

1 9 6 2

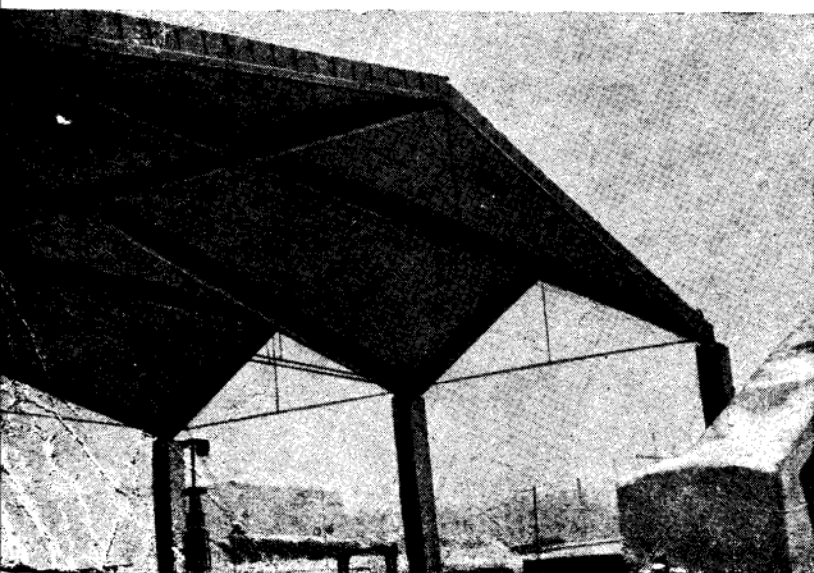
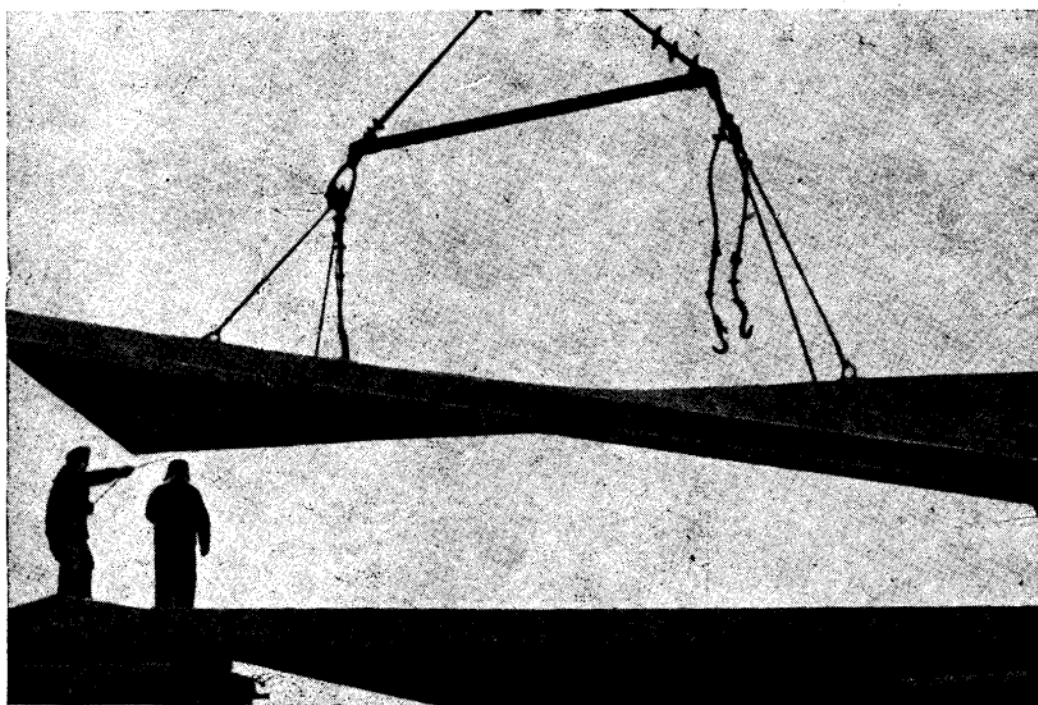
4



**«КРУПНОРАЗМЕРНЫЕ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПАНЕЛИ В ВИДЕ  
ИСКРИВЛЕННЫХ ПРЯМОУГОЛЬНИКОВ  
ДЛЯ ОБОЛОЧЕК ПОКРЫТИЙ»  
(к статье Э. З. Жуковского)**

**РИС. 1. МАКЕТ ПОКРЫТИЯ ЦЕХА В Г. ЧЕРНОГОРСКЕ, ЭКСПОНИРОВАННЫЙ НА СОВЕТСКОЙ ТОРГОВО-ПРОМЫШЛЕННОЙ ВЫСТАВКЕ В ЛОНДОНЕ (ИЮЛЬ 1961 г.)**

**РИС. 2. ПОДЪЕМ ПАНЕЛИ**



**РИС. 3. ОБОЛОЧКА ИЗ ПАНЕЛЕЙ В ВИДЕ ИСКРИВЛЕННЫХ ПРЯМОУГОЛЬНИКОВ НА ВДНХ (РАЗДЕЛ «СТРОИТЕЛЬСТВО»)**

# БЕТОН ЖЕЛЕЗО- БЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА  
СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

1962 г.

АПРЕЛЬ

№ 4

## Содержание

	Стр.
Претворять в жизнь программу строительства коммунизма	141
<b>Ф. И. Емельянов, И. И. Битюков.</b> Бетонные сооружения и бетон Волжской ГЭС имени XXII съезда КПСС	143
<b>Ф. Ф. Петровский.</b> Бетонные заводы на строительстве Волгоградгидростроя	146
<b>Ф. И. Емельянов, Ю. В. Зицерман.</b> Мост из армированного керамзитобетона	148
<b>Д. Г. Ярошенко.</b> Опытный железобетонный за- твор	151
<b>А. К. Мкртумян, Э. С. Урумян.</b> Изготовление предварительно напряженных панелей перекрытий в кассетах	155
<b>А. Е. Маевский.</b> Антикоррозийная защита металлических закладных деталей и соединительных связей	158
<b>Н. Б. Марьямов, В. И. Бирюкова.</b> Теплотехнические характеристики вертикальной пропарочной камеры	163
<b>А. Е. Шейкин, Н. И. Олейникова.</b> Влияние тепло-влажностной обработки на сульфатостойкость цемента	165
<b>Э. З. Жуковский.</b> Крупноразмерные железобетонные панели в виде искривленных прямоугольников для оболочек покрытий	170
<b>И. И. Улицкий.</b> Практический метод расчетного определения деформаций ползучести и усадки бетонов	174
<b>СООБЩЕНИЯ</b>	
<b>И. Н. Ахвердов, Я. В. Шапиро.</b> Технологические и конструктивные особенности бетонизирующих машин со скользящим виброштампом	181
<b>О. А. Савинов, Е. В. Лавринович, В. В. Савицкая.</b> Вибропрокат тонкостенных железобетонных и армоцементных конструкций	185
<b>А. Ф. Фатеев, В. К. Алёхин.</b> Панельные фундаменты жилых зданий	187
<b>А. М. Розенблюмас.</b> Метод определения моментов сопротивления упруго-пластичных сечений	189
<b>А. М. Пристуга.</b> Изготовление железобетонных арок с немедленной распалубкой	191
<b>КРИТИКА И БИБЛИОГРАФИЯ</b>	
<b>А. А. Фоломеев.</b> О книге «Формовочные установки для изготовления многупустотных железобетонных изделий»	193

# БЕТОН и ЖЕЛЕЗО- БЕТОН

Е Ж Е М Е С Я Ч Н Ы Й  
Н А У Ч Н О Т Е Х Н И Ч Е С К И Й  
И  
П Р О И З В О Д С Т В Е Н Н Ы Й Ж У Р Н А Л  
В О С Ъ М О Я Г О Д И З Д А Н И Я

4 1962  
А П Р Е Л Ъ

О Р Г А Н Г О С У Д А Р С Т В Е Н Н О Г О К О М И Т Е Т А С О В Е Т А М И Н И С Т Р О В С С С Р П О Д Е Л А М С Т Р О И Т Е Л Ъ С Т В А

## Претворять в жизнь программу строительства коммунизма

В Программе КПСС, принятой XXII съездом партии, сказано, что создание наряду с мощной промышленностью процветающего, всесторонне развитого и высокопродуктивного сельского хозяйства — обязательное условие построения коммунизма.

Развитие сельского хозяйства является составной частью создания материально-технической базы коммунизма. Это тот участок коммунистического строительства, от которого непосредственно зависит удовлетворение потребностей населения, создание изобилия предметов потребления в стране. Партия уделяет этому вопросу огромное внимание.

За последние годы партия осуществила в сельском хозяйстве ряд поистине революционных мероприятий, способствовавших значительному увеличению сельскохозяйственного производства. Валовая продукция сельского хозяйства с 1953 г. по 1961 г. увеличилась в 1,6 раза. В 1961 г. по сравнению с 1953 г. производство зерна выросло на 66, овощей на 37, мяса (в убойном весе) на 50, молока на 71, масла животного на 80 процентов.

Это позволило значительно увеличить государственные закупки и продажу важнейших продуктов питания населению. И все же спрос на эти продукты еще полностью не удовлетворяется, что объясняется ростом населения (после 1953 г. население в стране увеличилось на 29 млн. человек, в том числе городское население — на 28 млн.), повышением реальной заработной платы, а также тем, что развитие сельского хозяйства отстает еще от темпов, намеченных семилетним планом.

Организуя усилия партии и народа на претворение в жизнь принятой XXII съездом КПСС программы построения коммунистического общества, Пленум ЦК КПСС, состоявшийся в марте с. г., принял постановление, в котором наметил основные, конкретные и практические меры дальнейшего подъема всех отраслей сельского хозяйства. В программе партии предусмотрено увеличить за 10 лет общий объем валовой продукции сельского хозяйства примерно в 2,5, а за 20 лет — в 3,5 раза. На мартовском пленуме отмечалось, что уже в 1962 г. необходимо произвести: зерна — 10 млрд. пудов против 8,4 млрд. в 1961 г., мяса (в убойном весе) 12,9 и молока 85 млн. т против соответственно 8,8 и 62,5 млн. т в 1961 г.

В основу решений Пленума положены указания Программы КПСС о том, что главный путь подъема сельского хозяйства и удовлетворения возрастающих потребностей страны в сельскохозяйственной продукции заключается во всесторонней механизации и последовательной интенсификации сельскохозяйственного производства.

Пленум ЦК КПСС решительно осудил травопольную си-

стему земледелия и призвал работников сельскохозяйственной науки и практики смелее идти по пути более интенсивного использования земли, широкого внедрения пропашных и бобовых культур и тем самым открыть новые, поистине неограниченные возможности для увеличения производства зерна, мяса, молока и других сельскохозяйственных продуктов.

Пленум уделил серьезное внимание усилению материально-технической помощи сельскому хозяйству. За последние годы поставки сельскохозяйственной техники колхозам и совхозам значительно возросли. Так, в 1954—1958 гг. было продано 668 тыс. тракторов, 361 тыс. зерновых комбайнов, 57 тыс. кукурузоуборочных комбайнов против 372, 208 и 1 тыс. соответственно в 1949—1953 гг. И, тем не менее, в последнее время внимание партийных и советских органов, работников промышленности к вопросам материально-технической помощи селу было ослаблено.

Решено увеличить выпуск машин и оборудования как за счет лучшего использования производственных мощностей, так и за счет строительства новых заводов по выпуску сельскохозяйственной техники. Одновременно с увеличением количества машин намечается ускорить темпы электрификации сельскохозяйственного производства.

Наряду с дальнейшим техническим оснащением сельского хозяйства особое внимание должно быть уделено наиболее рациональному использованию уже имеющейся сельскохозяйственной техники. Колхозы и совхозы располагают огромным парком тракторов, комбайнов и других машин, но не всегда их производительно используют. Имеется немало случаев небрежного отношения к технике.

Исключительно важное значение для использования резервов сельскохозяйственного производства имеет решение мартовского Пленума о создании новой структуры управления сельским хозяйством.

Пленум единодушно одобрил предложение товарища Н. С. Хрущева о создании, в целях коренного улучшения руководства колхозами и совхозами, колхозно-совхозных или совхозно-колхозных, в зависимости от преобладания той или иной формы хозяйств, межрайонных производственных управлений.

Вся деятельность создаваемых управлений должна быть направлена на увеличение производства сельскохозяйственных продуктов с тем, чтобы безусловно обеспечить выполнение государственных планов закупок, создания необходимых государственных резервов и фондов в колхозах и совхозах. Управления должны разрабатывать и внедрять рациональные системы земледелия, оказывать непосредственное влияние на

организацию производства в каждом колхозе и совхозе, заниматься подбором и обучением кадров, внедрением достижений науки в производство, распространением опыта передовых хозяйств, проводить планирование, учет и отчетность.

Мощный подъем сельскохозяйственного производства — дело всей партии, всего советского народа. Огромную помощь в решении этой жизненно важной задачи призваны оказать рабочие, инженеры, техники — все работники социалистической промышленности.

Значительный вклад в это дело должны внести строители. Необходимо в короткие сроки осуществить реконструкцию действующих и построить новые предприятия сельскохозяйственного машиностроения, по производству минеральных удобрений и строительных материалов. Строительство на селе необходимо перевести на подлинно индустриальный путь.

В связи с задачами по резкому увеличению в ближайшие годы производства зерна, технических культур, молока, мяса и других сельскохозяйственных продуктов объем строительства в совхозах и колхозах значительно возрастет.

Между тем технический уровень строительства в сельской местности все еще значительно ниже уровня строительства, достигнутого в городах и рабочих поселках.

Техническими вопросами, связанными с сельским строительством и развитием производственной базы, занимаются многие организации, работающие разобщенно. Необходимой координации в их работе до недавнего времени не было. Это привело, в частности, к тому, что в сельском строительстве в 1960 г. имелось свыше 2 000 типовых проектов, утвержденных различными организациями, многие из которых сейчас уже не отвечают требованиям индустриального строительства. Производственно-техническая база сельского строительства создавалась, как правило, в отрыве от базы промышленного и городского строительства, в основном в виде мелких малоэффективных предприятий.

Успешное осуществление строительства в сельской местности возможно только при условии проведения ряда организационно-технических мероприятий, из которых первоочередными являются:

разработка проектов планировки и застройки сельских населенных мест с благоустроенными жилыми домами, бытовыми предприятиями, культурными и медицинскими учреждениями; с рациональным размещением производственных зон и построек;

разработка номенклатуры и типов производственных зданий и сооружений, определение их оптимальных мощностей, а также рациональных размеров жилых и культурно-бытовых зданий для различных зон страны;

разработка номенклатуры предприятий производственной базы сельского строительства районного значения, с учетом максимальной сборности зданий и широкого применения сборных железобетонных и армоцементных конструкций в сочетании с местными строительными материалами;

совершенствование объемно-планировочных решений производственных и складских помещений на основе широкой унификации и типизации применяемых конструкций и изделий;

создание комплексной серии типовых проектов каркасных жилых домов, культурно-бытовых и производственных зданий для различных сельскохозяйственных зон страны на основе единой номенклатуры железобетонных изделий. Такая работа была проведена, в частности, для строительства в целинных районах.

