью, обеспечивающей совместный прогиб консолей, но не препятствующей продольным перемещениям и не работающей на момент. Как показали исследования, в этой статической схеме (рис. 4,б) практически все сечения ригеля (при учете момента от собственного веса) работают на момент одного знака и вся рабочая арматура, располагаясь поверху, может быть уложена и натянута последовательно по мере установки блоков ригеля.

Недостатком этой статической схемы является чувствительность ее к неравномерным осадкам опор, работа опор на момент и наличие перелома кривой прогиба по середине пролета моста. Необходимо отметить, что чувствительность к неравномерным осадкам опор является свойством всех внешне статически неопределимых систем. Причем можно полагать, что из-за особой работы шарнира, связывающего Т-образные рамы, усилия в сечениях ригеля от неравномерной осадки опор будут в данной статической схеме наименьшими по сравнению с другими рамными статически неопределимыми системами, употребляемыми в мостостроении. Работа опор на момент (как это в дальнейшем будет показано) при устройстве их пустотелыми не вызывает каких-либо затруднений при проектировании. Перелом кривой прогиба

вряд ли может вызвать опасения, так как по подобной статической схеме осуществляются металлические разводные мосты поворотного типа пролетами до 80 м. Аналогичную статическую схему имеют упомянутые выше мосты, построенные в г. Вормсе и в г. Кобленце.

Распределение усилий в элементах рассматриваемой статической схемы моста зависит от целого ряда факторов, учет которых в общем виде при переменном моменте инерции ригеля весьма сложен. Поэтому теоретический анализ схемы произведен путем рассмотрения частных случаев.

Для анализа были взяты две схемы, образованные двумя и шестью одинаковыми Т-образными рамами (три и семь пролетов). Каждая из схем была рассмотрена в двух вариантах, отличающихся друг от друга жесткостью опор. Момент инерции опор в первом варианте принят в 3 раза меньшим, чем во втором варианте.

На рис. 5 показаны совмещенные линии влияния опорного сечения ригеля в среднем пролете для всех четырех вариантов при величине пролетов 50 м *.

Кроме того, были проанализированы результаты детального расчета с подбором сечения мостов по схемам: $a - 4,5 + 40 + 80 + 40 + 4,5$ м; $b - 4,5 + 30 + 60 + 30 + 4,5$ м; $c - 4,5 + 20 + 40 + 20 + 4,5$ м (рис. 6).

Из анализа описанных частных случаев сделаны следующие выводы.

Величина суммарных усилий в сечениях ригеля, равноудаленных от шарнира и береговой опоры, от постоянной и временной нагрузок, практически мало зависит от величины пролета, жесткости опор и количества пролетов. Даже в мостах с различными по величине и количеству пролетами сечения ригеля, равноудаленные от шарниров и береговых опор, могут назначаться одинаковыми. Возможные колебания в величинах усилий могут быть целесообразно учтены при назначении марки бетона и количества проволок в пучках. Следовательно, размеры блоков ригеля, равноудаленных от шарниров и береговых опор, могут быть одинаковыми для любых пролетов мостов данной системы при одинаковой расчетной нагрузке и одинаковых габаритах. Это обстоятельство открывает

* Размеры ригеля во всех случаях были одинаковыми.

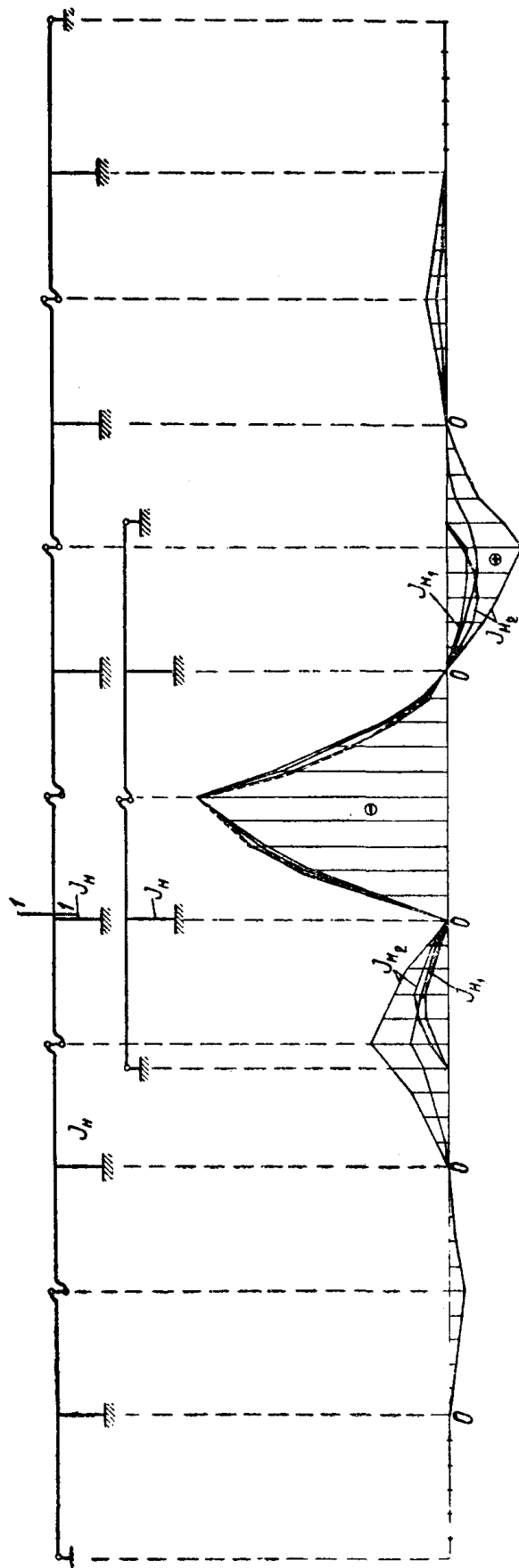


Рис. 5. Совмещение линии влияния изгибающих моментов в сечении I в трехпролетной и семипролетной рамах для двух значений жесткости опор, отличающихся в 3 раза ($I_{H1} = 3I_{H2}$)

Суммарная площадь отрицательных участков линии влияния моментов для сечения $I-I$

Схема	3 пролета	7 пролетов
Жесткость опор	I_1	I_2
$\Sigma-\omega$	345,0	335,0
	I_1	I_2
	431,0	367,0

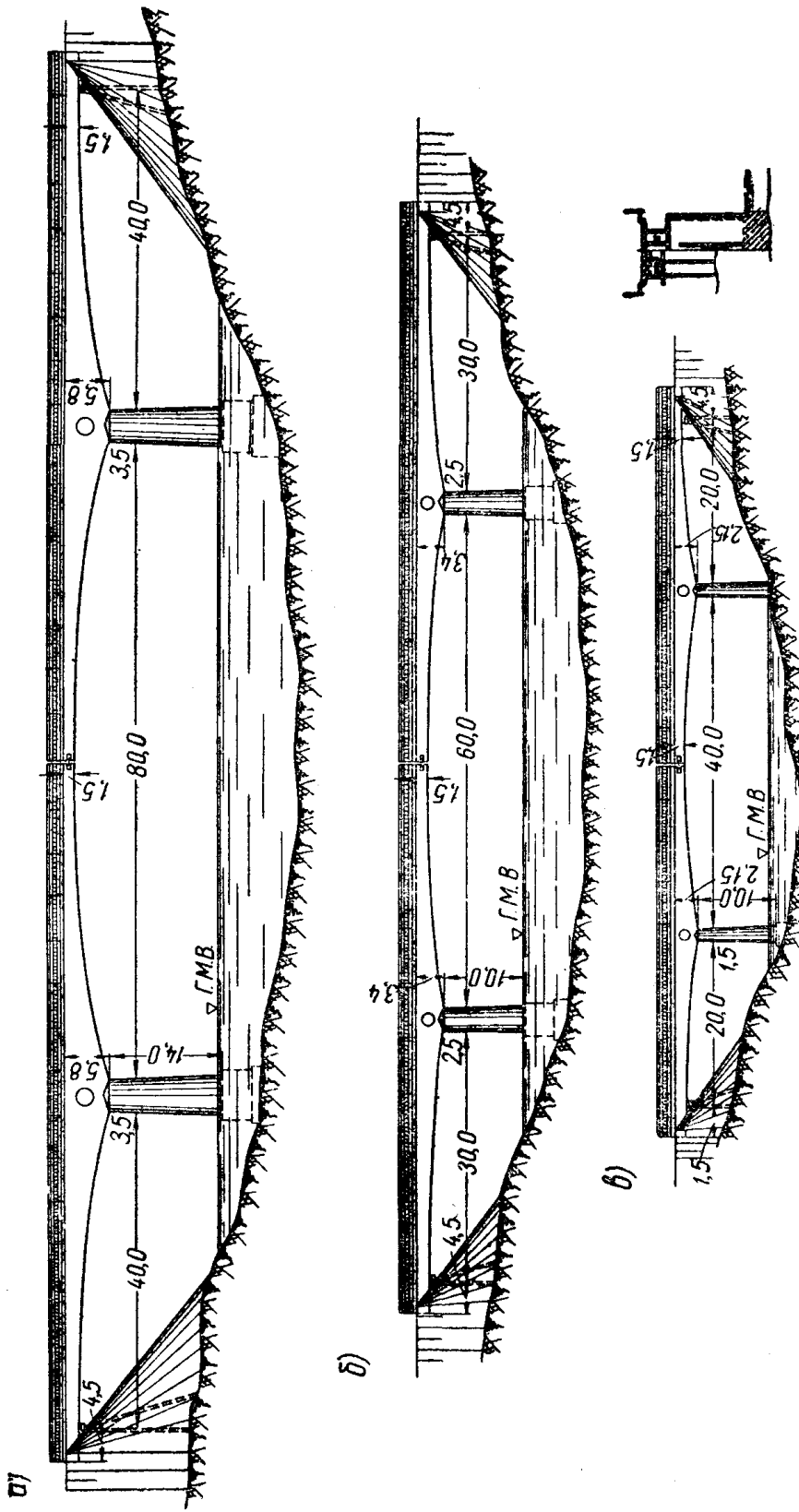


Рис. 6. Общий вид трехпролетных мостов различных пролетов:

а — 4,5 + 40 + 80 + 40 + 4,5 м; б — 4,5 + 30 + 60 + 30 + 4,5 м; в — 4,5 + 20 + 40 + 20 + 4,5 м

широкие возможности для заводского изготовления блоков ригеля.

Расчет и конструирование опор нужно производить применительно к местным условиям. С увеличением количества пролетов должна увеличиваться жесткость опор. Жесткость опор в трехпролетной схеме необходимо назначать минимально возможной по величине прогиба пролетного строения в шарнире.

В целях уменьшения величины положительных моментов в береговых пролетах и для уменьшения расчетных моментов в первых от берега речных опорах необходимо в береговом пролете устраивать консоль длиной 4—6 м и загружать ее контргрузом весом 30—50 т после подведения опоры под береговой пролет. Устройство консоли дает возможность сопряжения пролетного строения с берегом без устоя. Наличие контргруза обеспечивает положительную опорную реакцию в береговой опоре при любом загрузении пролетного строения временной нагрузкой.

ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МОСТОВ, ОБРАЗОВАННЫХ ИЗ Т-ОБРАЗНЫХ РАМ

Мосты состоят из одной или нескольких Т-образных рам. Консоли одной Т-образной рамы в двухпролетных мостах имеют на береговых опорах шарнирное опирание. Многопролетные мосты образуются несколькими Т-образными рамами, соединенными между собой шарниром, работающим только на перерезывающую силу. Речные пролеты образуются при этом двумя консолями Т-образных рам, а береговые — одной консолью, шарнирно опертой на береговую опору.

Различные по величине пролеты образуются рамами с различной длиной консолей. Пролет моста может быть образован консолями равными и неравными по длине. Во всех случаях каждая рама моста должна иметь консоли одинаковой длины (рис. 7). Величина берегового пролета должна быть равна расстоянию от опоры ближайшей Т-образной рамы до ее шарнира. Каждое большее по величине пролетное строение включает в себя меньшее, плюс дополнительные части, сопрягающие его с опорами (см. рисунки 10, 11, 12, на которых одинаковыми номерами обозначены одинаковые блоки).

Возможность применения одних и тех же элементов безраспорного пролетного строения в мостах самых различных по величине пролетов обуславливает необходимость подбора такого продольного очертания нижней грани ригеля, которое отвечало бы архитектурным и конструктивным соображениям при использовании данного участка ригеля как в виде самостоятельного пролета, так и в виде части пролетного строения большей величины. Опыт проектирования пролетных строений мостов по схемам, в которых (см. рис. 6) криволинейный нижний пояс очерчен по квадратной параболе и имеет прямолинейную вставку $L = 20$ м посередине пролетного строения, показал, что даже на длине этой вставки невозможно применить блоки одинакового размера без существенного утяжеления конструкции и перерасхода материалов.

По архитектурным соображениям криволинейное очертание нижнего пояса является наиболее приемлемым. Высота сечения ригеля посередине пролета не зависит от пролета моста, а определяется по производственным и конструктивным соображениям с учетом требований эстетики. Она назначается не менее 1,3—1,5 м для

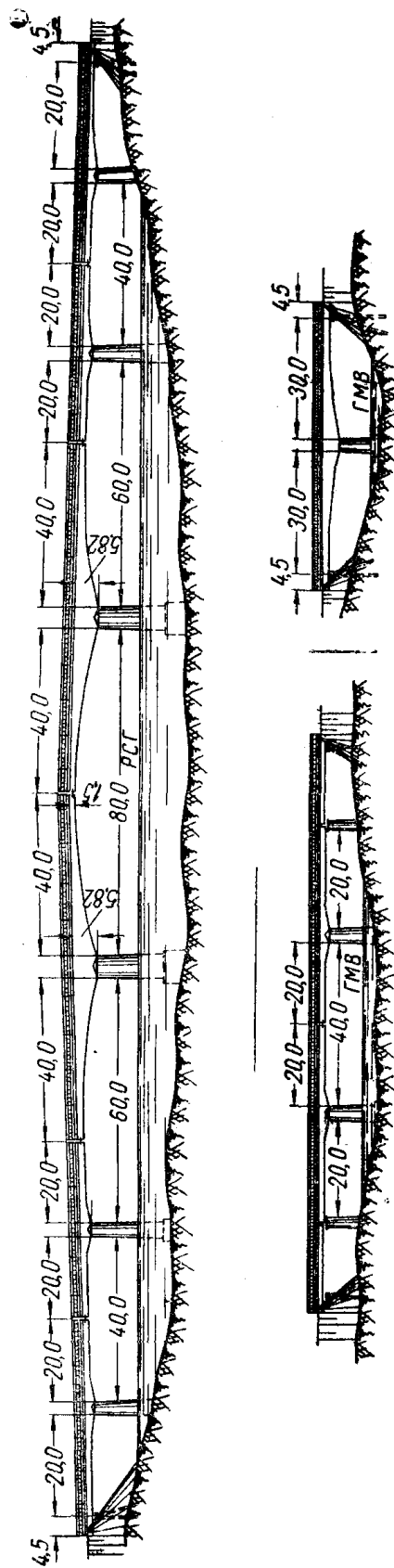


Рис. 7. Примеры образования различных схем мостов из Г-образных рам

пролетов 40—100 м. Возможность назначения малой строительной высоты в середине пролета может благоприятно отразиться на стоимости сооружения подходов. Высота ригеля должна обеспечить удобство ведения работ внутри короба ригеля, если сечение коробчатое, или с подмостей, уложенных по полкам балок ригеля, при двутавровом или П-образном сечении с нижним уширением. В этом случае высота сечения в свету должна быть не менее 1,7—1,9 м.

Высота сечения ригеля у опор принимается равной $1/16—1/22 L$, то есть, как и в разрезных балочных пролетных строениях, посередине пролета моста.

В целях обеспечения централизованного изготовления блоков для мостов средних и больших пролетов пролетное строение должно быть разделено на блоки, вес которых должен соответствовать грузоподъемности кранового оборудования, широко применяемого в хозяйствах, а габариты блоков не должны затруднять их перевозку по железной дороге и на автотранспорте.

Основным исходным положением при разбивке пролетного строения на блоки является требование максимального уменьшения количества типоразмеров блоков. Количество типоразмеров блоков в продольном направлении определяется по конструктивным соображениям и зависит в основном от принятого расчетного веса блоков. Для уменьшения количества блоков и ускорения процесса сборки средний вес их должен быть близок к принятому расчетному. Однако стремление к максимальному уменьшению количества типоразмеров блоков не должно вызывать большого разнообразия в размерах блоков по длине.

Разбивка пролетного строения на блоки должна быть такова, чтобы процесс сборки был единообразным и осуществлялся с применением минимального количества различных видов работ и приспособлений. При конструировании различных типов блоков пролетного строения следует стремиться к унификации элементов, составляющих блоки, чтобы путем изменения отдельных элементов опалубки получать различные типоразмеры блоков.

Количество типоразмеров блоков в поперечном направлении зависит в основном от принятой конструкции поперечного сечения пролетного строения. Выбор типа поперечного сечения пролетного строения должен произ-

водиться с учетом следующих требований, предъявляемых к сборному пролетному строению с продольным и поперечным членением:

1. Главные балки для уменьшения веса и числа блоков при данной площади сечения должны обладать максимальным осевым и полярным моментом инерции.

2. Форма блоков должна обеспечить простоту и многократную обрачиваемость опалубки.

Этим требованиям не удовлетворяют сечения: тавровое — из-за нерационального распределения материала по сечению и П-образное — из-за необходимости постановки большого количества диафрагм для обеспечения жесткости отдельных блоков при малой их длине и относительно высоких стенках.

Двутаговое сечение, более простое в изготовлении по сравнению с коробчатым, обладает меньшим полярным моментом инерции и для обеспечения пространственной работы пролетного строения требует частого расположения диафрагм.

Принимая во внимание особенность работы рекомендуемой статической схемы, по которой нижний пояс балок пролетного строения сжат почти по всей длине пролета, и необходимость ввиду этого учета продольного изгиба нижнего пояса, становится очевидным преимущество для данного случая коробчатого сечения перед двуглавым и П-образным.

Речные опоры несут всю постоянную нагрузку и работают, как внецентренно сжатые элементы. Для улучшения работы на внецентренное сжатие опоры должны выполняться пустотелыми. До уровня, соответствующего горизонту наивысшего ледостава, опоры заполняются тощим бетоном.

Для исключения возможности выщелачивания бетона опор при высокой воде в их стенках устраиваются отверстия, через которые вода может свободно поступать в опору и выходить из нее.

Сопряжение Т-образных рам с берегом во всех случаях вне зависимости от величины берегового пролета может осуществляться наиболее экономичным способом — с помощью береговых переходных консолей, являющихся продолжением берегового пролетного строения. Благодаря этому береговые опоры могут выполняться свайными или свайно-рамными при любой величине

берегового пролета. В случае необходимости устройства устоя сопряжение Т-образной рамы с ним может быть выполнено обычным способом. Однако это вызовет необходимость постановки дополнительной нижней арматуры в береговом пролете.

На конце переходной консоли при сопряжении Т-образной рамы с берегом устраивается противовес. При сопряжении с эстакадой роль противовеса может выполнять ее пролетное строение.

Между собой Т-образные рамы соединяются шарниром, работающим только на перерезывающую силу. Конструкция шарнира, работающего только на временную нагрузку, может быть очень проста.

Плавное сопряжение консолей соседних Т-образных рам между собой обеспечивается тем, что концы консолей вместе с закладными частями шарниров бетонируются на месте на длине до 1 м в обе стороны от шарнира.

Основная предварительно напряженная арматура выполняется из пучков высокопрочной проволоки либо из канатов заводского изготовления.

Арматура располагается по верху блоков пролетного строения в соответствии с эпюрой моментов. Пучки арматуры обрываются, как правило, в конце блоков, расположенных симметрично относительно опоры, взаимно скрепляя их в процессе монтажа.

После сборки всех блоков пролетного строения и укладки арматуры она закрывается бетоном, укладываемым по верху плиты блоков пролетного строения. Часть арматуры может быть уложена без оболочек. Количество арматуры, укладываемой в оболочках, определяется расчетом. Нижняя плита пролетного строения армируется конструктивно. Стенки армируются сварной сеткой.

Применение предварительно напряженных хомутов в данной конструкции позволит не только снизить расход бетона и арматуры, но также уменьшить вес блоков или сократить количество типоразмеров в пролетном строении.

КОНСТРУКЦИЯ МОСТОВ

Конструкция железобетонных безраспорных мостов, собираемых методом навесной уравновешенной сборки,

разработана для трехпролетных мостов со средним пролетом от 40 до 80 м (см. рис. 6) по схеме

$$L_1 + L + L_1, \text{ где } L = 2L_1.$$

Очертание нижней грани ригеля принято по квадратной параболе с прямолинейной вставкой посередине пролета, равной 20 м.

Высота балок посередине речного пролета и на береговой опоре — 1,5 м. Высота сечения на опоре принята в зависимости от величины пролета от $1/20$ до $1/14$. Сопряжение моста с берегом осуществляется при помощи переходной береговой консоли длиной 4,5 м. Величина переходной консоли одинакова для всех мостов.

На рис. 8 представлены три варианта коробчатого поперечного сечения комбинированной конструкции.

По варианту 1 поперечное сечение образуется двумя коробчатыми балками с плитой между ними и поперечинами, на консоли которых укладываются тротуарные блоки. Плита имеет выпуски арматуры. Поперечины располагаются выше арматурных пучков и заделываются бетоном, укладываемым на месте.

По варианту 2 поперечное сечение составлено тремя коробчатыми балками с консолями, образующими тротуарные консоли и плиту проезжей части. Тротуарные блоки укладываются на плиту консолей.

По варианту 3 поперечное сечение такое же, как и по варианту 2, только без продольной разрезки на блоки.

Поперечное объединение блоков пролетного строения по варианту 1 осуществляется снизу — путем сварки арматуры диафрагм с поперечной арматурой нижней плиты коробов балок; сверху — омоноличиванием выпусков арматуры плиты над балками.