Госстрой СССР утвердил в 1961 г. для применения в этих районах единый каталог типовых проектов жилых, культурно-бытовых и производственных каркасных зданий и для них альбом унифицированных железобетонных конструкций, которые могут быть изготовлены на строящихся и действующих заводах сборного железобетона. В качестве заполнителя каркаса в проектах предусмотрено использование камышита, арболита, фибролита и других местных строительных материалов.

На основе этих конструкций могут быть построены: сельскохозяйственные производственные здания, коровники, свиноводники, птичники, зернохранилища; жилые двухэтажные 2-, 4- и 8-квартирные дома с квартирами в одном и двух уровнях; общежития на 50 человек; культурно-бытовые здания: административные, клубы различной вместимости, детские сады-ясли на 90 и 140 мест, школы на 320 и 480 учащихся, торговые центры.

В целях обеспечения единой технической политики в строительстве в сельской местности признано необходимым сосредоточить в Госстрое СССР координацию важнейших технических вопросов этого строительства и развития его производственной базы. При Госстрое СССР создано Главное управление по проектированию сельских зданий и сооружений — Главсельстройпроект с головными проектными и научно-исследовательскими институтами.

Госстрой СССР и госстрои союзных республик обязаны осуществлять разработку технических вопросов в области сельского строительства с участием Министерства сельского хозяйства СССР, Всесоюзного объединения Союзсельхозтехника Государственного комитета заготовок Совета Министров СССР, министерств сельского хозяйства и других организаций союзных республик на основе технологических заданий, разрабатываемых научно-исследовательскими институтами этих министерств и ведомств, с учетом новейших достижений науки и передового опыта в сельскохозяйственном производстве.

На Главсельстройпроект возложена разработка нормативно-технической документации по проектированию и строительству объектов сельскохозяйственного назначения; основных типов проектов жилых домов, зданий и сооружений производственного и культурно-бытового назначения; планировки и застройки сельских населенных мест; координация проектных и научно-исследовательских работ в области сельского строительства; организация через госстрои союзных республик опытно-показательного и экспериментального строительства; обобщение методов и форм организации и механизации сельского строительства; подготовка рекомендаций по внедрению индустриальных методов производства работ, снижению стоимости и сокращению сроков сельского строительства; организация технической помощи, информации и обмена опытом в сельском строительстве; разработка типовых проектов предприятий производственно-технической базы и предложений по размещению и развитию этих предприятий. Главсельстройпроект должен осуществлять контроль за выполнением решений директивных органов о повышении технического уровня сельского строительства и развитии его производственно-технической базы, а также за применением в этом строительстве типовых проектов.

Постановление мартовского Пленума ЦК КПСС о создании новой структуры Управления сельским хозяйством будет положительно содействовать также и дальнейшему улучшению организации сельскохозяйственного строительства.

# Бетонные сооружения и бетон Волжской ГЭС имени XII съезда КПСС

Инженеры Ф. И. ЕМЕЛЬЯНОВ, И. И. БИТЮКОВ

В состав бетонных сооружений Волжской ГЭС имени XII съезда КПСС входят гидроэлектростанция (рис. 1), водосливная плотина с рыбоподъемником и судоходные шлюзы с межшлюзовой ГЭС. Бетонными плитами облицованы также все верховые откосы земляных плотин, дамба аванпорта и судоходный канал.

Здание гидроэлектростанции общим протяжением 664 м состоит из 11 секций. Для сброса части (до 15 400 м<sup>3</sup>/сек) паводковых расходов в электростанции имеются донные водосбросы над отсасывающими трубами. Двухстороннее очертание спиральной камеры позволило разместить водосбросы почти в тех же удельных габаритах секций, что и в зданиях несомещенного типа.

Конструкция машинного зала, помещения распределительных и преобразовательных устройств постоянного тока выполнены из сборного железобетона.

Водосливная плотина состоит из 27 пролетов шириной в свету по 20 м каждый с безвакуумными водосливами. Длина плотины — 724 м; ширина водосливной части (по основанию) — 62 м. Максимальный статический напор равен 27 м. При паводке 0,1% обеспеченности через плотину может быть сброшен расход 30 800 м<sup>3</sup>/сек. Тело водосливов выполнено в 13 пролетах пустотелым, в 10 — массивным в нижней и пустотелым в верхней части и в 4 пролетах массивным. Несущая фундаментная плита плотины до 30% своей площади выступает в сторону верхнего бьефа. Это позволяет использовать вес воды верхнего бьефа над верхней частью плиты в качестве нагрузки для повышения устойчивости на сдвиг.

Массивные плиты водобоя и рисбермы постепенно переходят к гибким плитам рисбермы.

Совмещенный тип здания гидроэлектростанции позволил сократить фронт бетонных водосбросных сооружений на 340 м и уменьшить объем бетона на 536 тыс. м<sup>3</sup>.

Мостовой переход через ГЭС и водосливную плотину, на котором размещены два железнодорожных пути и автомобильная дорога с шириной проезжей части 12 м, выполнен из железобетонных пролетных строений по опорам рамной конструкции, в ре-

зультате чего достигнута значительная экономия бетона.

Камеры шлюзов построены с временно разрезными, предварительно напряженными днищами. Обжатие бетона днищ достигалось поворотом при осадке полусекций (разделенных временным швом) камер, взаимно упирающихся по низу и связанных по верху днища стальной арматурной затяжкой, получающей при этом соответствующее натяжение.

Швы омоноличивались после возведения стен камер и частичной их засыпки, когда основные осадки уже произошли. Уменьшение объема бетона за счет этих мероприятий составило 80 тыс. м<sup>3</sup> без увеличения количества арматуры.

Устой и днища голов шлюзов — пустотелые с объемом пустот ~ 10% от объема бетона.

Причалы и палы шлюзовых подходов построены на опорах контрфорсного типа, что вместе с сокращением длины причалов дало экономию бетона 12 тыс. м<sup>3</sup>.

Применение пустотелых водосливов плотины позволило сэкономить по 1,5 тыс. м<sup>3</sup> бетона в одном пролете и получить более 20% экономии стоимости работ по водосливам.

На сооружениях гидроузла сборный железобетон был внедрен во всех конструкциях перекрытий здания ГЭС, водосливной плотины и судоходных шлюзов (рис. 2, 3). Все надводные элементы этих сооружений — сборные железобетонные, общий объем сборного железобетона составил 165,7 тыс. м<sup>3</sup>.

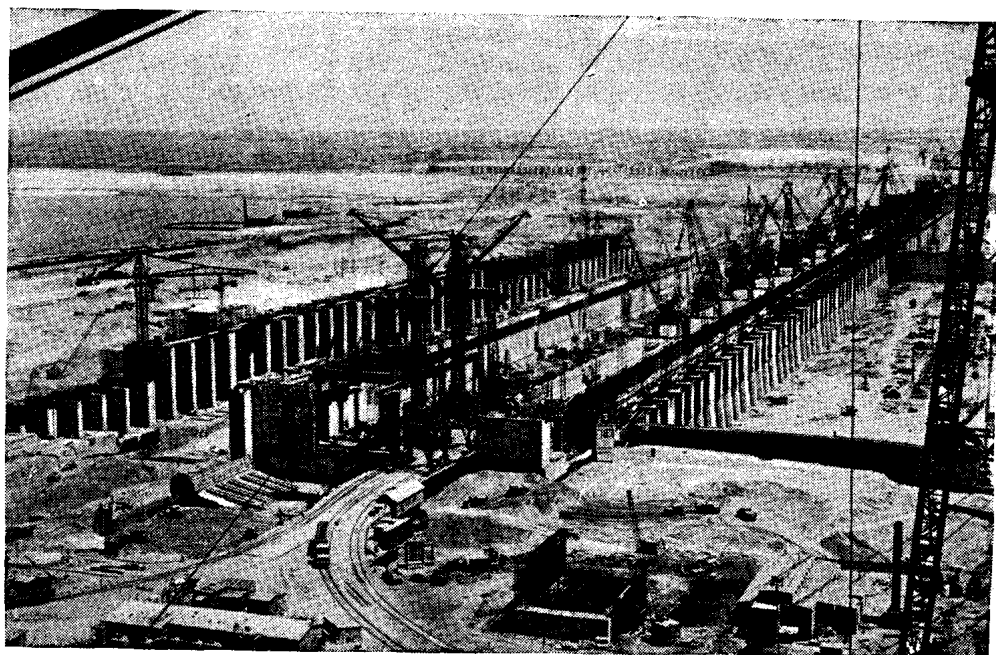


Рис. 1. Строительство здания ГЭС

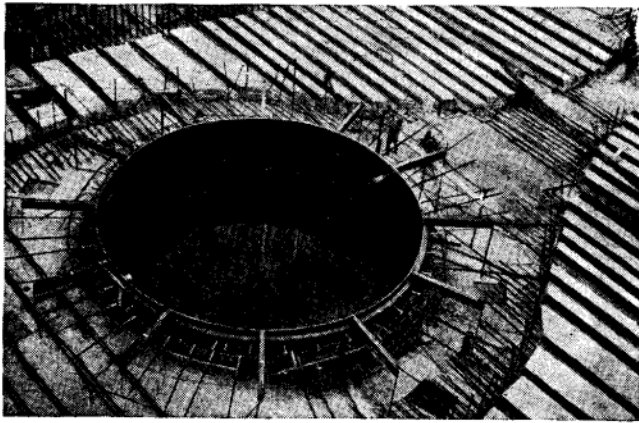


Рис. 2. Устройство перекрытий водосбросов ГЭС из сборных железобетонных элементов

В подводной части здания ГЭС, после возведения на фундаментной плите бычков из монолитного бетона в плитах-оболочках, все тяжелые перекрытия отсасывающих труб, донных водосбросов, спиральных камер, помещения машинного зала, трансформаторной площадки, щитовых помещений верхнего и нижнего бьефов — решены в сборно-монолитных конструкциях, исключающих необходимость в поддерживающих подмостях.

Широкое применение на гидроузле нашли железобетонные плиты-оболочки. Расход арматуры на  $1 \text{ м}^3$  плит-оболочек снижен до  $70 \text{ кг}$  вместо  $100\text{—}120 \text{ кг}$ , а цемента — до  $320 \text{ кг}$  вместо  $360 \text{ кг}$  на других гидротехнических стройках.

Широко применялись сборные панельные конструкции в качестве несущих горизонтальных перекрытий. Такими конструкциями с несущими балками перекрыты отсасывающие трубы, водосбросы здания ГЭС, водопроводные галереи и пустоты голов сооружений судоходных шлюзов и водосливной бетонной плотины. Перекрытия входной части спиральных камер сделано без подмостей с применением несущих плит перекрытий.

Перекрытие турбинного помещения (пола машинного зала) состоит из несущих сборных балок-плит (несущая балка монолитна совместно с опалубочной плитой толщиной  $12 \text{ см}$ ). Опирается элемент только балкой, плита выполняет роль подвесной опалубки. Геометрические размеры несущих балок-плит повторяли размеры пола одной секции (двух агрегатов) здания ГЭС. Несущие подвесные плиты применялись в конструкциях перекрытия монтажной площадки и забральной балке ГЭС.

Конструкции таких балок-плит представляют собой панели плоского, лекального и полугаврового сечений с включением в них рабочей арматуры. Длина панели равна  $13,5 \text{ м}$ , ширина — до  $3 \text{ м}$  и толщина — до  $16 \text{ см}$ .

Каркас машинного зала ГЭС выполнен из сборных железобетонных колонн, ригелей и балок кровельного перекрытия.

Всего в сооружения Волжской ГЭС имени ХХII

съезда КПСС уложено  $5502 \text{ тыс. м}^3$  бетона и железобетона, в том числе по гидроэлектростанции —  $2533 \text{ тыс. м}^3$ ; водосливной плотине —  $1453 \text{ тыс. м}^3$ ; судоходным сооружениям —  $1389 \text{ тыс. м}^3$ ; земляным плотинам —  $99 \text{ тыс. м}^3$  и другим сооружениям —  $28 \text{ тыс. м}^3$ . Наибольшая интенсивность укладки бетона отмечалась в 1957 г. —  $1928,4 \text{ тыс. м}^3$ .

Транспортировалась бетонная смесь к местам укладки обычными средствами — по железной дороге в бункерах и бадьях ( $36\%$ ) и автосамосвалах ( $64\%$ ).

Бетонирование здания ГЭС и водосливной плотины шло с единой бетоновозной эстакады, связанной железнодорожными путями с обоими бетонными заводами. Наиболее прогрессивными решениями и методами, осуществленными при организации производства бетонных работ, являются:

внедрение новых типов пневматических разгрузчиков цемента: С-362А производительностью до  $30 \text{ т}$  в час, С-242 и ВРЦ-1 производительностью  $50 \text{ т}$  в час, перегрузчиков цемента из барж, двухкамерных насосов производительностью  $50 \text{ т}$  в час и дальностью транспортировки до  $100 \text{ м}$  и др. Выгрузка цемента, груженого навалом, была механизирована на  $96\%$ ;

совершенствование бетоноукладочных средств и приспособлений: перевозка бетона в бункерах емкостью  $21,6 \text{ м}^3$ , созданных на строительстве, применение виброхоботов с промежуточными гасителями, опрокидных бадей емкостью  $3,2 \text{ м}^3$  и ковшей емкостью  $1,6 \text{ м}^3$ ;

внедрение в производство средств малой механизации при подготовке блоков бетонирования: пневмомолоток и пневмобучарда нового типа, пневматическая щетка для очистки арматуры, портативный насос для откачки воды, пневматические долота для разделки швов плит-оболочек и др.;

устройство путей и перевод порталных кранов с бетоновозной эстакады на подгенераторные блоки и перекрытие помещения распределительного устройства для охвата этими кранами зон, недосягаемых с бетоновозной эстакады;

бесштрабное бетонирование сооружений при смонтированных закладных частях пазовых конструкций бычков сороудерживающего сооружения водосливной плотины, шлюзов и др.;

применение передвижных подвесных и инвентарных лесов для снятия опалубки, удачно примененных на причалах и палах шлюзовых подходов и др.

Учитывая большое значение Волжской ГЭС имени ХХII съезда КПСС для народного хозяйства, громадные объемы бетонных работ и большие сроки ее последующей эксплуатации, были разработаны индивидуальные требования к бетону и материалам для него.

Научно-исследовательские работы по этой теме велись весь период наряду с натурными наблюдениями за качеством уложенного бетона.

Для цемента на основной объем бетона, кроме обычных требований (ГОСТ 970—41), по специальным Техническим условиям нормировался минералогический состав клинкера портландцемента и со-

держание активных минеральных добавок к нему. Для частей сооружений, находящихся в зоне переменного горизонта воды и над водой, был применен портландцемент с содержанием трехкальциевого алюмината ( $C_3A$ ) менее 5% и трехкальциевого силиката 45—55% без активных минеральных добавок. Количество портландцемента составило около 72% от общего израсходованного цемента, причем 64% всего цемента поступило с Себряковского цементного завода.

Для внутренних и подводных частей сооружений применен пуццолановый цемент, клинкер для которого содержал не более 7%  $C_3A$  и до 25% активных минеральных добавок.

Шлакопортландцемент использовался в небольшом количестве (2,3%) в блоках за плитами-оболочками; песок среднезернистый из местного Латошинского карьера. Модуль крупности песка 1,4—2,2, а содержание глинистых частиц и примесей около 1%.

Крупным заполнителем служил в основном щебень Жирновского, Репнянского и гравий Гулькевического карьеров фракций 5—40 и 40—80 мм.

Основной объем бетона уложен марки 170—250 (72%). Типовые составы бетонной смеси подбирались из расчета получения проектной марки в 28 и 45 дней, а с 1957 г. — в 180 дней, при этом на новых составах с уменьшенным расходом цемента уложено 7,5% бетона. Так, например, для бетона марок 250, В4, МРЗ-100 на гравии Репнянского карьера (фракции 5—40 мм — 50%) расход материалов составлял: цемента — 260 кг, песка — 600 кг, щебня — 1323 кг, воды — 160 л, ССБ — 0,52 л;  $B/C = 0,6$ , осадка конуса — 6—8 см. Средний расход цемента составил 276 кг/м<sup>3</sup> без учета потерь. В процессе работ составы корректировались лабораторией строительства в зависимости от характеристики материалов и условий производства работ.

Наибольший объем бетона был выполнен с применением в качестве пластификатора сульфитно-спиртовой барды за счет заводского пластифицированного цемента.

Проектная марка подтверждалась наличием 85% проектной прочности и выше. Водонепроницаемость бетона проверялась на образцах 20 × 20 × 20 см.

Для определения качества уложенного бетона непосредственно в сооружениях были выбурены керны и монолиты непосредственно из блоков с последующим испытанием скважин на водопоглощение, а кернов — на прочность, водонепроницаемость и морозостойкость.

Всего было испытано 107 блоков, пробурена 141 скважина, или 610 пог. м, извлечено 8 монолитов. На водопоглощение были испытаны все (141) скважины.

Величины прочности бетона по кернам в основном подтвердили данные прочности бетона в контрольных образцах.

За счет более экономичного проектирования марки бетона и снижения расхода цемента средняя прочность бетона превышает проектную норму всего на 5—7%, тогда как, например, на Волж-

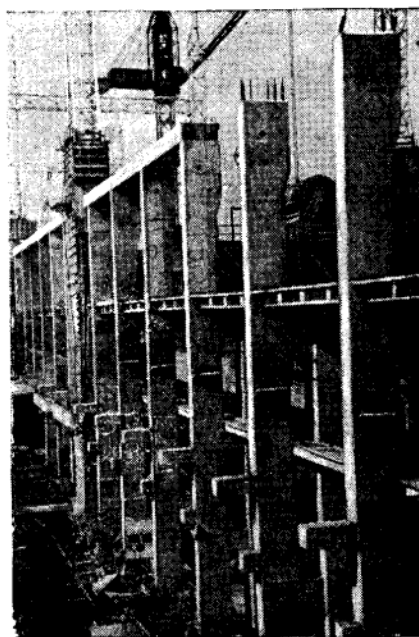


Рис. 3. Каркас машинного зала ГЭС (сборный железобетон)

ской ГЭС имени В. И. Ленина превышение проектной марки достигает 42%.

Применение проектной марки бетона по прочности, отнесенной на 180-й день, является вполне оправданным мероприятием, которое дает большую экономию цемента.

В отдельных блоках массивных частей сооружений после бетонирования были обнаружены температурные трещины с раскрытием до 3 мм (в межблочных швах). Большинство трещин было в блоках нижних ярусов здания ГЭС и водосливной плотины, постоянно находящихся под водой.

На фундаментной плите напорной грани ГЭС было обнаружено 69 трещин, включая температурные и поверхностные усадочные трещины.

Одной из основных причин появления этих трещин следует считать неравномерное распределение температур по поперечному сечению блоков при их охлаждении. Второй причиной появления трещин явилось бетонирование удлиненных блоков, при охлаждении они сильно натягивались на более холодную ранее выполненную кладку и рвались. Так, например, наибольшее количество трещин образовалось в стенах мокрой и сухой потерн ГЭС, блоки которых имели длину 60 м и сечение 3 × 3,7 м. Такие трещины вызвали сильную фильтрацию воды.

В зимнее время фильтрация воды через отдельные трещины составила 4—5 л/мин.

Все обнаруженные трещины тщательно цементовались, и монолитность сооружений была полностью восстановлена.

#### ВЫВОДЫ

1. Применение марок бетона с проектной прочностью, отнесенной к 180-дневному возрасту, поз-



волило использовать бетонные смеси с меньшим расходом цемента, довести его в среднем по строительству до  $276 \text{ кг/м}^3$ , что ниже по сравнению с фактическим расходом цемента на Волжской ГЭС имени В. И. Ленина примерно на 10%.

2. В качестве крупного заполнителя следует применять щебень и гравий нескольких фракций, от 5—10 до 80—120 мм, что вместе с качественным песком позволит получить более плотный и долговечный бетон с меньшим расходом цемента.

3. Следует разработать и применить специальные

средства для регулирования температуры внутри массивных блоков с целью снижения температурных напряжений и устранения опасности образования трещин в сооружении.

4. При возведении бетонных сооружений хорошо себя зарекомендовали бесштрапная установка закладных конструкций, плитоблоки, облицовочные плиты и блоки. Укладывать бетон за ними следует особенно тщательно во избежание последующей цементации раковин и неплотностей, образующихся в густоармированных местах блоков.

## Бетонные заводы на строительстве Волгоградгидростроя

Инж. Ф. Ф. ПЕТРОВСКИЙ

На строительстве этого энергетического гиганта 5,36 млн.  $\text{м}^3$  бетона для основных сооружений было выдано двумя бетонными заводами (рис. 1 и 2). Первый — в пойме Волги, состоял из двух бетоносмесительных корпусов, по две секции в каждом, с гнездовым расположением бетономешалок емкостью по 2400 л, второй — имел один двухсекционный корпус и размещался на продольной перемычке котлована. Производственная мощность заводов — 1800 и 900 тыс.  $\text{м}^3$  бетона в год.

Цемент на строительство поступал с 10 заводов 17 сортов. Это ухудшало работу заводов, так как не все марки цемента были взаимозаменяемыми. Основные применявшиеся марки — 400 и 500.

Цемент выгружался из вагонов цементоводом в аэролотки, по которым попадал в приемные бункера растворного отделения, откуда пневмопитателями подавался по стальным трубопроводам (диаметром 180 мм) в банки силосного цеха или непосредственно в надбункерное отделение бетоносмесительного цеха.

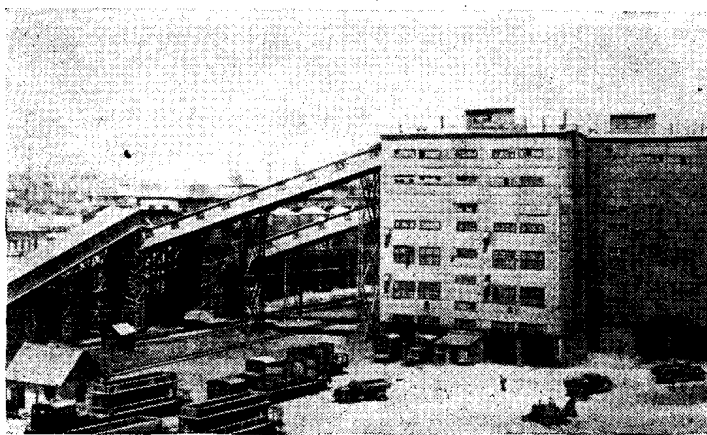


Рис. 1. Большой бетонный завод Волгоградгидростроя

Крытые вагоны разгружались вакуумными разгрузителями типа С-347 и С-362А. Звено из одного моториста и двух подсобных рабочих разгружало 60-тонный вагон цемента за 1,5—2,5 часа.

Цемент, поступавший в баржах, также разгружался вакуумными разгрузителями. На причале был сооружен промежуточный цементный склад из трех 1000-тонных банок, откуда цемент по трубопроводам сжатым воздухом подавался на основной склад.

Из банок цемент подавался передвижными пневмопитателями в надбункерное отделение. Дополнительные трубопроводы давали возможность закачивать цемент из любой банки на любую секцию смесительного цеха.

Водомаслоотделители на магистралях сжатого воздуха позволили ликвидировать сводообразования в бункерах и балках.

Разделение цемента и воздуха в надбункерном отделении бетоносмесительного цеха производилось циклоном и 48-рукавным фильтром. К каждому циклону подходило по три цементопровода, от каждого ряда банок силосного цеха. Переключение цементопроводов производилось клиновыми заглушками.

Обогрев заполнителей в зимнее время предусматривался в бункерах с глухими паровыми регистрами для щебня и перфорированными для песка. Существенный недостаток бункеров подогрева заключался в том, что мерзлые материалы подавались по целой системе ленточных транспортеров и смерзшиеся комья часто застревали в течках и переходных бункерах.

Кроме того, обогрев материалов был неравномерным, так как в верхней и средней части бункера ни песок, ни щебень на всю глубину не прогревался.

На обоих заводах были созданы открытые карты подогрева заполнителей. Их преимущество заключается в том, что прогрев идет снизу и в течки песок и щебень поступают снизу же, имея темпера-

туру около  $40^{\circ}$ . В дальнейшем большая часть материалов подогрелась на открытых картах. В условиях Волгоградгидростроя при относительно малоснежных зимах открытые карты являются наиболее эффективным способом подогрева заполнителей.

Для повышения надежности работы транспортного хозяйства цеха заполнителей все транспортеры были заблокированы, тем самым на много сократились случаи завалов на переходных бункерах. Пуск и остановка транспортеров производились с центрального пульта. Эти мероприятия значительно улучшили работу цеха при одновременном сокращении обслуживающего персонала.

Переходные течи на ленточных транспортерах, изготовленные из листовой стали, быстро истирались и выходили из строя. Для борьбы с этим явлением на Волгоградгидрострое применялись два способа: первый — создание у течи «мертвой пазухи», когда в наклонной части переходной течи делался «карман», который при закачке сразу заполнялся подаваемым материалом, и второй — установка в течку съемной продольной решетки из круглой стали диаметром 20—22 мм. При значительном износе сетка просто заменялась. Оба способа в достаточной степени эффективны.

Каждая секция бетоносмесительного цеха имела бункера, разделенные перегородками на отсеки для песка, щебня и цемента. Заполнители подавались ленточными транспортерами наклонной галереи надбункерного отделения и распределялись по отсекам поворотной воронкой. Схема транспортеров и течек давала возможность одновременно закачивать материалы на обе секции. Уплотнительные кольца этой воронки затрудняли ее движение, часто являлись причиной заклинивания ее, что приводило к невозможности подачи материалов в бункера. В дальнейшем кольца были сняты и зазор между поворотной воронкой и окнами бункеров равнялся 5—8 см.

На заводах для промывки загрязненного щебня имелись гравиемойки. Отсутствие промежуточного бункера после гравиемойки приводило к тому, что щебень попадал в смесительный цех слишком мокрым и, хотя производилась постоянная корректировка дозы воды, первые замесы были излишне пластичными.

На заводах применялись автоматические весо-

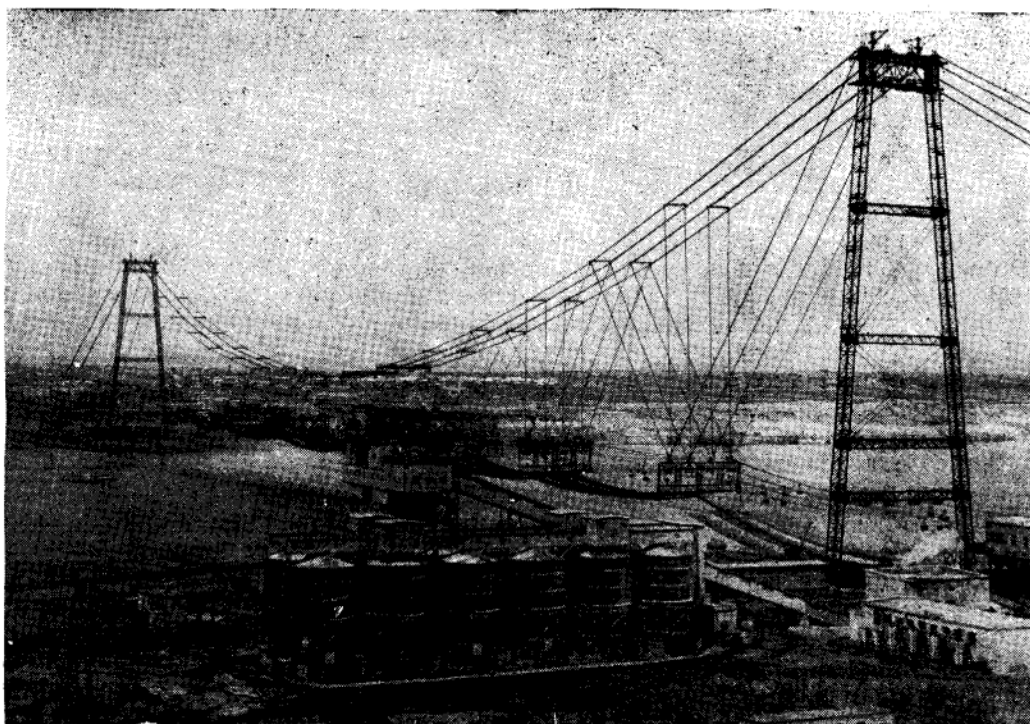


Рис. 2. Малый бетонный завод на продольной перемычке

вые дозаторы, управление которыми шло с пульта дозировочного отделения. Загружались бетономешалки автоматически в три очереди. Величину интервалов обеспечивали реле времени. Проектная очередность загрузки материалов была следующей: 1) цемент, вода; 2) песок, крупный щебень; 3) мелкий щебень. С точки зрения качества бетона такая последовательность загрузки материалов была вполне приемлемой. Но с точки зрения эксплуатации оборудования результат был крайне отрицательным, так как, несмотря на ежечасную промывку, через 8—12 час. работы внутренняя поверхность бетономешалки и ее лопасти покрывались слоем схватившегося бетона толщиной 5—8 см, который удалялся отбойным молотком. После изменения порядка загрузки [1) вода, мелкий щебень; 2) цемент, песок; 3) крупный щебень] такое интенсивное загрязнение бетономешалок прекратилось и чистить их стали не чаще четырех раз в месяц.

Перемешивание бетонной смеси длилось 2 мин. летом и 2,5 мин. зимой, контроль осуществляли командно-электрические приборы (КЭП). Был создан пункт выдачи бетона, где располагался пульт, с которого производилось опрокидывание бетономешалок и выгрузка бетона из бункеров готовой смеси. Сигналы КЭП о готовности замесов зажали соответствующие лампочки на пульте. В дальнейшем нижние затворы дозаторов были заблокированы со схемами опрокидывания бетономешалок и поворотной воронки, т. е. при установке поворотной воронки на невыгруженную бетономешалку нижние затворы дозаторов не открывались.