В варианте 2 поперечное объединение осуществляется снизу — предварительно напряженной арматурой, проходящей в уровне нижней плиты коробов; сверху — укладываемой по всей ширине моста арматурной сеткой, расположенной выше предварительно напряженной арматуры, а также арматурой над стыками блоков. Вся арматура закрывается бетоном, укладываемым на месте после сборки пролетного строения.

Преимущество варианта 1 заключается в жесткости и транспортабельности блоков, составляющих поперечное сечение, а также в потребности меньшего количества наи-

более трудных в изготовлении блоков коробчатого сечения. К недостаткам нужно отнести трудность изготовления блоков плиты с выпусками арматуры, наличие трех типоразмеров в поперечном сечении пролетного строения, а также необходимость назначения толщины верхней плиты короба из условия работы ее на монтажные усилия от сил предварительного натяжения.

Преимуществом варианта 2 являются уменьшение количества типоразмеров блоков как вдоль, так и поперек пролетного строения и большее единообразие всех процессов сборки. Недостатком этого варианта является наличие консолей, неудобных при изготовлении и транспортировании блоков.

В случае полигонного способа изготовления блоков и наличия монтажного оборудования грузоподъемностью 20—30 т наиболее выгодным будет поперечное сечение по варианту 3.

Применение варианта 3 будет особенно выгодным при строительстве многопролетных мостов, так как в этом случае быстрота постройки пролетного строения будет сочетаться с многократной оборачиваемостью опалубки.

Таблица 1

Сравнение вариантов поперечного сечения моста

Схема моста	Вариант 1 поперечного сечения				Вариант 2 поперечного сечения					
	количество блоков при длине их в м		количество блоков в ригеле в мост	количество типоразмеров (блоков) на мост	количество блоков при длине их в м		количество блоков в ригеле в мост	количество типоразмеров (блоков) на мост		
	4,0	3,0			2,0	1,5			4,0	2,5
4,5+20+40+20+4,5	3	2	1	—	6	8	5	—	5	6
4,5+30+60+30+4,5	3	4	2	—	9	11	5	4	9	10
4,5+40+80+40+4,5	3	4	5	4	16	18	5	4	14	15

В табл. 1 приведены данные о количестве блоков и типоразмеров по вариантам 1 и 2 продольного членения пролетного строения при весе блоков до 10 т. Наименьшее количество типоразмеров блоков ригеля имеет вариант 2, в котором длина блоков принята такой, что минимальный по величине пролет (40 м) составляется из блоков одной длины, а для каждого последующего по величине пролета, предусмотренного ГОСТом на подмостовые габариты добавляются другие, одинаковые по длине блоки. Это позволяет изготавливать блоки для пролета 40 м в одном комплекте опалубки, для пролета 60 м — в двух, а для пролета 80 м — в трех комплектах.

Детальному конструированию и расчету был подвергнут вариант 1. Все основные конструктивные решения, принятые в варианте 1, а также излагаемые ниже рекомендации по расчету полностью соответствуют и варианту 2.

Как видно из рис. 9, в конце верхней плиты блоков имеется утолщение для закрепления анкеров предварительно напряженной арматуры. Конструкция закрепления составлена применительно к анкерам Коровкина. При применении анкеров типа конуса с обоймой утолщение плиты может быть уменьшено.

Верхняя плита блоков 7—16 (рисунки 10, 11 и 12) расположена на 10 см ниже верхней плиты блоков 1—6 для обеспечения возможности укладки над блоками 7—16 арматуры в два ряда. Толщина верхней плиты блока 6 для сопряжения ее с нижележащей плитой блока 7 принята равной 18 см. Блоки 3, 5, 8, 11 имеют плечики, на которые устанавливаются диафрагмы. Нижняя плита блоков 1 и 3 имеет утолщение для заводки анкеров нижней арматуры.

Блоки, имеющие одинаковые номера, устанавливаются симметрично относительно речной опоры. Исключение составляет блок 1, вместо которого в береговом пролете устанавливаются два блока 2.

На конце переходной консоли имеется контргруз из тощего бетона весом 50 т для всех пролетов. Контргруз укладывается после подведения опоры под береговой пролет. Тощий бетон заполняет все поперечное сечение пролетного строения внутри и между коробами балок, образуя концевую диафрагму, на которую опираются переходные плиты.

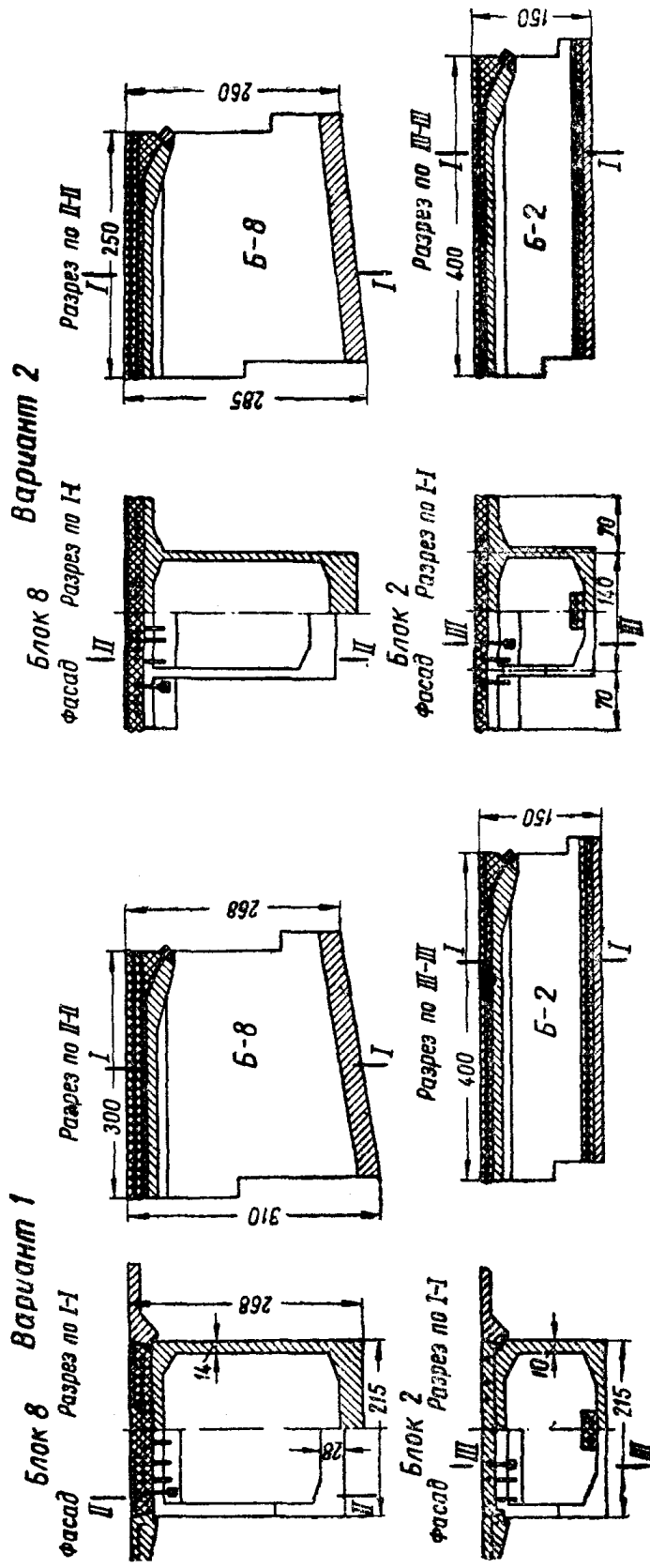


Рис. 9. Конструкция блоков 2 и 8 и плиты проезжей части по вариантам 1 и 2

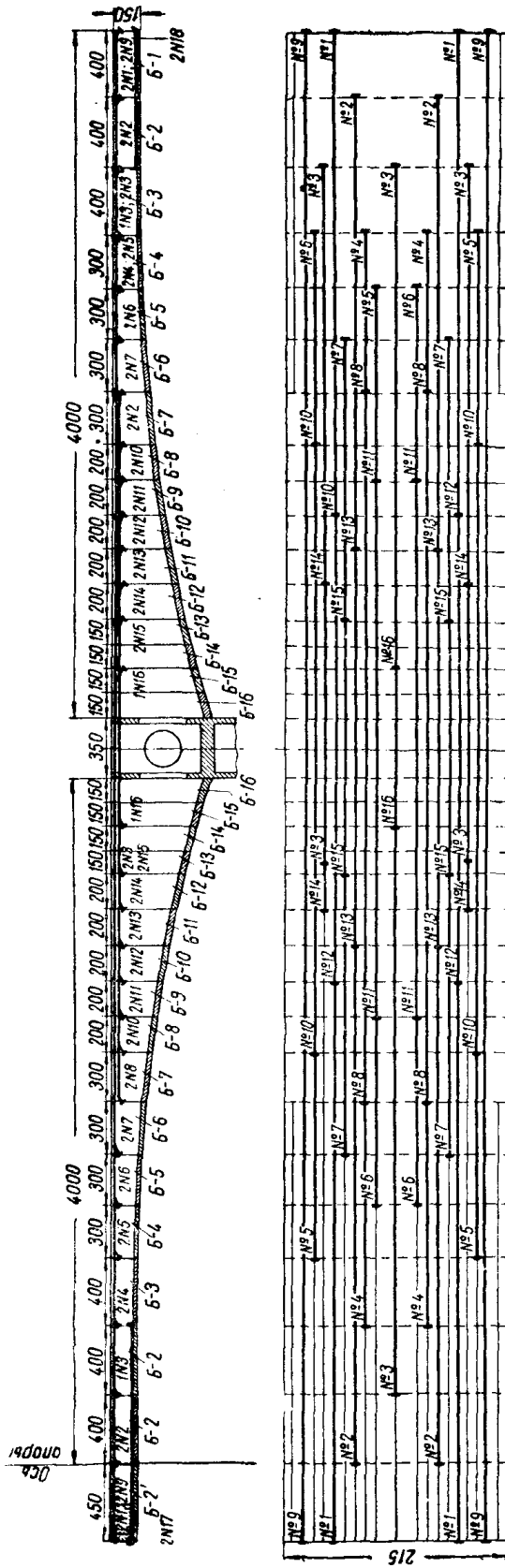


Рис. 10. Расположение предварительно напряженной арматуры и схема членения пролетного строения 4,5 + 40 + 80 + 40 + 4,5 м на блоки

Перерезывающая сила с консоли на консоль передается при помощи шарнира, конструкция которого ясна из рис. 13.

Предварительно напряженная арматура с временным сопротивлением $14\,000\text{ кг/см}^2$ размещается пучками, состоящими из 14 и 48 проволок¹, по верху плиты проезжей части.