На автотранспорт бетон выдавался преимущественно с осадкой конуса 4—6 см, а на железнодорожный — 6—8 см. Для наиболее густоармированных блоков бетон приготавливался на мелком гравии Гулькевичского карьера и имел осадку конуса 10—12 см.

Бетон выдавался, как правило, пластифицированным. Цемент Себряковского завода имел пластификатор в своем составе. При применении цемента других заводов в воду во время загрузки добавлялась спиртово-сульфитная барда, которая из специального помещения — бардоприсадочной — закачивалась в резервуар, находящийся в дозирочном отделении. Автоматический дозатор барды выгружал ее в сливную трубу водяного дозатора одновременно со сливом воды, которая первоначально подавалась из скважины, а в дальнейшем из Волги плавучими насосными станциями.

Для приготовления бетона крупная фракция заполнителя (80—120 мм) не применялась, так как при укладке бетона в основные сооружения широко использовались виброхоботы и бетононасосы. Люки бадей и бункеров железнодорожных платформ были относительно небольшими, это приводило к некоторому перерасходу цемента.

Из конструктивных недостатков заводов можно отметить следующие:

Вторая секция первого бетоносмесительного цеха и третья секция второго цеха большого бетонного завода располагались одна за другой на одной железнодорожной линии. Такая компоновка, по мысли проектировщиков, должна была ускорить

погрузку бетона на железнодорожный транспорт. Результат же получился отрицательный. При выдаче бетона на автомашины две бетономешалки третьей секции не работали, потому что к ним не было подъезда. При выдаче на железнодорожный транспорт затруднялся маневр мотовозов. Гораздо удобнее было бы расположить все секции на одной линии и подавать материалы по общей наклонной галерее четырьмя транспортерами. Значительно ускорила бы погрузка бетона, если бы бункера готовой смеси были общими на каждые две бетономешалки, как это было сделано на малом бетонном заводе, и дало возможность грузить каждую платформу всеми четырьмя бетономешалками. Поэтому на заводе № 2 мотовоз грузился вдвое быстрее, чем на первом заводе.

Малый бетонный завод имел слишком пологие бункера сухой смеси. Их угол составлял около 45° вместо необходимых 55°. Это приводило к тому, что при загрузке одного замеса часть песка и цемента оставалась на стенках бункера. При загрузке следующего замеса этот остаток обрушивался. В результате замесы получались с колебаниями пластичности на 2—3 см осадки конуса. Особенно часто такие случаи происходили в зимнее время, когда подавался горячий и влажный песок. Бункер сухой смеси запотевал и покрывался цементной коркой, еще более затруднявшей скольжение материалов.

Изучение опыта эксплуатации заводов позволит в дальнейшем повысить эффективность использования автоматизированных бетонных заводов на новых крупных гидротехнических стройках.

## Мост из армированного керамзитобетона

Инженеры Ф. И. ЕМЕЛЬЯНОВ, Ю. В. ЗИЦЕРМАН

В районе строительства Волжской ГЭС имени XXII съезда КПСС для автомобильной связи между городом Волжским и о. Зеленым построен мост через р. Ахтубу.

Конструкция его (рис. 1) состоит из пяти балочных разрезных пролетов: 16,13+3×22,80+16,13 м. Ширина проезжей части моста 8 м, тротуаров 1,5 м. Опоры моста имеют свайное основание. Промежуточные бетонные массивные опоры, суженные сверху, заканчиваются железобетонной насадкой.

Первоначальным проектом железобетонные балки пролетного строения были намечены типовые, сборные, таврового сечения.

По предложению Волгоградгидростроя и Московского автомобильно-дорожного института (кафедрой конструкции МАДИ под руководством проф. И. Г. Иванова-Дятлова) эти пролетные строения были заменены на керамзитожелезобетонные балки с предварительно напряженной арматурой.

Было установлено, что на керамзите завода в г. Волжском можно получить керамзитобетоны марок 200—400, вполне пригодные для изготовления несущих конструкций с обычной и предварительно напряженной арматурой<sup>1</sup>.

Для изготовления балок пролетного строения применялся керамзитобетон марки 300.

В состав каждого пролетного строения моста входят четыре сборные предварительно напряженные керамзитожелезобетонные балки (рис. 2) корытообразного сечения, объединенные в единую монолитную систему плитами проезжей части.

Основные расчетные данные по бетону балки приведены в таблице.

Коэффициенты запаса при расчете на основные нагрузки приняты следующие: для твердой стали при достижении предела прочности при растяже-

<sup>1</sup> «Бетон и железобетон» № 9, 1961 г. Статья: С. А. Зверев, Д. Г. Ярошенко, «Исследование работы керамзитожелезобетонных балок покрытия».

нии — 2,5; для бетона при достижении предела прочности при растяжении (главные напряжения) — 2,2 и при проверке трещиностойкости — 1,2.

Суммарные потери напряжения в арматуре для пучков № 1, 2, 3 (рис. 2) соответственно приняты 3309, 2888 и 2383  $\text{кг/см}^2$ , в том числе 1525  $\text{кг/см}^2$  от усадки и ползучести бетона.

Наибольшие монтажные напряжения в пучках без учета потерь составляли 0,55 предела прочности арматуры, а максимальные напряжения в бетоне на уровне пучков в середине пролета с учетом собственного веса армоэлемента и плит омоноличивания — 131,6  $\text{кг/см}^2$ .

Для обеспечения монолитности балок с плитой покрытия в балках устроены выпуски арматуры. Плиты покрытия выполнены также из керамзитожелезобетона.

Предварительно напряженная арматура, состоящая из шести мощных пучков, располагается на дне корыта и при натяжении доступна для просмотра и контроля напряжений.

Балки пролетного строения в количестве 12 шт. длиной по 22,7 и 8 шт. длиной по 15,24 м полностью были изготовлены на заводе плит-оболочек Волгоградгидростроя.

Объем керамзитобетона на один элемент длиной 22,7 м составляет 14,7  $\text{м}^3$ , а вес, включая арматуру, — 28 т.

Для сохранения геометрических размеров балки и оформления внешней поверхности применялась наружная металлическая опалубка.

После монтажа щитов металлической наружной опалубки на плазах открытой площадки производится армирование тела балки сетками, каркасами и штучной арматурой. Арматурный каркас корытообразного элемента состоит из вертикальных стержней (хомутов) периодического профиля диаметром 12 мм и продольной арматуры диаметром 10 мм. Расход металла ненапряженной арматуры составляет 164 кг на 1  $\text{м}^3$  керамзитобетона.

Вслед за монтажом армокаркаса производится установка внутренней опалубки из деревянных

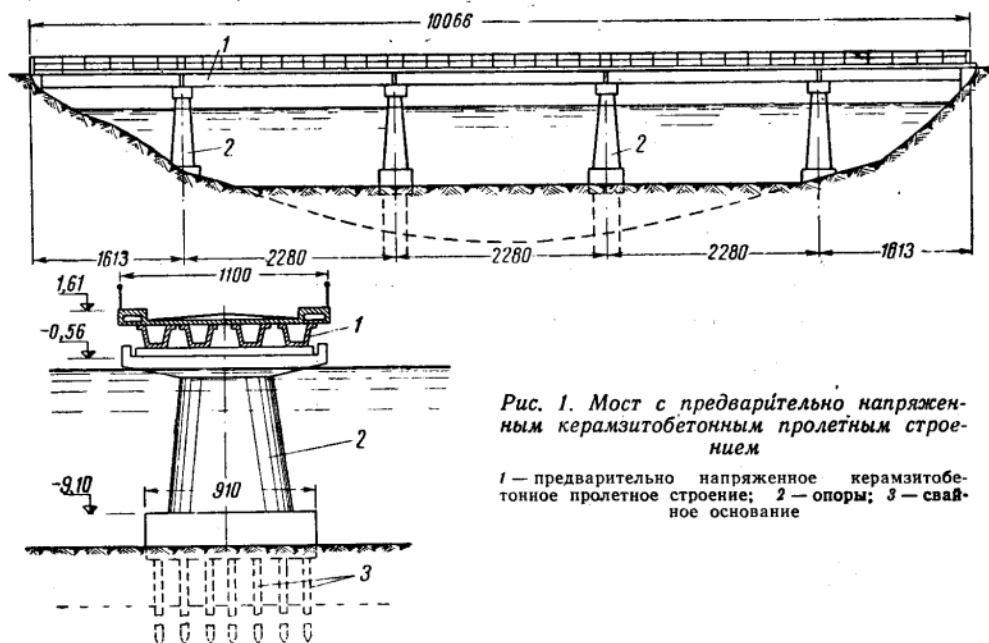


Рис. 1. Мост с предварительно напряженным керамзитобетонным пролетным строением

1 — предварительно напряженное керамзитобетонное пролетное строение; 2 — опоры; 3 — свайное основание

щитов и досок. Собранный таким образом армокаркас в опалубке двумя козловыми кранами транспортируется в пропарочную камеру.

Для получения керамзитобетона марки 300 на керамзите г. Волжского установлена следующая дозировка компонентов:

Цемент марки 500	550 кг
Песок крупнозернистый	400 кг
Песок керамзитовый с объемным весом 1 $\text{т/м}^3$ фракцией до 5 мм	265 кг
Гравий керамзитовый размером 5:15 мм объемным весом 0,75 $\text{т/м}^3$	430 кг
Вода	210 л
$V/C=0,382$ , осадка конуса	4—5 см

Уплотнялась смесь вибраторами с гибким шлангом И-16 и И-121. Предварительно напряженная арматура армоэлемента (рис. 3) пролетом 22,7 м состоит из шести арматурных пучков по 42 проволоки диаметром 5 мм в каждом. Два крайних пучка имеют перегибы в четвертях пролета.

Стальная углеродистая холоднокатаная проволока, удовлетворяющая требованиям ГОСТ 7348—55, при испытании показала временное сопротивление разрыву 17 000  $\text{кг/см}^2$ . Все пучки состоят из отдельных семипроволочных прядей, скрепленных между собой скрутками проволоки диаметром 3 мм через каждый метр длины. Пряди скреплены спиральной обмоткой из проволоки 1,6 мм.

Анкеровка концов пучков выполнена по системе ЦНИИС Минтрансстроя. На пучок одевается обжимное кольцо, концы проволоки загибаются в крюки, затем одеваются ограничительная шайба и анкерный стакан, который закрепляется в проектное положение коническим вкладышем, забиваемым в центр пучка молотком.

В процессе сборки анкерных стаканов необходимо соблюдать совпадение оси стакана с осью пучка и перпендикулярность пучка дну стакана.

Таблица

Объемный вес в $\text{т/м}^3$	Марка бетона в $\text{кг/см}^2$	$E$	$R_H$	$R_D$
		в $\text{кг/см}^2$		
1,8—1,9	300	250 000	250	22

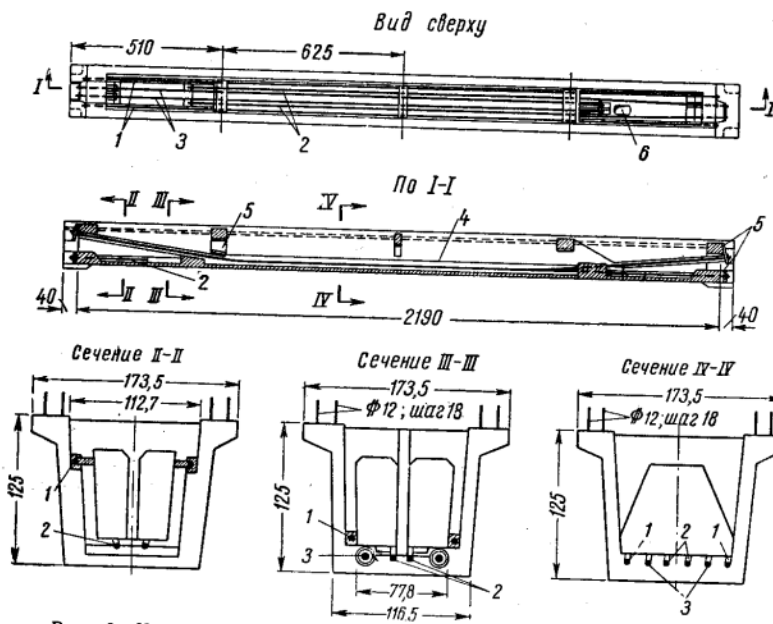


Рис. 2. Керамзитожелезобетонная балка с предварительно напряженной арматурой

1 — пучок № 1; 2 — пучок № 2; 3 — пучок № 3; 4 — бетон омоноличивания пучков; 5 — лист толщиной 1,6 мм; 6 — смотровой лаз

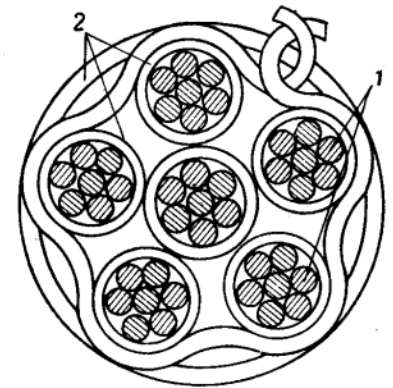


Рис. 3. Пучок из 42 проволок диаметром 5 мм

1 — стальная проволока,  $\sigma_p = 1500 \text{ кг/см}^2$ ,  $d = 5 \text{ мм}$ ;  
2 — спиральная обмотка проволокой  $d = 1,6 \text{ мм}$

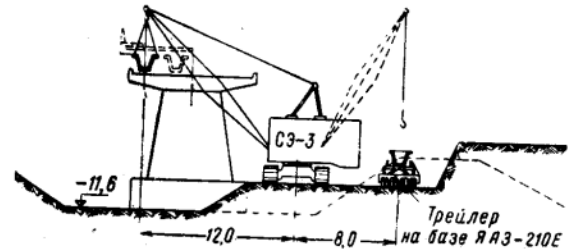


Рис. 4. Установка керамзитожелезобетонных балок

Запрессовка стакана производится керамзитобетоном марки 500. Для ускорения твердения смеси стаканы заключаются в микрокамеры и подвергаются пропариванию.

Заанкеренные пучки транспортируются затем в пропарочную камеру, где монтируются в оставленные в балке прорезы. После достижения балкой 100% прочности она распалубливается. Для натяжения пучков арматуры применялся 90-тонный домкрат.

Для выяснения полной картины работы балки на расчетные нагрузки и местные усилия по смятию керамзитобетона под анкерными колодками была изготовлена дополнительно балка для испытания на статическую нагрузку, соответствующую собственному весу моста, эксплуатационной временной (Н-18 и НК-80) и разрушающей нагрузкам, согласно ТУ 204-54.

Нагрузка на балку была разбита на шесть ступеней и создавалась укладкой железобетонных плит и гидравлическими 100-тонными домкратами (сосредоточенные нагрузки).

При общей нагрузке на балку  $P = 100 \text{ т}$  (что соответствует изгибающему моменту в середине пролета  $M_{1/2} = 555,3 \text{ т/м}$ ) были обнаружены трещины в середине пролета. Ширина раскрытия не превышала 0,1 мм, длина 30—50 см. На опорах появились косые веретенообразные трещины длиной 20—30 см с шириной раскрытия 0,05 мм.

После нагружения балки до степени, соответствующей теоретически разрушающей нагрузке, разрушения не произошло, ширина трещин увеличилась до 0,2—0,3 мм.

Испытание показало, что суммарный прогиб на середине пролета при нагрузке по полной эксплуатационной схеме составил 2,448 см, что меньше теоретического — 2,94 см. Трещиностойкость балки обеспечена, коэффициент запаса 1,67, что больше принятого — 1,2.

Для выявления экономии сравнивается стоимость пролетных строений рассматриваемого моста и моста-путепровода, построенного на правом берегу, где применены обычные железобетонные балки таврового сечения пролетом 21,5 м (балки обоих мостов примерно одинаковой длины).

1 м<sup>3</sup> железобетона обычной балки моста-путепровода стоит 102,1 руб.; 1 м<sup>3</sup> керамзитожелезобетонной балки с преднапряжением арматуры — 96 руб., т. е. экономия 6,1 руб. на каждом 1 м<sup>3</sup>.

Перевозка пролетных строений с завода плитоболочек к месту монтажа осуществлялась на специально оборудованном сцепе на базе автосамосвала ЯАЗ-210Е. Передняя площадка сцепа образована рамой самосвала (кузов снят), а задняя — прицепной тележкой с усиленными рессорами. Монтаж балок производился краном на базе экскаватора СЭ-3 со стрелой 15 м. Схема монтажа показана на рис. 4.

Плиты проезжей части моста выполнены в монолитном керамзитожелезобетоне.

При бетонировании плит на месте опалубка между балками подвешивалась скрутками из проволоки к арматурным стержням, укладываемым на балки. Для подвески опалубки тротуарных плит, бетонируемых во вторую очередь, было заложено

жено угольковое железо. Бетон подавался краном.

После сдачи моста во временную эксплуатацию проводились статические и динамические испытания.

Статические испытания показали достаточную прочность и жесткость сооружения. Упругие прогибы в балках, замеренные в середине пролета, составили около  $1/6000$  пролета.

Динамические воздействия на балку пролетного строения (IV пролета) осуществлялись одним груженным автомобилем марки МАЗ-205, пропущенным по мосту с разными скоростями (от 5 до 55 км в час), асимметрично относительно продольной оси моста.

Для получения ударного воздействия автомобиль пропускался на малой скорости, 5—10 км/час, через искусственные трамплины высотой 5 и 10 см, которые устанавливались в середине пролета, при этом измерялись наибольшие статические и динамические прогибы отдельно от удара переднего и заднего скатов.

Для создания собственных колебаний пролетного строения применялось ударное воздействие по середине пролета. В качестве возбудителя использовался груз весом 2,5 т, сбрасываемый с высоты 0,5—1 м на песчаную подушку высотой 15—20 см.

Испытания показали следующие результаты: динамические коэффициенты находятся в зависимости от скорости движения автомобильной нагрузки и изменяются с ее увеличением в пределах 1,08—1,32, что превосходит нормативное значение на 7—13%;

наличие неровностей в полотне резко повышает динамические коэффициенты;

продолжительность свободных вертикальных колебаний не превышает 3 сек., что свидетельствует о значительной величине декремента затухания, средняя величина которого составляет около 0,4 сек.;

период свободных вертикальных колебаний около 0,18 сек. для пролетного строения  $l=21,9$  м и около 0,10 сек. для пролетного строения  $l=15,2$  м. Величины периодов свободных вертикальных колебаний возрастают с увеличением пролета и очень близки к соответствующим пролетным строениям из обычного бетона.

Результаты, полученные в процессе натурных динамических испытаний предварительно напряженного керамзитожелезобетонного моста, хорошо согласуются с соответствующими данными динамических испытаний мостов из обычного железобетона.

## Опытный железобетонный затвор

Инж. Д. Г. ЯРОШЕНКО

Затворы гидротехнических сооружений как в нашей стране, так и за рубежом изготавливаются главным образом из металла в виде сварных, клепаных и литых стальных конструкций.

Задача экономии металла и снижения стоимости затворов требовала найти возможность более широкого применения железобетонных затворов. Однако этому мешало отсутствие бетона высоких марок, что приводило к увеличению габаритов конструкций затворов и в свою очередь требовало увеличения пазов бычков и повышения грузоподъемности обслуживающих механизмов.

В настоящее время строительная индустрия может получать цемент высоких марок и высокопрочные арматурные стали.

Проектными работами ОКБ Гидропроекта, его Волгоградского филиала и Гидростальпроекта доказано, что затворы из предварительно напряженного железобетона позволяют снизить расход металла в 3—4 раза при значительном снижении их стоимости по сравнению с металлическими (табл. 1).

Гидростальпроектом совместно с заводом плитоблошек Волгоградгидростроя был изготовлен и испытан на Волжской ГЭС имени XXII съезда КПСС рабочий затвор водосброса из предварительно напряженного железобетона.

3 Зак. 123

Затвор (рис. 1) представляет собой массивную железобетонную плиту пролетом 4,99 м и высотой 3,215 м переменной толщины: у опоры — 0,6 м, в середине пролета — 1,1 м. Напрягаемая арматура из горячекатаной стали периодического профиля диаметром 36 мм, марки 35ГС, упрочненная вытяжкой до  $\sigma=5500$  кг/м<sup>2</sup> при контроле усилий и удлинений.

Таблица 1

Наименование материалов	Стальной литой затвор		Стальной клепаный затвор		Опытный затвор из предварительно напряженного железобетона	
	вес в т	стоимость в руб.	вес в т	стоимость в руб.	вес в т	стоимость в руб.
Стальное литье	14,5	6858,5	—	—	—	—
Стальной прокат	2,7	484	10,8	1890	5	928
Стандартные металлические детали	0,15	36	0,25	100	0,17	40
Бетон	—	—	31,2	264	32,9	410
Прочие материалы	0,16	125	0,06	80	0,13	108,5
Итого	17,51	75 035	42,31	23 180	38,83	14 765

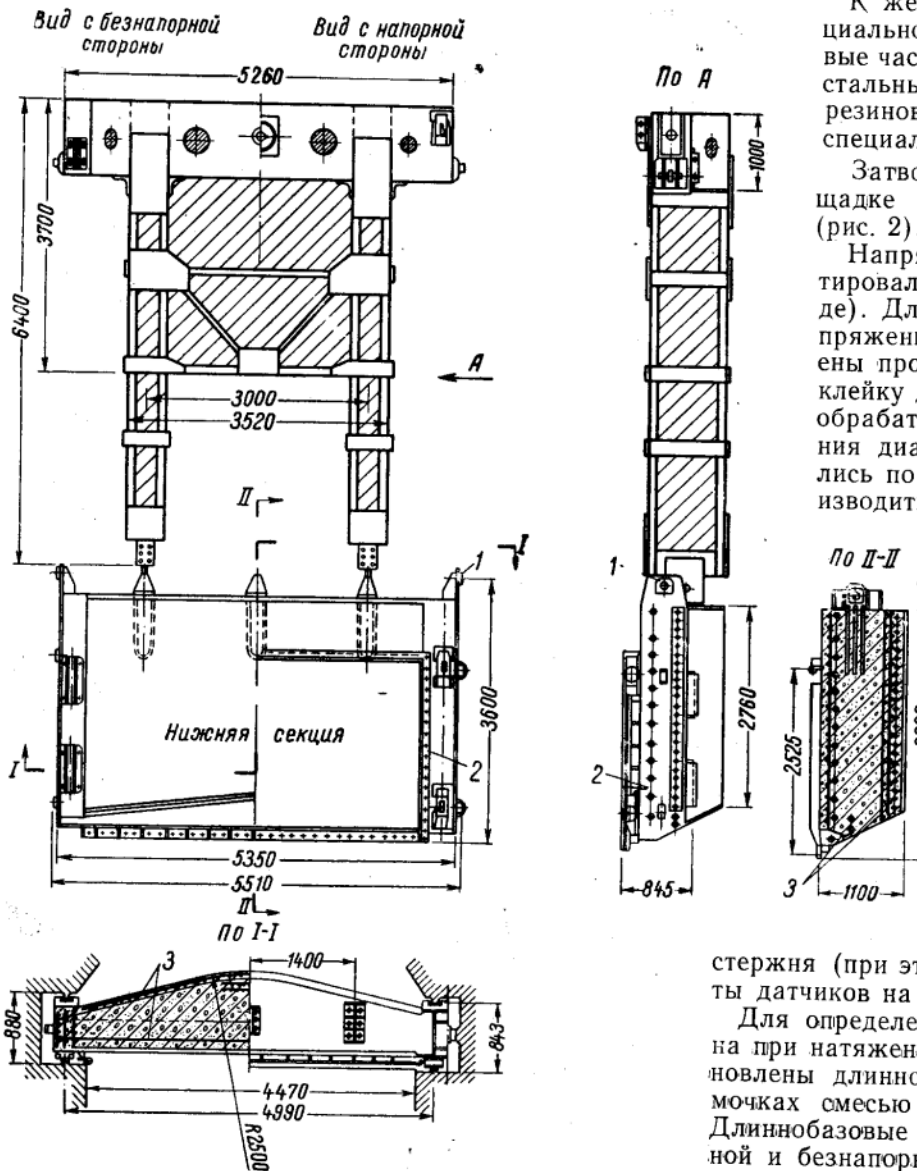


Рис. 1. Опытный железобетонный затвор

1 — проушина для подвески затвора; 2 — боковое уплотнение; 3 — предварительно напряженная арматура 37 Ø 36П

Для предотвращения сцепления с бетоном напрягаемые стержни расположены в каналах — трубках из кровельной стали. Криволинейные каналы образованы из газовых труб. Анкеровка на торцах затвора осуществляется гайкой, навинченной на арматурный стержень. Для равномерной передачи усилий натяжения по всему сечению бетона предусмотрен стальной торцовый лист.

Напорная и низовая грани затвора, воспринимающие удары от плавающих тел, армированы сетками из стержней диаметрами 16 и 10 мм с ячейками 200×200 мм. Опорные части плиты затвора усилены такими же сетками, расположенными в три ряда. Все ребра плиты затвора окантованы уголковой сталью.

К железобетонной плите затвора специальной арматурой крепятся опорно-подводящие части уплотнения, обычно принятые для стальных затворов. Уплотнение состоит из резиновой полосы, которая прикреплена к специальному листу.

Затвор изготовлялся на открытой площадке на дерево-металлическом стенде (рис. 2).

Напрягаемая и обычная арматура монтировалась непосредственно в форме (стенде). Для дополнительного контроля ее напряжения на восьми стержнях были наклеены проволочные тензодатчики. Под наклейку датчиков 60-миллиметровый участок обрабатывался абразивным кругом до сечения диаметром 33 мм. Датчики соединялись по мостовой схеме, позволяющей производить как статические измерения

пряжения в данном сечении стержня, так и динамические в процессе испытания на ГЭС. Датчики были установлены на четырех прямолинейных и четырех криволинейных стержнях. На прямолинейных стержнях датчики наклеивались в одном сечении на расстоянии 500 мм от конца стержня. На криволинейных стержнях датчики были наклеены в двух сечениях: на прямолинейном участке — аналогично прямолинейному стержню, на криволинейном — в средней части

стержня (при этом исключается возможность работы датчиков на изгиб).

Для определения напряженного состояния бетона при натяжении арматуры в тело его были установлены длиннобазовые датчики, залитые в формочки смесью карбинольного клея с цементом. Длиннобазовые датчики, установленные по напорной и безнапорной граням затвора, контролировали трещиностойкость бетона.

Бетон укладывали от среднего сечения затвора (места наибольшей вогнутости днища стенда) к его концам. Первые слои бетона по днищу стенда особенно тщательно прорабатывались глубинными вибраторами вследствие большой насыщенности их обычной и напрягаемой арматурой. Подача бетона к месту укладки шла непрерывно.

В процессе бетонирования из разных слоев уложенного бетона было изготовлено 18 кубиков размерами 100×100 мм, которые находились в тех же условиях, что и опытная конструкция.

После окончания укладки бетона его поверхность была покрыта древесными опилками, увлажнявшимися 2 раза в сутки. Твердение бетона происходило на воздухе при средней температуре 30° в течение 37 дней. После набора им проектной прочности (400 кг/м<sup>3</sup>) производилось натяжение арматуры и инъектирование каналов цементным раствором.

Схема натяжения арматуры показана на рис. 3. Прямые стержни натягивались одним, а кривые — двумя домкратами. Натяжение производилось ступенями по усилиям. I ступень: группа стержней № 1—7—прямолинейные  $P_1=20$  т, криволинейные  $P_1=10$  т; группа стержней № 8—криволинейные  $P_1=20$  т; группа стержней № 9—15—прямолинейные  $P_1=35$  т, криволинейные  $P_1=35$  т. II ступень: группа стержней № 1—20—прямолинейные  $P_2=45$  т, криволинейные  $P_2=45$  т.

Питание домкратов производилось от двух насосных установок, расположенных на затворе.

Было получено хорошее совпадение измеренных и расчетных напряжений.

Испытания затвора на третьей секции водосброса ГЭС были проведены в соответствии с программой, предусматривающей статические и динамические воздействия. Проверялись главным образом трещиностойкость конструкции, характер вибрации бычков водосброса, собственные колебания затвора, подъемные и посадочные усилия.

Статические испытания опытного затвора от действия гидростатической нагрузки показали высокую трещиностойкость конструкции.

Расстановка виброметров  $B$  и датчиков давления  $ДН$  и  $ДВ$  показана на рис. 4.

Механическим виброметром, установленным в середине пролета грани затвора, определялись перемещения затвора; пульсация давления измерялась по двум датчикам давления, установленным на нижней  $ДН$  и верхней  $ДВ$  гранях затвора. Механические виброметры  $C1$  и  $C2$ , установленные в пазах бычков на высоте примерно 5 м от порога, позволили определить характер колебания бычков и влияние этих колебаний на вибрацию затвора.

Определение составляющей напряжений при вынужденных колебаниях затвора в потоке производилось при следующих режимах работы затвора: на пороге, на 0,5 м от порога, на 1 м от порога и на 1,5 м от порога.