Два пучка № 3, не требующиеся по эпюре моментов в береговом пролете (рисунки 10, 11, 12 и 14), обрываются над блоками 13 береговой консоли и заделываются в ук-

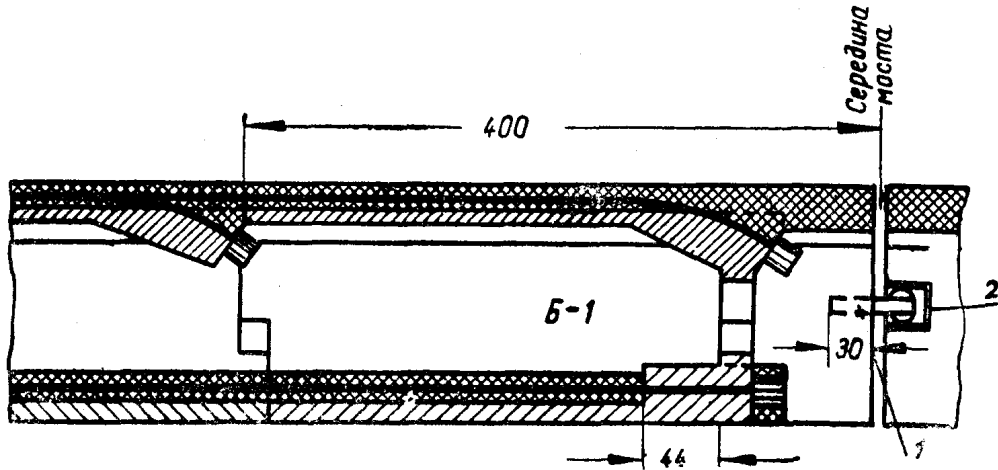


Рис. 13. Схема шарнира:
1—стальной штырь; 2—стальная обойма

ладываемом после монтажа пролетного строения бетоне омоноличивания.

Расположение арматуры в плане ясно из рисунков 10, 11, 12. Верхняя пучковая арматура располагается без оболочек. Для лучшего сцепления пучков с укладываемым бетоном, а также для уменьшения силы трения пучков по бетону при их натяжении под пучки на расстоянии 2,0—2,5 м от анкера подкладывается кусок круглой арматуры $\varnothing 19\text{—}22\text{ м}$, обеспечивающий просвет между арматурой и плитой.

Для сопряжения опор с ригелем, имеющих соответственно марку бетона М-200 и М-400, площадь сечения стыка у опоры в месте ее сопряжения с ригелем развита в такой степени, что за счет повышения допускаемых напряжений на местное сжатие на бетон М-200 (опора)

¹ В соответствии с ГОСТ 7348—55 σ_p можно принять $17\,000\text{ кг/см}^2$, тогда количество проволок в пучках будет уменьшено.

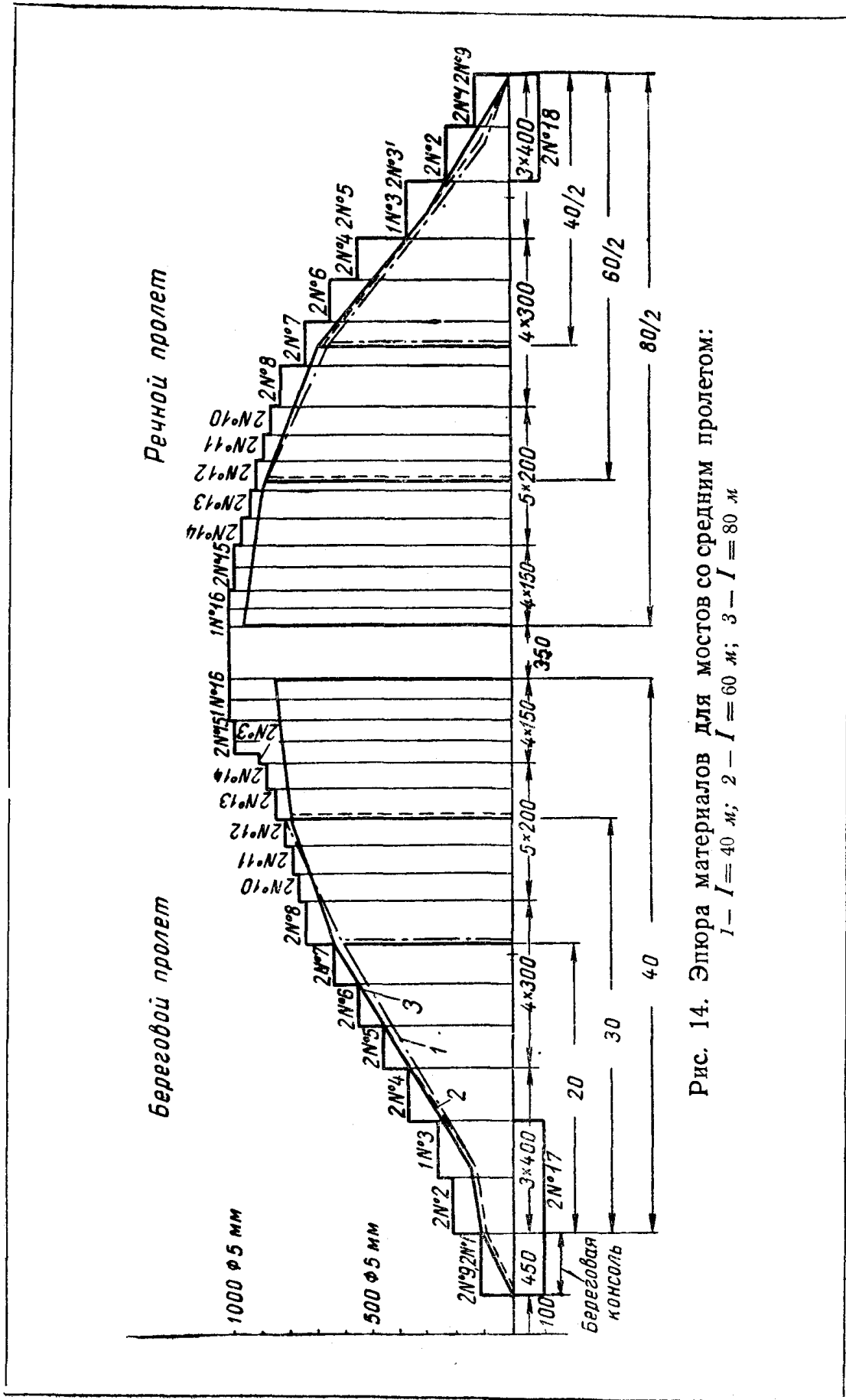


Рис. 14. Элюра материалов для мостов со средним пролетом:

1 — $l = 40$ м; 2 — $l = 60$ м; 3 — $l = 80$ м

допускается такое же напряжение, как и на бетон М-400 (ригель).

Опора со стороны ледорезной грани заполняется толстым бетоном, толщина которого по оси опоры равна половине толщины опоры. Для улучшения работы опоры на местные нагрузки при ледоходе по направлению оси моста в опоре поставлены диафрагмы от низа опоры до отметки ГВЛ + 0,5 м.

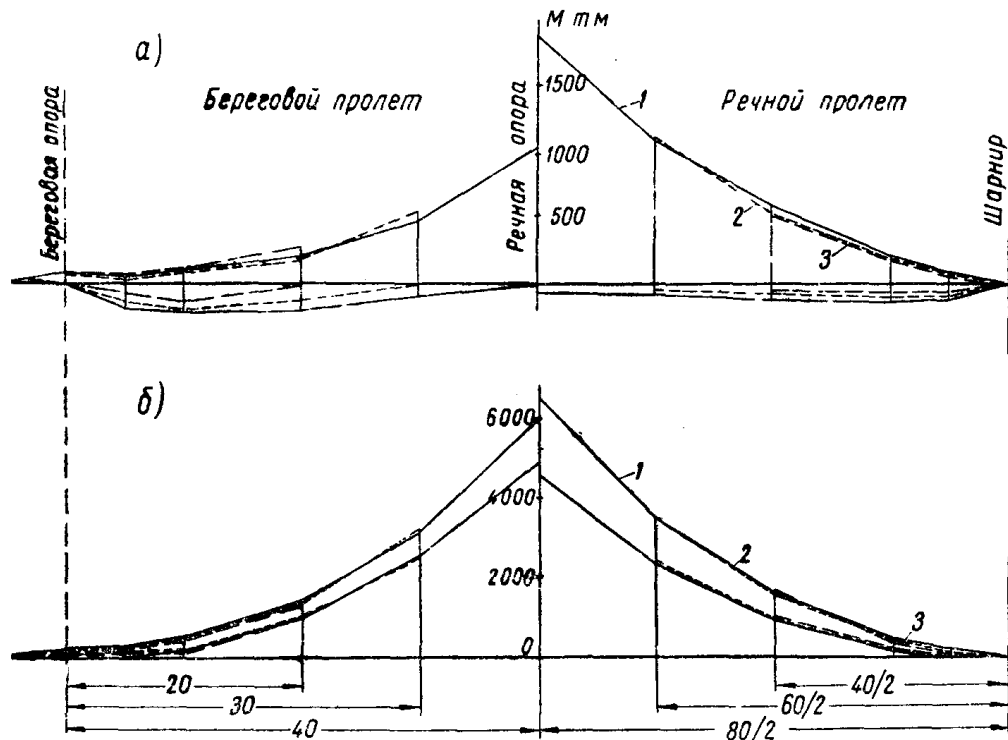


Рис. 15. Максимальные и минимальные моменты в речном и береговом пролете мостов различных пролетов от: а — нагрузки Н-13 и толпы на тротуарах; б — полной расчетной нагрузки; 1 — схема 4,5 + 40 + 80 + 40 + 4,5 м; 2 — схема 4,5 + 30 + 60 + 30 + 4,5 м; 3 — схема 4,5 + 20 + 40 + 20 + 4,5 м

Максимальные растягивающие напряжения, полученные по обрезу фундамента опор моста по схеме 20 + 40 + 20, равны $2,25 \text{ кг/см}^2$, что меньше допускаемого напряжения для бетонных опор с облицовкой, равного 3 кг/см^2 .

Тип фундамента определяется местными грунтовыми условиями. На рис. 15, а и б представлены совмещенные эпюры изгибающих моментов, возникающих от действия нагрузки Н-13 с толпой на тротуаре и от полной расчетной нагрузки в трехпролетной схеме при величине среднего пролета 40, 60 и 80 м. Эпюры составлены таким образом, что на оси абсцисс совпадает положение сечений, равноудаленных от шарнира и от береговых опор.

Из рис. 15,а и б видно, что имеющаяся разница в величинах моментов и перерезывающих сил от временной нагрузки в одних и тех же сечениях мостов различных пролетов не имеет практического значения, так как при учете постоянной нагрузки расчетные усилия почти выравниваются.

Ввиду одинаковой величины расчетных усилий в равноудаленных от шарнира и береговой опоры сечениях мостов различных пролетов подсчет нормальных, скалывающих и главных напряжений был произведен только для моста по схеме $4,5 + 40 + 80 + 40 + 4,5$ м.

Расчет был сделан из условия недопущения растягивающих напряжений по стыкам блоков и в бетоне, укладываемом на месте (табл. 2).

Только в сечениях $a = 10$ и $a' = 10$ главные растягивающие напряжения больше допускаемых для неармированного бетона. Коэффициенты запаса по прочности арматуры и бетона удовлетворяют требованиям (табл. 3) ВТУ¹. Коэффициенты запаса по трещиностойчивости не меньше допускаемого, равного 1,1 для данной конструкции.

Величина амплитуды прогибов (табл. 4), подсчитанная для всех трех схем, удовлетворяет требованиям технических условий.

Величины максимальных и минимальных напряжений в различных сечениях опоры (табл. 5) показывают возможность применения неармированного бетона даже для опор с облицовкой.