Таблица 2

Место установки датчиков	$\sigma_{\text{дин}}^{\text{макс}}$ в кг/см <sup>2</sup>	$\sigma_{\text{ст}}^{\text{р}}$ в кг/см <sup>2</sup>	$\frac{\sigma_{\text{дин}}^{\text{макс}}}{\sigma_{\text{ст}}^{\text{р}}}$ в %
В бетоне на напорной грани	3,3	36,2	9,1
На криволинейном стержне	6	65	9,2
„ прямолинейном „	6	35,4	16,9

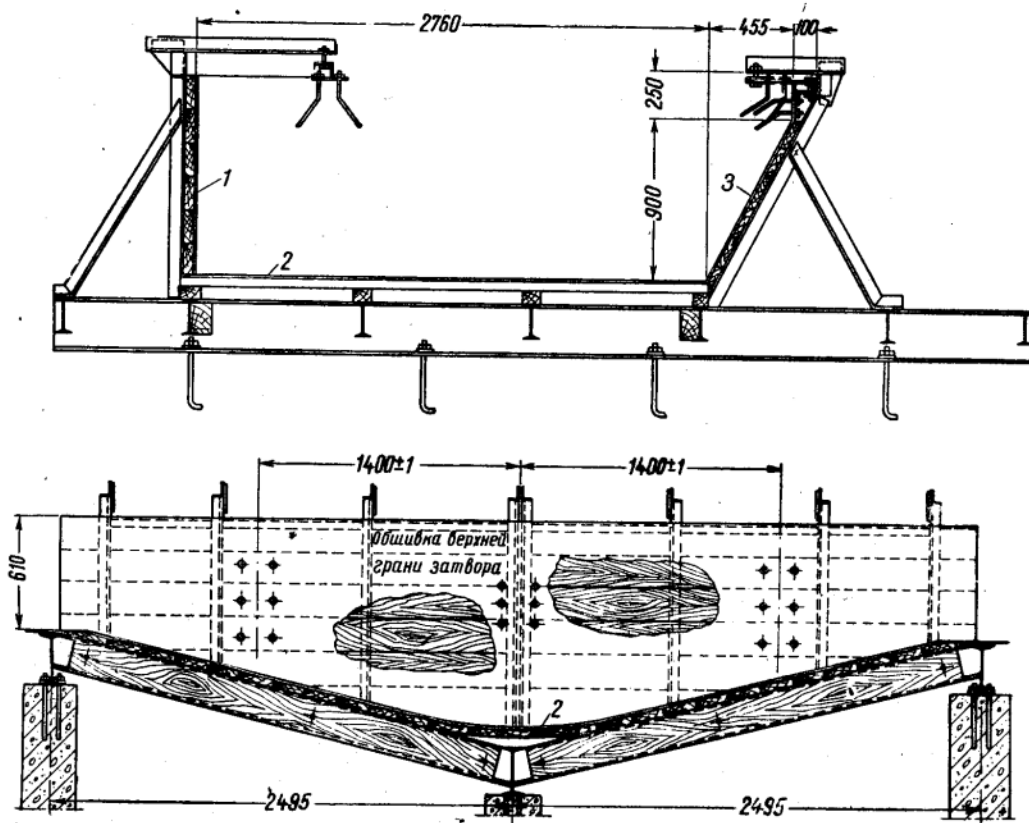


Рис. 2. Схема стенда для изготовления железобетонного затвора

1 — верхняя грань; 2 — безнапорная сторона; 3 — нижняя грань



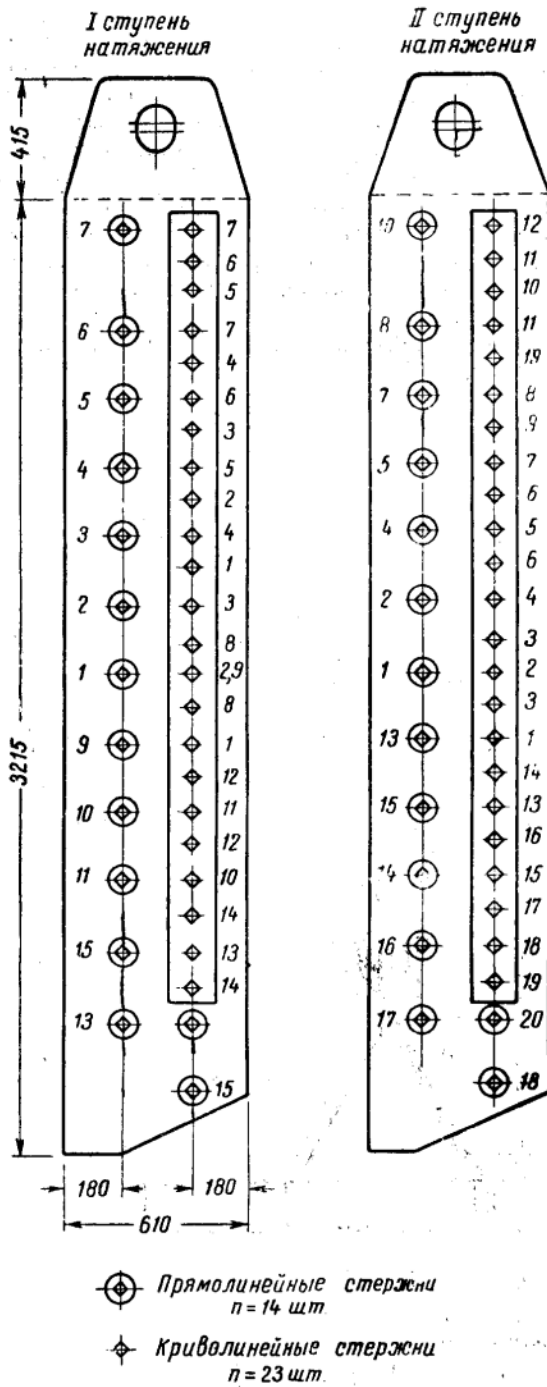


Рис. 3. Схема натяжения арматуры затвора. Цифры на схеме указывают очередность натяжения. Одновременно натягиваемые стержни обозначены одинаковыми цифрами.

Максимальные зафиксированные амплитуды напряжений, определенные по показаниям датчиков на силовой арматуре и в теле бетона, приведены в табл. 2. В ней также помещены расчетные напряжения  $\sigma_{ст}$  от статической нагрузки, соответствующей напору при испытании  $H = 22,3$  м.

Из таблицы видно, что величина динамической составляющей напряжения в бетоне не может оказать существенного влияния на прочность затвора,

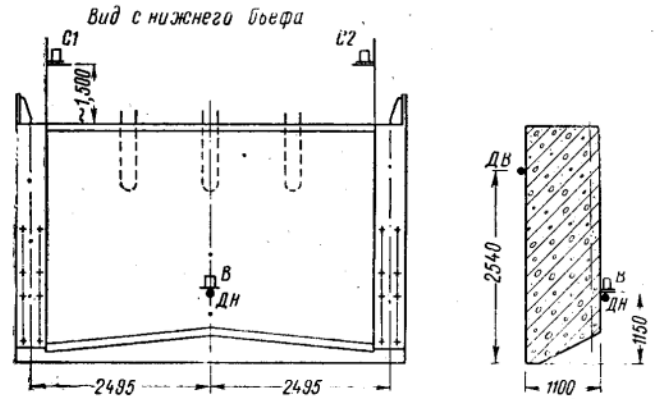


Рис. 4. Схема установки приборов при динамических испытаниях

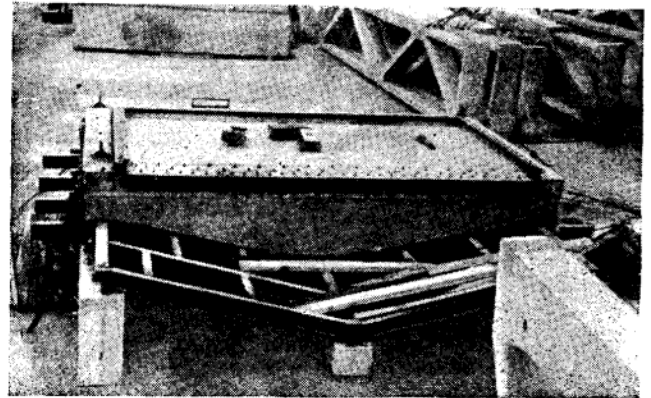


Рис. 5. Готовый затвор в форме-стенде

тем более что статический запас прочности опытного затвора достаточно велик. Результаты опытного определения собственных колебаний затвора свидетельствуют о его большой жесткости и относительной незначительности импульсной нагрузки.

Опыт изготовления предварительно напряженного железобетонного затвора водосброса Волжской ГЭС имени XXII съезда КПСС, результаты статических и динамических испытаний и проверка работы затвора в натурных условиях, начиная с августа 1960 г. по настоящее время, позволяют сделать выводы.

1. Замена металлических затворов гидротехнических сооружений железобетонными с предварительно напряженным армированием вполне возможна и целесообразна.

2. При работе затвора под нагрузкой трещин в бетоне замечено не было.

3. При работе в условиях частичных открытий водосброса на 21, 42 и 63% вибрация затвора незначительна и не представляет опасности для его прочности.

4. Вследствие высокой собственной частоты изгибных колебаний опытного затвора (свыше 200 гц) опасность появления резонанса при вынужденных колебаниях отсутствует.

5. По результатам измерения подъемных и посадочных усилий коэффициент запаса на подъем  $K_n = 1,42$ , на посадку  $K_{оп} = 1,5$ .

# Изготовление предварительно напряженных панелей перекрытий в кассетах

Канд. техн. наук А. К. МКРТУМЯН, инж. Э. С. УРУМЯН

Кассетная технология изготовления крупных панелей получила широкое распространение. Однако предварительно напряженные панели этим способом нельзя было изготавливать. Панели пролетом около 6—7 м, необходимые для домов с гибкой планировкой, изготавливать в обычных кассетах без предварительного напряжения было бы неэкономично в связи с большим расходом стали и бетона.

НИИ экспериментального проектирования и заводом № 12 Главмоспромстройматериалов был разработан проект частичного переоборудования механизированной кассетной установки Гипростройиндустрии, позволяющий изготавливать крупные панели с предварительным напряжением арматуры (рис. 1). По этому проекту (рис. 2) установка была частично демонтирована. Из нее удалили две стенки, а две другие переоборудовали: на одной стенке заменена бортоснастка, на другой установлены кессонообразователи для формовки ребристой панели.

Была сконструирована также кассетная стенка жесткой каркасной конструкции с тонколистовой двухсторонней обшивкой (толщиной 8 мм), которая рассчитана на одностороннее внецентренное обжатие напряженными стержнями общим усилием 100 т и центральное двустороннее обжатие общим усилием 200 т. К стенке с двух сторон приварены упоры, на которые натягиваются стержни. Эта же стенка одновременно служит для обжатия паровой рубашкой, в ней устанавливается пар через нижнюю и верхнюю перфорированные трубы. Для пропуска пара во все отсеки в продольных балках сделаны отверстия. Спуск конденсата обеспечивается через отверстия в нижней балке.

Жесткая и две гибкие стенки были смонтированы в кассетной установке, причем жесткая стенка с упорами для натяжения арматуры

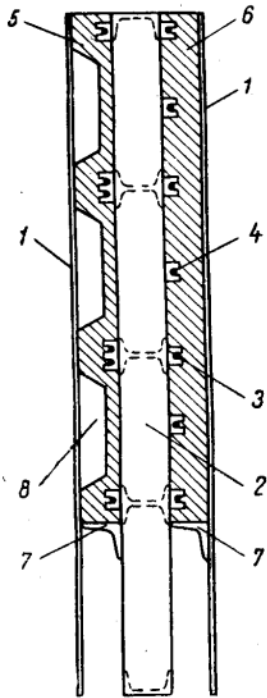


Рис. 1. Схема экспериментальной кассеты

1 — гибкая стойка толщиной 24 мм; 2 — жесткая каркасная стенка; 3 — упор; 4 — натянутая арматура; 5 — ребристая панель; 6 — плоская панель; 7 — бортоснастка; 8 — кессонообразователь

размещена между переоборудованными гибкими стенками.

Образовавшиеся два отсека служат вертикальными формами для ребристой и плоской панели перекрытия. На гибких стенках (причем только с одного торца) укреплены вибраторы. Как показали исследования, проводившиеся на заводе № 12, такая схема вибрации обеспечивает большую амплитуду колебаний, чем при расположении вибраторов с обоих торцов стенки, при котором происходит взаимное гашение амплитуд, создаваемых двумя вибраторами.

Стенка каркасной конструкции до начала экспериментов была испытана на жесткость односторонним обжатием силой 70 т и двусторонним силой 130 т. В обоих случаях обжатие осуществлялось арматурой, напрягаемой методом электронагрева. Прогнба стенки при этом не было и расстояние между упорами, равное 5328 мм, осталось неизменным, что является обязательным условием при использовании электротермического метода натяжения арматуры. Было проведено также испытание этой стенки пробным пуском пара, которое установило равномерное прогревание ее поверхности и отсутствие утечки пара из паровой рубашки.



Рис. 2. Кассетно-формовочная машина с экспериментальными отсеками для предварительно напряженных панелей перекрытий

Установка для электронагрева арматуры была расположена на рабочем мостике кассетной установки. Подготовленные стержни (сталь 30ХГ2С диаметром 14 мм) с высаженными горячей прессовкой анкерными головками в количестве 50 шт. были уложены на рабочем мостике рядом с электроустановкой, отрегулированной на максимальное удлинение стержней 16 мм [ $\sigma_{0 \text{ макс}} = 6000 \text{ кг/см}^2$ , что с необходимым запасом (4 мм) на свободную укладку в упоры составляло 20 мм]. При достижении стержнями необходимого удлинения электроустановка автоматически отключалась, что обеспечивалось срабатыванием конечного выключателя.

При расстоянии между наружными гранями упоров 5328 мм и между внутренними гранями анкерных головок стержней 5316 мм удлинение составляет 12 мм. Этому удлинению соответствует минимально допустимое для данных панелей (при использовании метода электронагрева арматуры) предварительное напряжение  $4500 \text{ кг/см}^2$ .

Для получения среднего расчетного ( $\Delta l_{\text{ср}} = 14 \text{ мм}$ ,  $\sigma_{0 \text{ ср}} = 5250 \text{ кг/см}^2$ ) и максимального ( $\Delta l_{\text{макс}} = 16 \text{ мм}$ ,  $\sigma_{0 \text{ макс}} = 6000 \text{ кг/см}^2$ ) предварительного напряжения применялись мерные шайбы толщиной 2 мм с прорезями. Эти шайбы в количестве 1 или 2 шт. (для получения соответственно  $\Delta l_{\text{ср}} = 14 \text{ мм}$  и  $\Delta l_{\text{макс}} = 16 \text{ мм}$ ) устанавливались на нагретые стержни.

Стержни без шайб, имея в горячем состоянии полное удлинение 20 мм, остывая, натягивались на упоры с конечным удлинением  $\Delta l_{\text{ср}} = 5328 - 5316 = 12 \text{ мм}$ .

Так получались опытные панели с напряжением арматуры от 4500 до 6000  $\text{кг/см}^2$ .

На электроустановке одновременно нагревались четыре стержня, которые на подвесках опускались в кассету, где устанавливались в упоры. После установки в упоры на стержни при необходимости с одной стороны устанавливались мерные шайбы, располагаемые между внутренней гранью анкерной головки и наружной гранью упора. Для обеспечения заводки в упоры стержень подвешивался с концов и посередине. Это устраняло прогиб стержня от собственного веса и позволяло легко устанавливать его в упоры.

Продолжительность нагрева четырех стержней составляла 3—4 мин. и может быть сокращена до 1,5—2 мин. при установке дополнительного трансформатора. Укладка их в упоры занимала 2—3 мин., после чего в кассету помещались сетки и каркасы, которые в нескольких местах привязывались проволокой к напряженным стержням. Для обеспечения горизонтального положения каркасов, расположенных в ребрах панели, их подвешивали к этим же стержням вязальной проволокой. Установка двух опорных сеток и двух каркасов для ребристых панелей занимала 10 мин., для плоской панели две опорные сетки устанавливались за 1 мин.

В двух плоских панелях верхняя сетка не была поставлена, однако после передачи напряжения на

бетон в верхней зоне панели трещин обнаружено не было. Скосы ребер, принятые в проекте равными 100 мм, были уменьшены до 50 мм, что не ухудшило распалубку.

При подготовке кассеты под формовку стенки ее очищались скребками, затем пульверизатором наносилась жидкая смазка обычного состава. Ребра кессонообразователей в отсеке для формовки ребристой панели и боковая бортоснастка в обоих отсеках смазывались тавотом.

В экспериментальной кассете ребристая панель извлекалась из бортоснастки, так же как и в обычных кассетах, при помощи ручного инструмента, а кессонообразователи выводились с помощью привода. Плоская панель освобождалась от боковой бортоснастки с помощью привода. В обоих случаях во время распалубки напряженные стержни связывали панель с жесткой стенкой, оборудованной упорами для натяжения арматуры.

Передача напряжения со стержней на бетон производилась обрезкой концов стержней с анкерными головками (14 шт.) электросваркой. Эта операция занимала 5—6 мин. на одну панель при работе одного электросварщика. Для этой цели использовался трансформатор от электроустановки для нагрева стержней. До начала обрезки для безопасности панели подвешивались к крану и подтягивались траверсы. Время, затрачивавшееся на распалубку одной панели с учетом времени на обрезку стержней, подвеску панели к крану, раздвижку стенок кассеты и съем панели, составляло 10—11 мин. На установке арматуры, бетонировании и распалубке было занято четыре человека.

Панели пропаривались в течение 12—16 час. в зависимости от температуры наружного воздуха, так как экспериментальная установка была расположена на полигоне. Марка бетона для ребристых панелей—300 и для плоских—200; осадка конуса составляла 7—8 см для бетона плоских панелей и 16 см для ребристых. Параметры вибрации для плоской панели: амплитуда колебаний 0,1—0,3 мм, частота 2800 кол/мин при двух вибраторах С-400 общей мощностью 1,6 квт, установленных с одного торца стенки.

Напряжение на бетон передавалось при достижении им 70% прочности и более, но в некоторых случаях марка бетона при передаче напряжения достигала 55—60% прочности. При этом трещин в торцах не наблюдалось.

Отсек для изготовления плоских панелей в экспериментальной установке полностью соответствовал по конструкции кассетных листов отсеку в проектируемой промышленной кассете. Это дало возможность обеспечить параметры вибрации, которые будут приняты в промышленной кассете. От этих параметров зависит удобоукладываемость, а следовательно, консистенция и расход цемента на 1 м<sup>3</sup> конструкции. Состав бетона марки 200 для плоских панелей толщиной 12 см для улучшения удобоукладываемости отработан с повышенным содержанием песка (до 43%). Расход цемента 370—390  $\text{кг/м}^3$ . Последний может быть существенно сни-

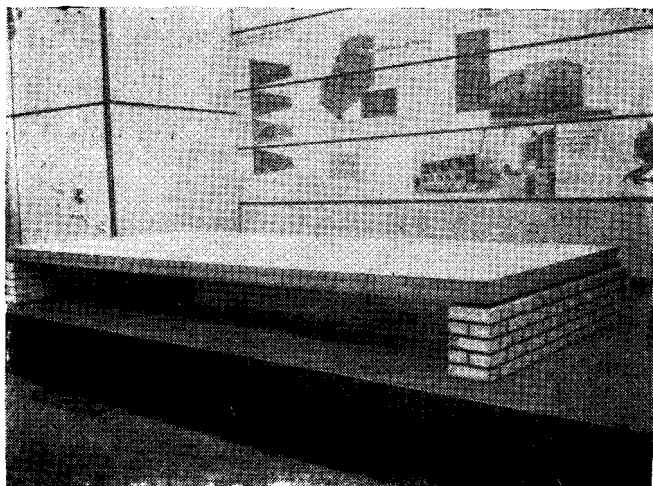


Рис. 3. Плоская панель на выставке «Градостроительство» (ВДНХ)

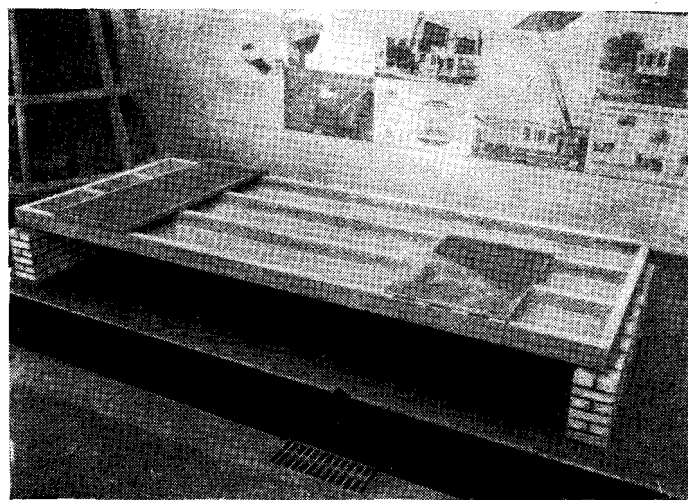


Рис. 4. Ребристая панель на выставке «Градостроительство» (ВДНХ)

жен при работе на хорошем крупном заполнителе. В данном эксперименте применялся известняковый щебень невысокого качества с большим разбросом показателей прочности.

Проведенные эксперименты позволили отработать технологию изготовления плоских панелей. Отсек для изготовления ребристых панелей в экспериментальной установке не полностью соответствовал по конструкции кассетных листов соответствующему отсеку в проектируемой промышленной кассете. Это объяснялось необходимостью частичного использования существующей кассетной установки. В связи с этим не была обеспечена необходимая вибрация смеси, которую по этой причине изготавливали с осадкой конуса 16—18 см.

В целом были решены основные вопросы технологии изготовления предварительно напряженных панелей перекрытий: формовка, натяжение арматуры, передача напряжения на бетон, распалубка, что дало возможность приступить к проектированию и изготовлению промышленных кассетных установок. Плоские (рис. 3) и ребристые (рис. 4) панели экспонированы на ВДНХ в разделе «Строительство». На выставке «Градостроительство» они были отмечены дипломом II степени.

Конструктивные и технологические проработки также показали полную возможность модернизации

типовых кассет Гипростройиндустрии для изготовления предварительно напряженных панелей перекрытий пролетом 5—6 м.

В настоящее время кассетная установка, состоящая из четырех отсеков, выпускает преднапряженные плоские панели перекрытий для экспериментального дома ЦНИИЭП жилища АСИА СССР, строящегося в Москве; модернизированная кассета Гипростройиндустрии подготовлена к выпуску изделий для экспериментального дома ЦНИИЭП жилища для сейсмических районов (Кишинев). По техническим проектам этого института выпущены и переданы на заводы-изготовители рабочие чертежи следующих кассетных установок: для изготовления ребристых преднапряженных панелей перекрытий Челябинским Промстройпроектом — для строительства экспериментального комплекса ЦНИИЭП жилища в Челябинске; ЦКБ Главэнергостроймеханизации Министерства строительства электростанций СССР две различные установки для панелей пролетами 4,8 и 6 м — для завода крупнопанельного домостроения треста Мосэнергострой мощностью 40,5 тыс. м<sup>2</sup> жилья и общественных зданий в год, модернизированного на базе кассет Гипростройиндустрии. Этот завод, строящийся в Москве, предназначен для выпуска комплексной серии жилых и общественных зданий для поселков энергостроителей по проекту ЦНИИЭП жилища АСИА СССР.

# Антикоррозийная защита металлических закладных деталей и соединительных связей

Инж. А. Е. МАЕВСКИЙ

При проектировании крупнопанельных домов вопрос эффективной защиты металлических закладных деталей и сварных соединений от коррозии является одним из самых важных.

Раскрытие монтажных швов в крупнопанельных домах, построенных на просадочных грунтах и шахтных выработках, а также специальное вскрытие металлических связей в домах, находящихся в эксплуатации, подтвердили, что в связи с промоканием стыков и выпадением конденсата идет усиленный процесс разрушения металла сварных стыков от коррозии, особенно в наружных стеновых панелях, при этом процесс коррозии интенсивнее, когда металл находится в состоянии напряжения.

Применяемая в настоящее время защита закладных деталей и соединительных связей антикоррозийными обмазками, цементным раствором, лакокрасочными материалами с последующим замоноличиванием стыков легким бетоном не предохраняет металл от коррозии.

От промокания стыков все эти материалы вспучивались и, не имея прочного сцепления с плоской поверхностью металла, отслаивались. Металл под покрытием оказался сильно поврежденным коррозией с образованием каверн, а сами защитные покрытия были пропитаны продуктами коррозии. Как показала практика, все эти покрытия во время приварки соединительной связи разрушаются.

Защитные материалы применяются обычно только в тех случаях, когда имеется возможность периодически реставрировать смазку, окраску и т. д.

В крупнопанельных домах стыки замоноличиваются и доступ к ним в дальнейшем невозможен.

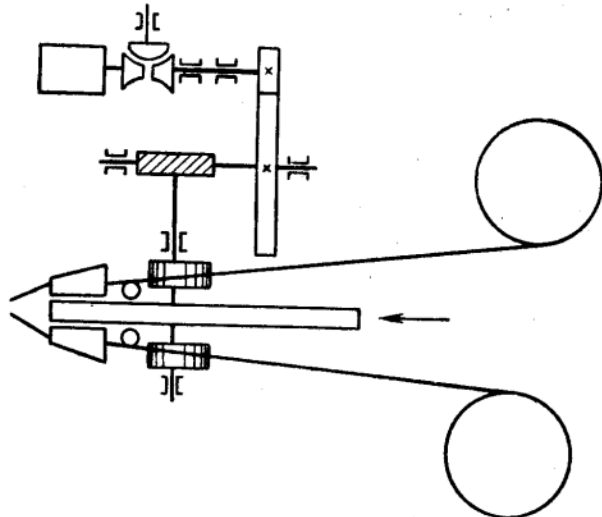


Рис. 1. Схема распыления металла электрометаллизатором

Бетонирование плотным цементно-песчаным раствором также не предохранит стыковые соединения от коррозии, так как из-за непрерывных знакопеременных температурных, а также осадочных деформаций панелей трещины в вертикальных швах неизбежны.

Таким образом, если не будут приняты меры по эффективной защите закладных деталей и соединительных связей от коррозии, сварные соединения уже в ближайшие годы выйдут из строя, особенно в промышленных районах страны.

На комбинате железобетонных конструкций № 2 Главмоспромстройматериалов был впервые применен простой эффективный способ защиты металлических закладных деталей и соединительных связей от коррозии.

Сущность этого способа заключается в нанесении комбинированных покрытий на предварительно подготовленную поверхность изделий любых форм и размеров распылением расплавленного материала струей сжатого воздуха (рис. 1).

При этом сцепление частиц с основанием и друг с другом происходит в основном за счет шероховатости поверхности и частично под действием молекулярных сил. В связи с этим специальная подготовка поверхности металла для придания ей шероховатости имеет первостепенное значение.

Весь процесс антикоррозийного покрытия методом распыления состоит из предварительной пескоструйной обработки металлической детали для очистки ее от ржавчины, придания шероховатости и нанесения на обработанную поверхность антикоррозионного покрытия.

В отличие от антикоррозийных обмазок дается возможность в любое время года наносить стойкое против нагрева и щелочной среды бетона антикоррозийное покрытие, а замоноличивание стыков может производиться немедленно.

Аппаратура и оборудование, применяемые для распыления, отличаются простотой конструкции и обслуживания. Распыление осуществляется переносными или стационарными электрическими, или газовыми аппаратами.

В первом случае, металл, предназначенный для покрытия, главным образом цинковая проволока диаметром 1,5—2 мм, расплавляется под действием вольтовой дуги, а во втором — металл и другие материалы (полимеры, стекло, керамика и др.) расплавляются в газовом пламени.

Для работы электрического аппарата необходимы: сжатый воздух, свободный от влаги и компрессорного масла, с рабочим давлением 4,5—6 атм, электрический ток переменный или постоянный напряжением 20—30 в, цинковая проволока в бухтах диаметром от 1,5—2 мм.

Для работы газового аппарата необходимы: сжатый воздух, свободный от влаги и компрессорного масла, с рабочим давлением 4—5 *ати*, баллон ацетилена или пропан-бутана, баллон кислорода и цинковая проволока в бухтах или цинк и другие материалы в порошке в зависимости от типа аппарата.

Следует отметить, что такие цинковые покрытия из-за их пористости требуют уплотнения, которое достигается нанесением более толстых слоев.

Этот недостаток устраняется, если предварительно нанесенный подслоя из цинка покрывается стеклом, которое является лучшим материалом для защиты металлов от коррозии. Вместе с тем из-за отсутствия сцепления стекла с металлом производить антикоррозийное покрытие стеклом непосредственно по поверхности черных металлов не представляется возможным.

Из-за пористости и шероховатости цинкового покрытия расплавленные частицы стекла под давлением сжатого воздуха проникают глубоко в капилляры цинкового подслоя и образуют прочное и долговечное антикоррозийное покрытие.

Шероховатость и пористость подслоя из цинка являются хорошей основой для последующего покрытия полимерами, антикоррозийными мастиками и лакокрасочными материалами. Даже постепенное наружное растрескивание их при старении не ведет к образованию коррозии.

Экспериментально установлено, что цинковое покрытие закладных деталей и соединительных планок путем распыления после приварки к ним

соединительных связей не повреждается. Вновь образованный сварной шов после удаления шлака и зачистки металлическими щетками эффективно защищается цинковым покрытием из ручного портативного аппарата без предварительной пескоструйной обработки поверхности шва.

Проведенные научно-исследовательским институтом НИИЖелезобетон Главмоспромстройматериалов значительные экспериментальные работы показали, что сварка закладных деталей, покрытых слоем цинка, не влияет на механическую прочность сварного шва (см. таблицу).

Следует отметить, что у деталей, покрытых цинком, наблюдалось значительно меньшее количество ожогов, чем у незащищенных деталей.



Анализ проб воздуха, взятых в зоне дыхания при сварке покрытых цинком деталей и связей, на открытом воздухе показал, что концентрация окиси цинка в зоне дыхания не превышает 0,0037 *мг/л*, т. е. в 1,5 раза ниже допустимой нормы и не требует дополнительных мер индивидуальной защиты для сварщика.