Особо следует отметить тот факт, что отношение $\frac{h_{я}}{e}$ (где $h_{я}$ — плечо ядра сечения и $e = \frac{M}{N}$ — эксцентриситет приведенной нормальной силы, действующей на опору) для сечения по верху опоры не изменяется в мостах различных пролетов и, будучи больше единицы, обеспечивает отсутствие растягивающих напряжений по этому сечению. В сечении по обрезу фундамента отношение $\frac{h_{я}}{e}$ возрастает с увеличением пролета и при пролетах 80 м и более также становится больше единицы.

¹ Временные технические условия на проектирование предварительно напряженных железобетонных мостов. Дориздат, 1952.

Таблица 2

**Максимальные и минимальные нормальные и главные напряжения в пролетном строении
по схеме 4,5+40+80+40+4,5 м**

Напряжения, кг/см ²	Береговой пролет										Речной пролет					
	Расстояние от береговой опоры, м					Расстояние от шарнира, м										
	$a'=0$	$a'=5$	$a'=10$	$a'=20$	$a'=30$	$a'=40$	$a=40$	$a=30$	$a=20$	$a=10$	$a=5$	$a=40$	$a=30$	$a=20$	$a=10$	$a=5$
σ_B	$\frac{0,34}{12,9}$	$\frac{12,0}{37,5}$	$\frac{9,22}{30,1}$	$\frac{21,5}{35,8}$	$\frac{20,7}{40,1}$	$\frac{11,85}{40,0}$	$\frac{5,9}{53,3}$	$\frac{10,6}{68,4}$	$\frac{8,0}{89,2}$	$\frac{20,2}{42,5}$	$\frac{8,1}{60,4}$					
σ_H	42,15	95,1	110,8	122,5	101,1	67,0	66,8	104,8	101,8	93,2	68,9					
σ_B		$\frac{31,2}{61,0}$	$\frac{42,7}{70,1}$	$\frac{50,4}{72,8}$	$\frac{39,01}{62,56}$	$\frac{29,9}{62,81}$	$\frac{38,5}{95,3}$	$\frac{47,6}{114,0}$	$\frac{57,3}{150,2}$	$\frac{53,5}{81,6}$	$\frac{29,0}{91,9}$					
σ_H		28,8	23,3	80,5	75,6	43,2	24,9	53,2	42,0	9,8	17,8					
+ $\sigma_{гЛ}$	23,2	43,8	46,2	36,6	45,0	46,1	70,6	70,8	96,6	58,4	83,2					
- $\sigma_{гЛ}$	10,4	6,2	16,2	10,8	5,0	6,1	2,4	2,2	7,4	16,0	4,2					

Примечание. В числителе графы σ_B — напряжение в бетоне, укладываемом на месте; в знаменателе по верху плиты монтажного сечения. $\sigma_{гЛ}$ приведены для сечения в начале верхнего вуга.

В сечении по основанию опор растягивающие напряжения отсутствуют. Отношение максимальных и минимальных величин напряжений по подошве фундамента даже от суммарной постоянной и временной нагрузки удовлетворяет имеющимся требованиям относительно крайних напряжений от постоянной нагрузки.

Коэффициент запаса на трещиностойкость для обреза фундамента также с избытком удовлетворяет требованиям ВТУ.

Технико-экономическое сравнение рассматриваемых пролетных строений с другими типами пролетных строений произведено по расходу основных материалов и по способу производства работ.

Сопоставление по расходу основных материалов произведено не по отдельным пролетным строениям, а в целом по трехпролетным мостам различных конструкций с пролетами, близкими к схемам: $20 + 40 + 20$ м; $30 + 60 + 30$ м; $40 + 80 + 40$ м.

В качестве основных материалов взяты бетон и пучковая арматура из высокопрочной стали. Для более правильного сопо-

Таблица 3
Коэффициенты запаса по прочности и трещиностойкости

Коэффициенты запаса	Береговой пролет					Речной пролет					
	Расстояния от береговой опоры, м					Расстояния от шарнира, м					
	$a'=0$	$a'=5$	$a'=10$	$a'=20$	$a'=30$	$a'=40$	$a=40$	$a=30$	$a=20$	$a=10$	$a=5$
По трещиностойкости	1,10	1,32	1,20	1,10	1,11	1,11	1,12	1,13	1,15	1,31	1,71
По прочности	арматуры	2,24	3,67	2,47	2,39	2,37	2,63	2,37	2,48	2,78	2,54
	бетона	4,45	3,5	2,06	2,34	2,25	2,08	2,02	2,10	2,12	5,35

Таблица 4

Прогиб середины речного пролета от временной нагрузки

Схема моста	Прогиб, см		Амплитуда	Допускаемый прогиб, см
	положительный	отрицательный		
4,5+40+80+40+4,5 м	9,15	1,54	10,69	13,3
4,5+30+60+30+4,5 м	5,95	0,78	6,73	10,0
4,5+20+40+20+4,5 м	3,47	0,52	3,99	6,6

ставления расход бетона для всех мостов приведен по стоимости к бетону марки 400. Объем материала балочных пролетных строений для отверстия в свету 20 и 30 м принят по типовому проекту сборных железобетонных пролетных строений с предварительно напряженной арматурой, а для 40 и 60 м — по индивидуальным проектам одного из строительных подразделений Министерства автомобильного транспорта и шоссейных дорог. Данные по расходу материалов металлического пролетного строения отверстием в свету 80 м взяты из технического проекта моста.

Из графиков на рис. 16 следует, что по расходу бетона и по расходу арматуры из высокопрочной стали предлагаемые Союздорнии пролетные строения более экономичны, чем балочные. Для пролетных строений моста по схеме 30 + 60 + 30 м экономия бетона в предлагаемой конструкции по сравнению с балочным решением составляет по бетону и высокопрочной арматуре около 50%. Сравнение предлагаемой конструкции по схеме 40 + 80 + 40 м с металлическими пролетными строениями 80 + 80 м, произведенное по стоимости основных материалов, показывает, что стоимость материалов предлагаемой конструкции меньше стоимости материалов металлического пролетного строения примерно на 10%, при этом количество потребного металла уменьшается примерно в 3—4 раза.

Сравнение предлагаемой конструкции по трудоемкости производства строительных работ произвести в цифрах не представляется возможным ввиду отсутствия норм и сметных данных. Поэтому приводим преимущества и

Таблица 5
Напряжения в различных сечениях опор местов с пролетом $L=40; 60; 80$ м

Схема моста	4,5+40+80+40+4,5 м		4,5+30+60+30+4,5 м		4,5+20+40+20+4,5 м	
	верх опоры	обрез фундамента	верх опоры	обрез фундамента	верх опоры	обрез фундамента
Расчетное сечение опоры						
$\sigma_{\max}, \text{кг/см}^2$	43,1	36,6	35,2	32,7	27,8	25,8
$\sigma_{\min}, \text{кг/см}^2$	0,70	4,40	0,116	-1,30	0,38	-2,25
$K = \frac{h_{\text{я}}}{e}$	1,04	1,28	1,07	0,92	1,03	0,80
Коэффициент запаса по трещиностойкости K_T для обреза фундамента	2,06		1,70		1,68	

недостатки предлагаемого способа производства работ и конструкции пролетного строения.

Членение пролетного строения на блоки весом до 10 т дает возможность круглогодичного изготовления блоков

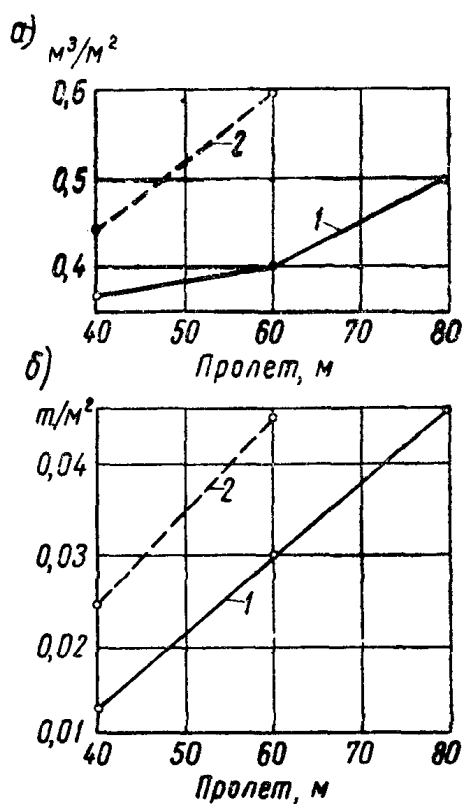


Рис. 16. Расход материалов на 1 м² пролетного строения: а—бетон, приведенный к М-400; б—пучковая арматура;

1—сборные пролетные строения с предварительно напряженной арматурой, предлагаемые Союздорнии для навесной сборки; 2—сборные разрезные балочные пролетные строения с предварительно напряженной арматурой (проекты 1954 г.)

на заводах железобетонных конструкций и транспортировки их на большие расстояния. Этому особенно способствует возможность применения одних и тех же блоков в пролетных строениях мостов пролетом от 40 до 100 м и более. Предлагаемый навесной способ монтажа пролетных строений является наиболее экономичным по затратам на вспомогательные материалы и сооружения. Навесной способ монтажа почти не зависит от местных условий. Недостаток конструкции и способа производства работ, заключающийся в невозможности монтирования пролетных строений с берегов, является в то же время и достоинством, так как монтаж пролетных строений только от речных опор позволяет производить одновременно сборку нескольких пролетных строений с применением

поточно-скоростного метода, что даст значительное сокращение сроков строительства.

ОРГАНИЗАЦИЯ РАБОТ ПО ПОСТРОЙКЕ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Пролетное строение монтируется методом навесной уравновешенной сборки. Собираемые в обе стороны от опоры части пролетного строения, взаимно уравновешиваясь, не опираются на подмости, а крепятся к ранее со-

бранной части, образуя консоли, длина которых по ходу сборки постепенно увеличивается.

Ввиду того, что отдельные элементы пролетного строения могут быть применены в мостах различных пролетов, необходимо, чтобы технологический процесс сборки пролетного строения, потребное крановое оборудование и инструменты оставались неизменными при постройке всех этих мостов. С целью облегчения передвижных и стационарных подмостей на них не должен передаваться вес элементов пролетного строения.

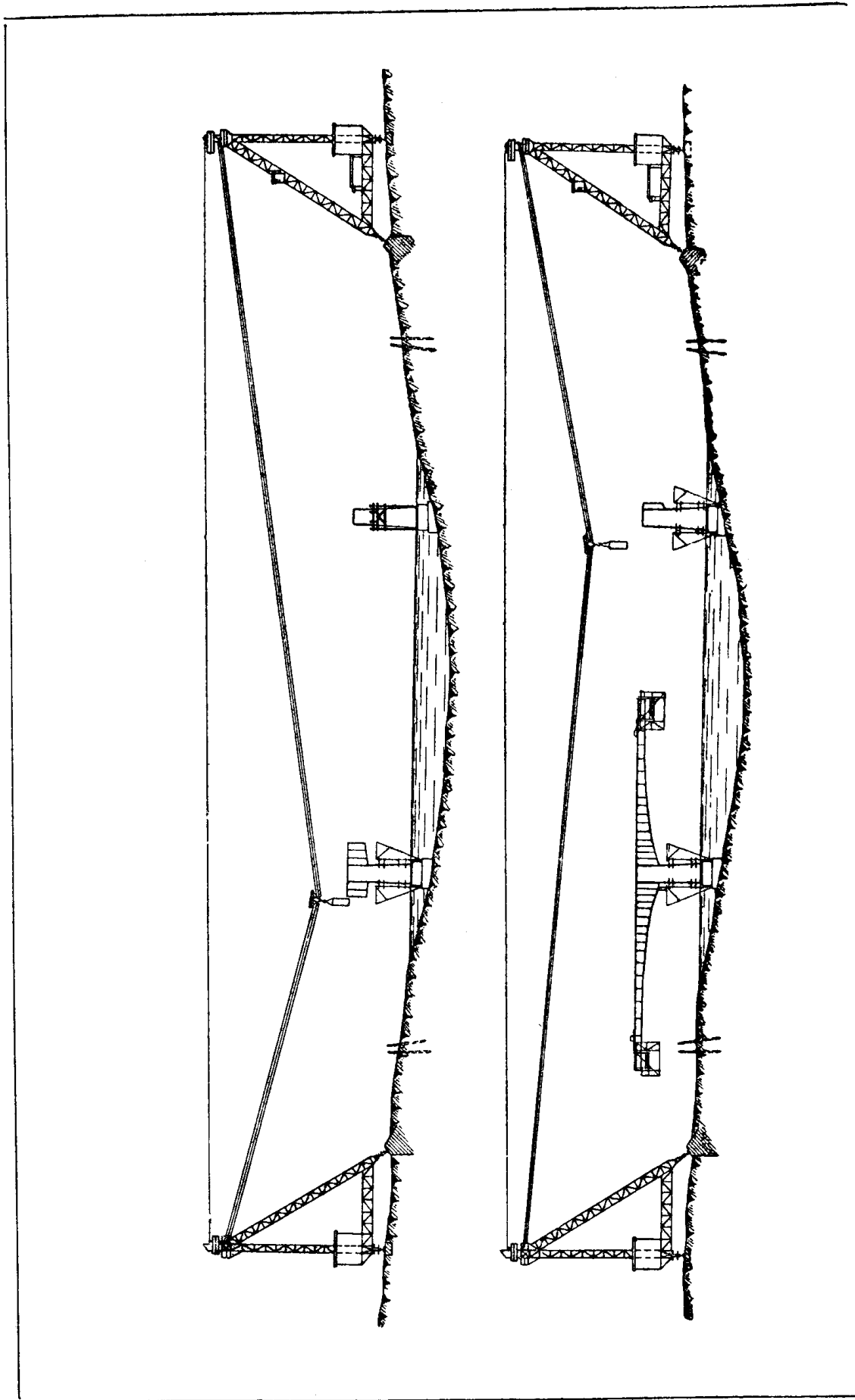
Для увеличения производительности монтажных кранов необходимо, чтобы поданный на место установки блок мог быть быстро снят с крюка крана. Перед закреплением блоков в рабочем положении они должны закрепляться фиксаторами, допускающими регулировку положения устанавливаемого блока.

Конструкция стыков блоков должна обеспечивать изменение толщины шва между блоками в интервале принятых допусков на геометрические размеры блоков.

Технологический процесс монтажа пролетного строения показан на примере моста по схеме $4,5 + 40 + 80 + 40 + 4,5$ м.

Первые три блока в обе стороны от опоры (рис. 10 и 17), в данном случае 16, 15 и 14, монтируются с легких стационарных подмостей. Остальные блоки пролетного строения монтируются с передвижных подмостей, которые собираются и закрепляются на ранее установленных блоках.

Последовательность производства работ по монтажу пролетного строения. Блок 16 (см. рис. 10 и 17) подается краном в пролет и становится на выступ опоры. На выступ блока 16 укладывается поперечина, с помощью которой блок монтажными тяжами прижимается к опоре. После закрепления блока монтажными тяжами он снимается с крюка крана. Блок 15 становится на поперечину, которой блок 16 прикреплен к опоре. На выступ блока 15 также укладывается поперечина, которая четырьмя тяжами прижимается к поперечине, установленной на блоке 16. После установки на фиксаторы (рис. 18) с обеих сторон опоры блоков 16 и 15 производится окончательное закрепление четырех установленных блоков при помощи одного арматурного пучка № 16. Арматурный пучок укладывается по оси верхней плиты



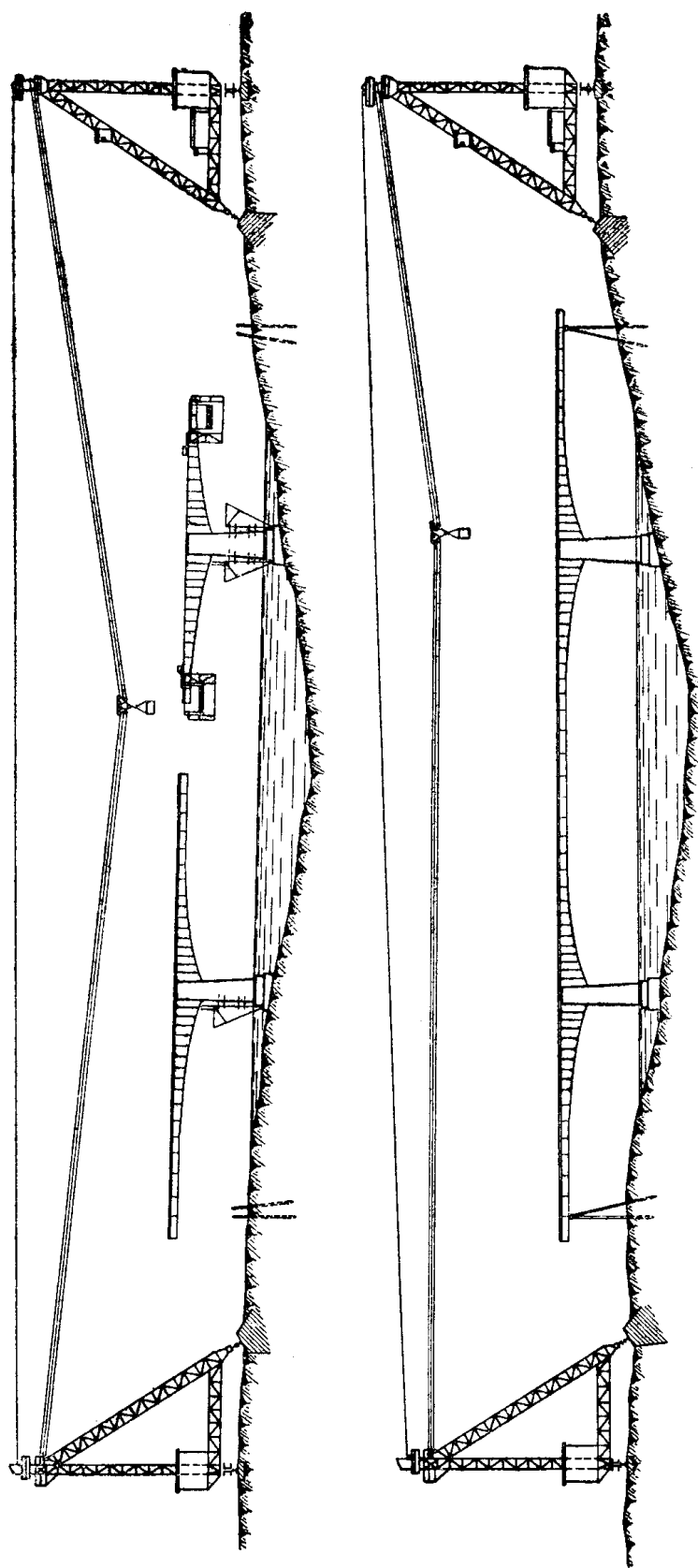


Рис. 17. Последовательность монтажа пролетных строений

блоков; анкерные колодки пучка закладываются в прорезы и пучок натягивается до расчетного усилия. После того как блоки 16 и 15, установленные с обеих сторон опоры, взаимно скреплены предварительно напряженной арматурой, таким же образом устанавливаются на фиксаторы блоки 14.

На блоках 16, 15 и 14 собираются передвижные подмости, с которых монтируются все последующие блоки. После установки на фиксаторы блоков 13 по верху их плиты укладываются и натягиваются два арматурных пучка № 15, взаимно скрепляющих блоки 14 и 13 через опору и ранее закрепленные блоки.

В отличие от блоков 16 — 15 и 14 — 13, которые закрепляются рабочей арматурой попарно, т. е. после установки четырех блоков, закрепление всех последующих блоков производится после установки с обеих сторон опоры блоков каждого номера.

Выступы блоков, на которых располагаются поперечины фиксаторов, находятся на различном расстоянии от верха блоков. Изменение высоты расположения выступов происходит скачком в блоках 8 и 12 (см. рис. 10 и 18), для чего эти блоки имеют дополнительные прорезы в стенке.

Изменение расстояния от выступа до верха блоков необходимо для обеспечения сжимающих напряжений в нижней плите блоков пролетного строения при неизменном и минимальном усилии в тросах фиксаторов. Все пучки во время монтажа блоков натягиваются на одно и то же усилие, являющееся максимальным для пучков малой мощности. Пучки большой мощности дотягиваются до необходимого напряжения после сборки всех блоков пролетного строения.

Вся предварительно напряженная арматура укладывается и натягивается в статически определимой стадии работы моста.

Стык между блоками является ответственной деталью пролетного строения. Конструкция и способ устройства стыка должны обеспечивать передачу усилия по всей площади стыка.

При наличии плюсовых и минусовых допусков в размерах блоков конструкция стыка должна обеспечивать проектное очертание пролетного строения за счет изменения толщины шва. Кроме этого, желательна такая кон-

струкция стыка, которая допускала бы возможность его изготовления в зимнее время.

В практике, в том числе и в заграничной, нашел применение стык со швом, заполненным раствором. Толщина шва определялась удобством заполнения его сбоку и принималась в 3—6 см. Наиболее перспективны для работ в зимних условиях сухие швы, однако они еще требуют детальной экспериментальной проверки в производственных условиях. В предлагаемой конструкции пролетного строения толщина шва принимается в 1,0 — 1,5 см. Стыкование блоков осуществляется следующим образом.

На подготовленную поверхность торца установленного в проектное положение блока, наносится слой раствора толщиной 2 см. В шов вставляются металлические прокладки, толщины которых равны необходимой толщине шва. После этого устанавливается очередной блок. Излишки раствора выдавливаются из шва при установке и закреплении блоков тяжами фиксаторов.

До затвердения раствора прокладки воспринимают все приходящее на шов усилие. Консистенция раствора должна быть достаточно жестка для того, чтобы раствор не оплывал с вертикальной поверхности торцов блоков, и достаточно пластична для того, чтобы раствор, заполняя все неровности стыкуемых поверхностей, мог выдавливаться при усилии $\sim 0,5 \text{ кг/см}^2$, создаваемом тяжами фиксаторов.

По условиям производства работ желательно возможно быстрое нарастание прочности раствора шва, для этого загрузку его должно производиться во время схватывания. Нанесение цементного раствора может производиться механизированным способом¹ или вручную.

Поступающие на монтаж сборные элементы должны иметь клеймо, удостоверяющее соответствие геометрических размеров и физических свойств бетона блоков данным проекта. Проектное очертание пролетного строения при сухих стыках обеспечивается только величиной допусков в размерах блоков. При стыках, заполняемых раствором, проектное очертание пролетного строения обеспечивается возможностью регулировки положения каждого блока. Величина допусков в этом случае играет

¹ Технологическая карта на оштукатуривание поверхности с применением растворомета. Изд. Министерства коммунального хозяйства РСФСР, 1949.

меньшую роль, и допуски имеют значительно больший интервал, чем при сухих стыках. Приняты следующие допускаемые отклонения от проектных размеров при стыках, заполняемых раствором:

- а) по высоте сечения — от +5 до —3 мм.
- б) по ширине сечения и толщине полок и стенок — от +5 до —3 мм;
- г) по длине блоков — от +5 до —5 мм.

При установке каждого блока предполагается, что его размеры в точности соответствуют проектным.

Величина отклонения конца консоли от проектного положения определяется после установки каждого блока и выправляется вновь устанавливаемым блоком. Каждый новый блок устанавливается так, чтобы занятое им положение в точности соответствовало проектному, если бы размеры его были выполнены без допусков.

Изменение положения блока по вертикали производится путем подбора перед установкой блоков толщины клиновидных прокладок (см. рис. 18), имеющих на поперечинах фиксаторов. Изменение положения конца блока, т. е. изменение направления его оси, производится изменением толщины шва в нижней и верхней плитах короба путем постановки прокладок различной толщины.

Предлагаемый способ установки и регулировки положения блоков обеспечивает проектное положение блоков и наиболее быстрый монтаж пролетного строения, так как в этом случае нет необходимости выправлять положение уже поставленного блока.

Трудность размещения на опоре каких-либо кранов, нежелательность возведения около опор подмостей для сборки и размещения кранов, необходимость при сборке каждой Т-образной рамы монтажа и демонтажа кранов, располагающихся на пролетном строении, определяют целесообразность монтажа пролетных строений краном, не связанным с пролетным строением или опорами. К числу кранов такого типа относятся: а) порталные и башенные краны, располагающиеся на подмостях; б) кабель-краны.

Портальные краны исключены нами из рассмотрения ввиду весьма большого расхода леса на временные подмости в мостах средних и больших пролетов. Башенные краны грузоподъемностью до 10 т выпускаются промышленностью в широком ассортименте. Технические харак-

теристики 10-тонных кранов БК-102, БТК-100 отвечают требованиям, предъявляемым конструкцией пролетного строения. Необходимость устройства пути для передвижения башенного крана позволяет рекомендовать его для мелководных рек с широкими поймами. Схема монтажа пролетного строения башенным краном показана на рис. 19. При подаче блоков по воде возможно применение пловучего крана.

Кабель-краны широко применяются на строительстве гидротехнических и промышленных сооружений, а также при строительстве мостов и виадуков. Широкому приме-

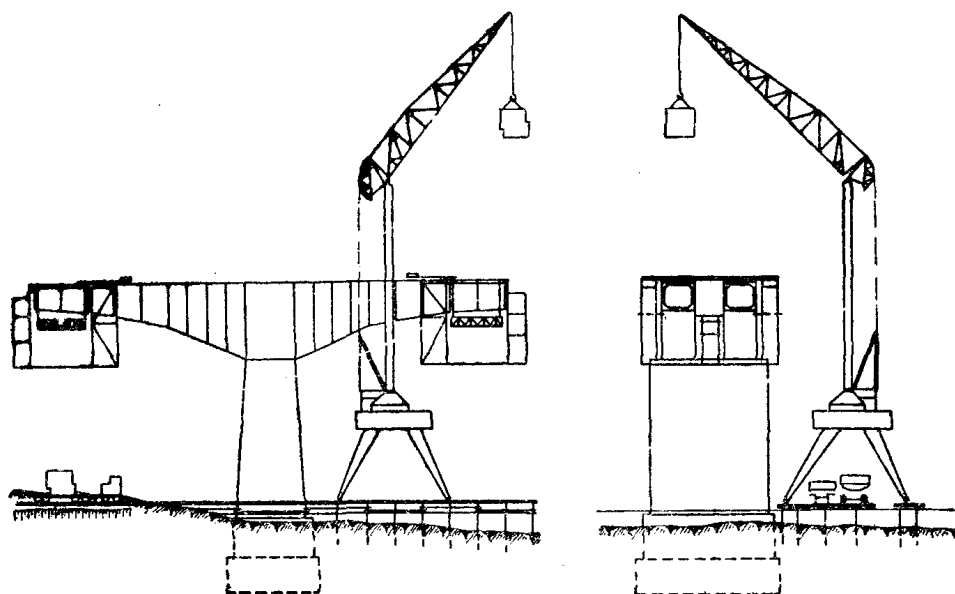


Рис. 19. Схема монтажа пролетных строений башенным краном БТК-100

нению кабель-кранов способствует малая зависимость их работы от местных условий, а также возможность использования кабель-крана на всех монтажных и транспортных работах в пределах зоны его обслуживания.

При выборе наиболее рационального типа кабель-крана для сборки пролетного строения предлагаемой конструкции были рассмотрены следующие типы кабель-кранов:

- а) два стационарных крана грузоподъемностью по 10 т, располагающиеся по оси крайних балок;
- б) два параллельно-передвижных крана грузоподъемностью по 5,5 т, работающих спаренно;
- в) параллельно-передвижной кран грузоподъемностью 10 т.

Произведенный анализ стоимости машино-смен, монтажа и демонтажа указанных типов кабель-кранов, а также учет особенностей эксплуатации этих кранов позволяют рекомендовать для навесной сборки пролетных строений параллельно-передвижной кран грузоподъемностью 10 т. Скорость монтажа пролетных строений этим кабель-краном, подсчитанная для моста по схеме 4,5 + 40 + 80 + 40 + 4,5 м, составит 2,5 — 3 *пог. м* за 8 час. работы, т. е. при работе в две смены пролетные строения могут быть собраны за 30—40 рабочих дней.

РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИИ

Расчет производится в соответствии с Временными техническими условиями на проектирование предварительно напряженных железобетонных мостов (ВТУ).

Усилия от постоянной и временной нагрузок определяются в зависимости от статической схемы моста во время загрузки его этими нагрузками.

При решении статически неопределимых систем построение линий влияния может быть осуществлено различными способами, применяющимися в строительной механике.

В случае переменного сечения ригеля для расчета рам такого типа целесообразно применять метод сил, принимая за лишние неизвестные опорные реакции на береговых опорах и в шарнире. Система уравнений легко решается, так как большинство побочных перемещений будет равно нулю. Интеграл эпюр, показанных на рис. 20, необходимый для вычисления перемещений в данной системе, наиболее быстро вычисляется по формуле:

$$\int M_1 M_k \cdot dx = \left(\frac{L}{n} \right)^2 \left[\frac{3(n+1)-4}{6} M_{k_1} + (n-1) M_{k_2} + \right. \\ \left. + (n-2) M_{k_3} + \dots + M_{k_n} + \frac{M_{k_{n+1}}}{6} \right],$$

где: L — суммарная длина участков интегрирования;
 n — число участков интегрирования.

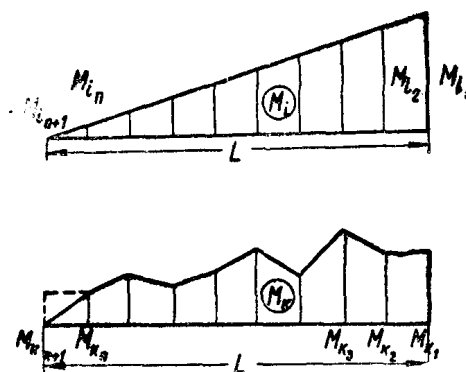


Рис. 20. Вид эпюр

Формула применима при равной длине участков интегрирования.

При подсчете единичных перемещений в состав сечения ригеля и опоры вводится полное сечение. Применяя для ригеля и ног рамы бетона различных марок, в подсчете единичных перемещений необходимо учитывать различный их модуль упругости. Для ригеля и опор модуль упругости принимается как для сжатых элементов. Опоры считаются жестко заделанными в фундамент. Жесткость опор на кручение принимается равной бесконечности, т. е. предполагается, что направление продольной оси опоры, при работе ее на внешнюю нагрузку не изменяется. Ввиду этого коэффициент поперечной установки при загрузении участков, отделенных опорой от основного, принимается равным единице.

Подбор сечений производится по способу разрушающих нагрузок. Коэффициент запаса для бетона принимается без снижения за счет сборности. Коэффициент запаса по арматуре принимается со снижением на 10%. В качестве расчетного предела прочности при подборе бетонного сечения принимается призматическая прочность бетона ввиду того, что работа на сжатие нижней плиты балки коробчатого сечения больше соответствует условиям работы на осевое сжатие.

Сопротивление бетона растяжению (отрыв) по стыку значительно слабее, чем по монолитному бетону, поэтому расчет на трещиностойчивость, а следовательно, и определение величины полного расчетного натяжения арматуры рекомендуется производить по монтажному сечению блока без учета работы бетона на растяжение по формуле:

$$M_T = W \sigma_{6п} \geq K_T M,$$

где: $\sigma_{6п}$ — напряжение в бетоне от сил предварительного натяжения, подсчитанного с учетом всех потерь предварительного натяжения в арматуре;

W — момент сопротивления монтажного сечения;

K_T — коэффициент запаса на трещины.

Пользуясь равенством $\sigma_{6п} = \frac{N_{оп} Z_{я}}{W}$, можно сразу

получить требуемое усилие предварительного натяжения арматуры по формуле:

$$N_{\text{он}} = \frac{K_T M}{Z_{\text{я}}},$$

где $Z_{\text{я}}$ — расстояние от центра тяжести сечения арматуры до противоположной грани ядра сечения.

Коэффициент запаса на трещины принят $K_T = 1,1$.

Учет потерь предварительного натяжения от ползучести и усадки бетона производится по ВТУ. В предлагаемой конструкции период времени между изготовлением и установкой блоков будет измеряться месяцами, поэтому основная часть усадочных деформаций произойдет до натяжения арматуры. Меньше будут и потери от ползучести.

В бетоне, укладываемом на месте, и в бетоне плиты проезжей части, не подвергающемся предварительному обжатию, должно производиться определение напряжений по 1-й стадии работы железобетонного сечения. При этом условные растягивающие напряжения не должны превышать допускаемых. Если это условие не будет выполнено, то для предупреждения недопустимого раскрытия трещин необходимо укладываемый на месте бетон и плиту проезжей части подвергнуть предварительному обжатию. Для этого нужно часть пучков укладывать в оболочке, чтобы их можно было натягивать после омоноличивания конструкции.

Кроме проверки указанного условия, необходимо определять напряжение в основных сечениях конструкции во всех стадиях ее работы. При этом по стыкам блоков не должно быть растягивающих напряжений. Определение напряжений в стадии эксплуатации производится с учетом разных марок бетона в рассматриваемом сечении.

При монтаже допускаемые напряжения на сжатие могут быть повышены на 30%.

Величина натяжения предварительно напряженной арматуры, устанавливаемой во время монтажа, находится из условия недопущения появления растягивающих напряжений по верхнему сечению стыка блоков от собственного веса блоков и бетона, укладываемого на месте.

Для обеспечения сжимающих напряжений по низу блоков нужно уменьшать силу предварительного напряжения арматуры, устанавливаемой одновременно с установкой блоков, для чего можно применять натяжение арматуры в две стадии.

Следует определять также изменение предварительного натяжения от упругого обжатия и постоянной нагрузки, действующих совместно. Изменение величины предварительного натяжения во время монтажа может быть определено по способу, рекомендованному в книге Н. А. Калашникова «Комбинированный напряженно-армированный бетон». Ввиду весьма малого изменения величины расчетного предварительного натяжения арматуры за счет упругих деформаций бетона в данной конструкции (порядка 2—4%) учет этого изменения производится после окончательного подбора сечения. Расчет на главные напряжения производится по упругой стадии работы сооружения. Перерезывающая сила в сечениях пролетного строения с криволинейным очертанием нижней грани определяется с учетом действия момента от внешней нагрузки и сил предварительного натяжения по формуле:

$$Q = Q_0 - \sigma_{\text{ср}} F_0 \operatorname{tg} \alpha,$$

где: Q_0 — перерезывающая сила, подсчитанная без учета кривизны;

α — угол наклона касательной в данном сечении;

$\sigma_{\text{ср}}$ — среднее напряжение в нижней криволинейной плите, соответствующее максимальному Q_0 .

F_0 — площадь нижней криволинейной плиты с вутами.

Стенки балок могут армироваться конструктивно, если величина главных растягивающих напряжений не превышает допустимых на растяжение согласно ВТУ, а величина скалывающих напряжений не превышает удвоенных, допускаемых для бетонных конструкций на растяжение. При армированных по расчету стенках величина допускаемых главных растягивающих напряжений принимается тоже по ВТУ, при этом величина суммарных скалывающих напряжений не должна превышать $\frac{R_{\text{н}}^*}{9}$.

Опоры рассчитываются как внецентренно сжатые стойки, жестко заделанные в фундамент. Генеральные

* Е. А. Троицкий, Н. Н. Богданов, Л. И. Иссилевский. Пролетные строения железнодорожных мостов из предварительно напряженного железобетона. Трансжелдориздат, 1955.

размеры опор уточняются после определения прогиба середины речного пролета от временной нагрузки. Прогиб не должен превышать допускаемого по ТУ. В запас прочности на речные опоры передается вся тормозная сила с ригеля Т-образной рамы. Длина загрузки при этом принимается равной длине ригеля.

При величине берегового пролета, равной половине речного, положительный момент в опоре от временной нагрузки существенно превышает отрицательный момент (имеется в виду первая слева речная опора). Действие положительного момента от временной нагрузки в целесообразной степени нейтрализуется созданием отрицательного момента от постоянной нагрузки путем увеличения длины береговой консоли на один блок по сравнению с речной.

Температурные воздействия на опоры ввиду их малой величины не учитываются. Опоры рассчитываются по первой стадии работы железобетона.

Для увеличения ядра сечения опоры проектируются пустотелыми с тонкой стенкой. При среднем ледоходе толщина стенок опор при постановке диафрагм может быть принята равной 30 см. В пределах колебания горизонта ледохода стенки опор армируются.

Расчет опор на опрокидывание в стадии эксплуатации не производится. Во время монтажа пролетного строения коэффициент запаса его на опрокидывание должен быть обеспечен без учета работы бетона опор на растяжение.

Выше было показано, что пролетные строения, запроектированные по предлагаемой статической схеме, могут быть применены без изменения сечения для различных по величине пролетов в мостах с количеством пролетов два и более. Отсюда вытекает принципиальная особенность в порядке расчета: пролетное строение должно проектироваться как типовое для интервала пролетов 40—100 м, в котором рационально применение предлагаемой конструкции пролетного строения с навесной его сборкой.

Подбор сечения ригеля рекомендуется делать в трехпролетном мосту (см. рис. 6). Конструкция блоков пролетного строения выбирается с учетом возможности применения их в мостах различных пролетов.

Правильность назначения размеров элементов рамы в первую очередь определяется величиной прогиба шарнира от временной нагрузки. Жесткость ног в трехпролетной раме принимается при этом минимально допустимой по прогибу в середине пролета. Возможность применения ригеля, рассчитанного по симметричной трехпролетной схеме в мостах с различным количеством пролетов и различной разбивкой на пролеты, а также и с различной высотой опор, обеспечивается индивидуальным подбором жесткости опор для каждого конкретного мостового перехода. Таким образом, так же как и при типовом проектировании, подбор сечений и конструирование ригеля производятся без привязки к каким-либо местным условиям.

Если удовлетворены требования жесткости пролетного строения, производится ориентировочный подсчет собственного веса пролетного строения и определяются величины моментов и перерезывающих сил в сечениях от постоянной и временной нагрузок. По полученным для различных пролетов максимальным моментам и перерезывающим силам производится подбор сечений. Затем пролетное строение разрезается на блоки, назначается количество арматурных пучков и количество проволок в них, составляется предварительная схема последовательности монтажа пролетного строения.

Проверяется сечение верхней плиты короба на монтажные нагрузки и на восприятие сил предварительного напряжения.

Затем определяется вес блоков и пролетного строения. Определяются расчетные усилия и напряжения по стыкам блоков от эксплуатационных нагрузок.

Ординаты линий влияния лишних неизвестных, необходимые для построения линий влияния усилий по стыкам блоков, могут быть определены графически. Если сечения, принятые по стыкам блоков ригеля, и сечения ног рамы удовлетворяют полностью требованиям прочности и жесткости от эксплуатационных нагрузок, то производится расчет ригеля по стыкам блоков и ног рам на монтажные нагрузки. Подсчитывается коэффициент запаса на опрокидывание пролетного строения. Определяются требуемые усилия в монтажных сжимах и их местоположение по высоте блоков. При этом уже должен быть известен вес передвижных подмостей и иного мон-

тажного оборудования, передвигающегося по собираемому пролетному строению.

Работа по расчету и конструированию пролетного строения производится одновременно с разработкой типовой технологической схемы организации работ по постройке моста. На изготовление блоков пролетного строения составляется отдельная технологическая схема, предусматривающая централизованное изготовление блоков пролетного строения.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Применение наиболее экономичного по затратам на вспомогательные сооружения и материалы способа навесной уравновешенной сборки пролетных строений мостов пролетом 40—100 м из блоков, заранее изготавливаемых централизованным способом, обеспечит внедрение сборного железобетона в строительство мостов средних и больших пролетов и даст возможность заменить дефицитный прокатный металл сборным предварительно напряженным железобетоном.

Для навесной сборки пролетных строений мостов средних и больших пролетов наиболее целесообразно применение статической схемы моста в виде цепи Т-образных рам, соединенных между собой шарнирами, работающими только на перерезывающую силу, и с пригруженной береговой консолью. При такой схеме имеется возможность применения одних и тех же сборных элементов в мостах с различной величиной пролетов при экономии до 50% бетона и высокопрочной стали по сравнению с аналогичными балочными пролетными строениями.

Возможность применения одних и тех же блоков в мостах различных пролетов (40—100 м), обеспечивая массовость выпуска продукции, открывает широкие перспективы для централизованного изготовления блоков. Принятый вес блоков до 10 т и их габариты обеспечивают транспортировку блоков на значительные расстояния.

В предлагаемой конструкции сборных железобетонных пролетных строений практически вся предварительно напрягаемая продольная арматура может быть уложена без оболочек, что существенно уменьшает трудоем-

кость изготовления и обеспечивает долговечность конструкции, избавляя строителей от трудноконтролируемой операции по инъектированию оболочек.

Наиболее рациональным и универсальным монтажным краном для навесной сборки пролетных строений является кабель-кран, обеспечивающий все транспортные и монтажные работы в пределах строящегося моста. При соответствующих местных условиях может быть целесообразным применение башенного крана и пловучих кранов различных систем.

ЛИТЕРАТУРА

1. Барат Н. Е., Плавийский В. Н. Кабельные краны. М., Машгиз, 1954.
 2. Вахрамеев С. А. Применение кабель-кранов на строительномонтажных работах. М., Стройиздат, 1949.
 3. Велихов П. П. Монтаж металлических конструкций. М., Стройиздат, 1948.
 4. Временные технические условия по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций. Дориздат, 1952.
 5. Влияние раннего нагружения на прочность цементных растворов. Журнал «Строительные материалы» № 6, 1955. Промстройиздат.
 6. Иванченко И. А., Забродин Б. А., Сидоров Е. А. Индустриализация и механизация постройки железобетонных мостов. М., Трансжелдориздат, 1952.
 7. Калашников Н. А. Комбинированный напряженно-армированный бетон. Изд. Министерства коммунального хозяйства РСФСР, 1952.
 8. Коновалов С. А., Могилевич В. М., Хазан И. А. Сборный железобетон в строительстве автомобильных дорог. Журнал «Автомобильные дороги» № 2, 1954. Автотрансиздат.
 9. Крупский А. С. Монтаж строительных конструкций. Л.—М., Гос. изд-во литературы по строительству и архитектуре, 1952.
 10. Саталкин А. В. К вопросу твердения бетона под нагрузкой. Сборник «Физико-механические свойства бетона». М.—Л., Госстройиздат, 1939.
 11. Сборник рационализаторских предложений Главмостостроя. № 1, М., Трансжелдориздат, 1951.
 12. Сборник рационализаторских предложений Главмостостроя. № 2, М., Трансжелдориздат, 1953.
 13. Хлебников Е. Л. Постройка мостов. Ч. 1. Дориздат, 1948.
 14. Тауер Л. М. Навесная сборка пролетных строений стальных мостов. М., Трансжелдориздат, 1949.
 15. Троицкий Е. А., Богданов, Н. Н., Иосилевский Л. И. Пролетные строения железнодорожных мостов из предварительно напряженного железобетона, М., Трансжелдориздат, 1955.
 16. Швиденко В. И. Выбор машин для монтажа строительных конструкций. Киев, Гостехиздат, 1953.
 17. Der Bauingenieur, Heft 5, 1952; Heft 8, 1954.
 18. Beton und Stahlbetonbau, Heft 1, 1953.
 19. Travaux № 142, 1946.
-

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Введение	5
Особенности конструкции и статической схемы железобетонных пролетных строений, собираемых навесным способом	9
Принципы проектирования мостов, образованных из Т-образных рам	14
Конструкция мостов	18
Организация работ по постройке пролетных строений	34
Расчет конструкции	43
Заключение	49
Литература	51

Сергей Николаевич Пшеничников

Железобетонные пролетные строения, собираемые навесным способом из заранее изготовленных блоков

Редактор *Б. А. Костяков*

Техн. редактор *Н. В. Малькова*

Корректор *А. А. Лапина*

Сдано в набор 1/1 1956 г. Подписано в печать 26/IV 1956 г.
Бумага 84×108^{1/32}. Физич. п. л. 1,63. Условн. п. л. 2,67 Уч.-изд. л 2,45.
Л-62621. Тираж 1000 экз. Цена 1 р. 25 к. Заказ №22.

Автотрансиздат—Москва, В-35, Софийская наб., 34.
Тип. Автотрансиздата— Москва, В-35, Софийская наб., 34.