В условиях крупнопанельного строительства защита металлических закладных деталей и соединительных связей заключается в следующем:

в заводских условиях стационарными установками производится предварительная обработка поверхности и антикоррозийное покрытие закладных деталей и соединительных планок или круглых стержней;

на стройплощадке при монтаже панелей после приварки соединительной связи наносится анти-

Таблица

Тип соединений	№ п/п	Нагрузка $P$ в кг	Напряжение $\sigma$ в $кг/см^2$		Площадь среза шва $S$ в $см^2$	Длина шва $l$ в мм	Время сварки $t$ в сек.	Скорость сварки $V$ в $см/сек$	Характер разрушения		
			в основном материале	в шве							
Тип I 	с антикоррозийной защитой	1	7 750	3880	16	156	80	0,195	1. Разрыв по основному материалу с шейкой в 60 мм от начала шва. 2. Разрыв с шейкой у начала шва 3. Разрыв с шейкой 75 мм от начала шва		
		2	7 800	3900	16	141	75	0,188			
		3	6 100	3950	14	140	75	0,187			
		Ср.	7 216	3910	14	145	77	0,190			
	незащищенные	4	5 800	3800	14	160	75	0,214		Разрыв у начала шва с шейкой То же Разрыв от начала шва в 65 мм с шейкой —	
		5	6 150	4050	14	169	78	0,216			
6		6 100	3950	14	162	72	0,215				
Ср.	6 016	3930	14	164	75	0,215					
Тип II 	с антикоррозийной защитой	7	11 700		3,6	175	60	0,292	Разрыв шва срезом То же " —		
		8	10 400	3250	3,54	172	58	0,296			
		9	8 800	2640	3,33	144	55	0,262			
		Ср.	10 300	2940	3,5	163	58	0,283			
	незащищенные	10	9 200		3170	2,9	137	40		0,333	Разрыв шва срезом То же " —
		11	9 000		2800	3,21	147	47		0,312	
12		8 850		2980	2,97	161	50	0,322			
Ср.		9 016		2980	3,03	148	52	0,321			

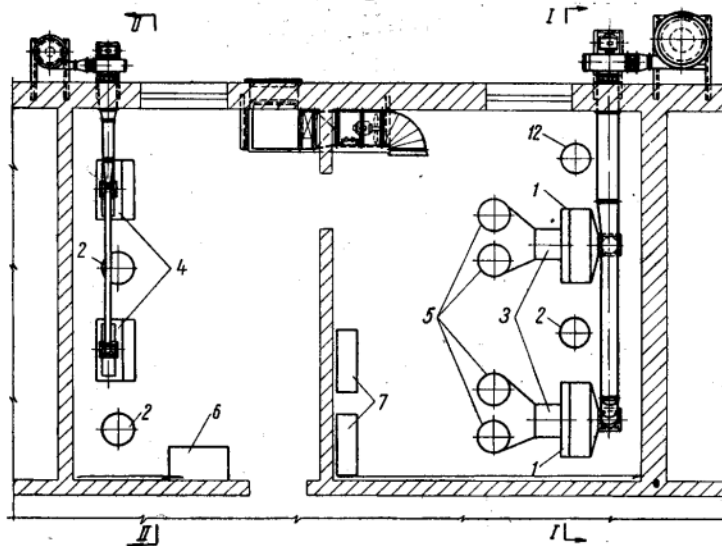
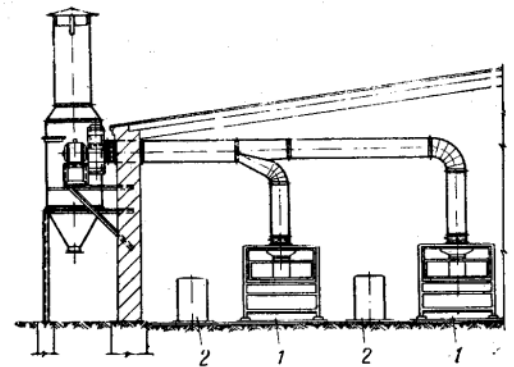
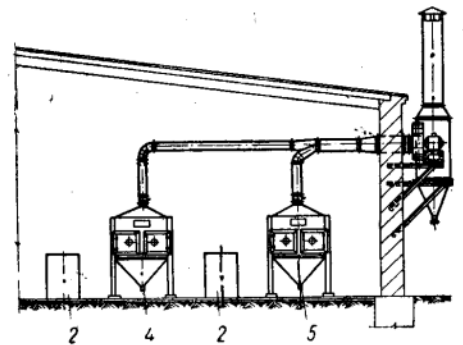


Рис. 2. План расположения технологического оборудования стационарной установки

1 — металлizationная кабина; 2 — масловодоотделитель; 3 — аппарат ЭМ-6; 4 — пескоструйный аппарат; 5 — вертушка для проволоки; 6 — ящик для песка; 7 — электрощит



по II-II



коррозийное покрытие на вновь образованный сварной шов при помощи передвижной установки.

Стационарная установка для защиты металлических закладных деталей и соединительных планок от коррозии состоит из двух отделений: предварительной подготовки деталей и антикоррозийного покрытия. Общая площадь их составляет около 80 м<sup>2</sup>.

Отделение предварительной подготовки деталей оснащено пескоструйными герметическими шкафами, оборудованными вытяжной вентиляцией, пескоструйными пистолетами и масловодоотделителями (рис. 2).

Отделение антикоррозийного покрытия располагает стационарными аппаратами ЭМ-6, работающими от электрического тоска, для нанесения покрытия из металла и газопламенными аппаратами для нанесения покрытия из неметаллических материалов (стекло, полимеры и т. п.), металлizationными кабинами, масловодоотделителями, сварочными трансформаторами типа СТ-34 и вертушками для проволоки.

Металлizationные кабины оборудованы отсасывающей вентиляцией для удаления пыли, газа и т. п., образующихся при распылении металла.

Оба отделения имеют приточную вентиляцию. Все нестандартное оборудование было изготовлено силами ремонтно-механического цеха комбината.

Пескоструйная обработка деталей в герметическом шкафу (рис. 3) горным, речным или металлическим песком производится пистолетом под давлением сжатого воздуха 4—6 атм. Песок должен

быть сухим. Применяются фракции от 0,5 до 2,5 мм\*. Деталь обрабатывается с обеих сторон со всеми гранями, а анкерные стержни — только на глубину 30 мм от нижней плоскости детали.

Пескоструйная обработка считается законченной, если поверхность детали приняла сплошной матовый оттенок с ясно видимой шероховатостью.

Особое внимание следует уделять обработке острых граней и углов.

Сжатый воздух для питания стационарной установки подается от заводской компрессорной станции по воздухопроводу и обязательно должен быть очищен от масла и влаги при помощи масловодоотделителя, в противном случае нельзя получить прочное покрытие.

Для этой цели каждый пескоструйный шкаф и металлizationная кабина оснащены масловодоотделителями, через которые пропускается сжатый воздух.

После пескоструйной обработки детали поступают в отделение антикоррозийного покрытия.

\* Металлический песок может быть приготовлен на месте из стружки, получаемой при обработке чугунных деталей на строгальных и фрезерных станках. Чугунная стружка подвергается обезжириванию путем обработки в 25—30%-ном растворе серной кислоты. После травления стружка промывается проточной водой, затем просушивается и рассеивается до получения фракции от 0,5 до 2,5 мм. В случае закрупиленности перед рассевом стружка измельчается в специальных ступах пневматическим молотом до оптимальных размеров. Полученный таким образом металлический песок является хорошим и долговечным материалом при пескоструйной обработке.

Перерыв между окончанием пескоструйной обработки и началом нанесения покрытия не должен превышать 2—3 час.

Слой покрытия наносится распылением расплавленной цинковой проволоки стационарным аппаратом ЭМ-6 (рис. 4) на обе стороны детали и грани, а на анкерные стержни только на глубину 30 мм от нижней плоскости детали.

**Технологические показатели режима работы аппарата ЭМ-6 при покрытии цинком**

Расстояние от зоны плавления покрываемой поверхности в мм . . . . .	50—80
Давление воздуха в ати . . . . .	4,5—6
Напряжение тока в в . . . . .	20
Сила тока в а . . . . .	80—140
Скорость выхода проволоки (начальная) в м/мин . . . . .	0,8—1,1
Диаметр проволоки в мм . . . . .	2—2,2
Расход сжатого воздуха в м <sup>3</sup> /мин . . . . .	0,9—1,1

Если цинковое покрытие предусматривается без дополнительной защиты и будет работать самостоятельно в атмосфере промышленного района, слой цинка должен быть не менее 0,2 мм, причем эта толщина достигается за несколько проходов аппарата, когда один слой перекрывает другой. В том случае, когда наносится дополнительно слой стекла или полимеров, толщина цинкового покрытия допускается в 0,1 мм\*.

Особо тщательно следует наносить покрытие на углы и острые грани деталей.

Большое влияние на прочность покрытия оказывает давление сжатого воздуха, которое должно быть постоянным и не ниже 4,5—5 ати.

Закладные детали, прошедшие процесс антикоррозийного покрытия (рис. 5), укладываются в спе-

\* В агрессивной среде автоклавной обработки бетона эффективная защита стальных закладных деталей достигается только в том случае, если на подслой из цинка наносится слой стекла.

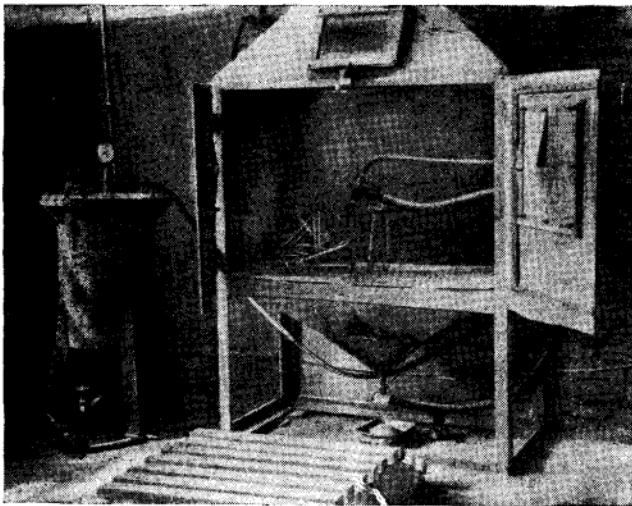


Рис. 3. Предварительная обработка деталей пескоструйным аппаратом

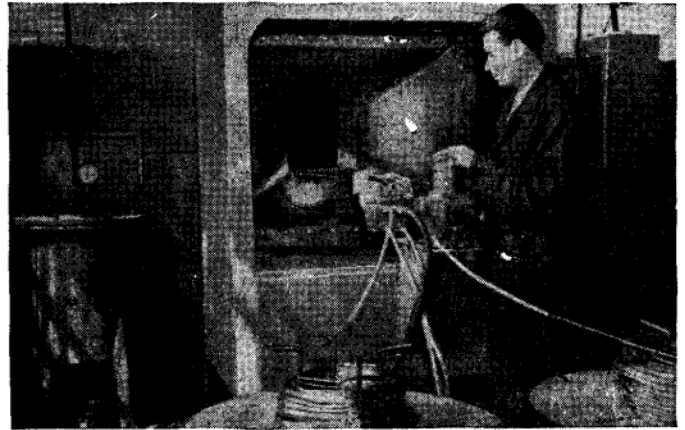


Рис. 4. Антикоррозийное покрытие деталей на стационарной установке

циальные ящики-контейнеры и в таком виде доставляются в цех потребителя.

Антикоррозийная защита металлических соединительных связей в построечных условиях производится непосредственно при монтаже панелей после их сварки. Поскольку сами стыки рассредоточены по всему периметру здания, работа должна быть организована передвижной установкой, которая состоит из трех основных частей: системы питания сжатым воздухом, источника тепловой энергии и портативного аппарата типов ЭМ-3А, ЭМ-9 или МГИ-1-57 (рис. 6).

Применение газопламенного аппарата МГИ-1-57 в построечных условиях имеет ряд преимуществ перед электрическим: непроизводительные потери цинка на распыл по сравнению с электрическим аппаратом сокращаются до 10%. Кроме того, в зимнее время до нанесения покрытия газовым пламенем можно производить подогрев сварного стыка, что обеспечит полное удаление влаги и прочное сцепление последующего покрытия.

При наличии передвижного компрессора пере-

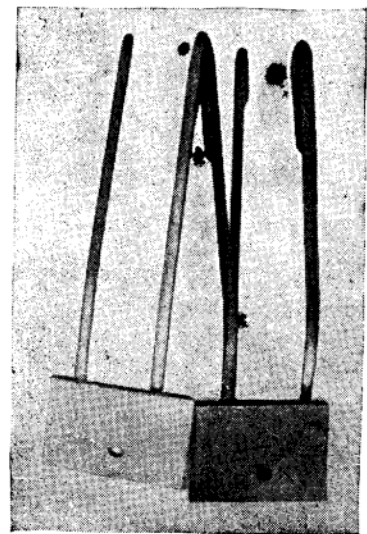


Рис. 5. Закладные детали с антикоррозийным покрытием (слева) и незащищенные



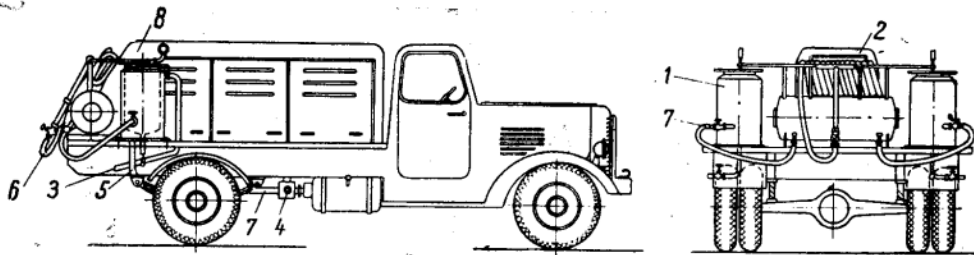


Рис. 6. Передвижная установка для нанесения антикоррозийного покрытия при монтаже панелей

1 — масловодоотделитель; 2 — коллектор чистого воздуха; 3 — выхлопная труба; 4 — газотборник; 5 — труба обогрева; 6 — шланг магистрали; 7 — шланг ресивера; 8 — автокомпрессор АТК-35

движная установка может быть смонтирована силами любой механической мастерской в течение 10 дней, а подготовка кадров операторов длится три недели.

После приварки соединительной связи, до нанесения антикоррозийного покрытия, удаляется шлак со сварного шва, поверхность которого металлической щеткой тщательно очищается, затем на нее портативным аппаратом наносится слой цинка толщиной 0,2 мм с таким расчетом, чтобы один слой перекрывал другой. Подслой из цинка под давлением сжатого воздуха покрывается слоем расплавленного в газовом пламени стекла или полимеров толщиной 0,2—0,3 мм, после чего стыки замоноличиваются.

Нанесение антикоррозийного покрытия методом распыления может производиться в любое время года, однако в зимнее время для бесперебойной работы аппаратуры и обеспечения прочного сцепления покрытия с основанием необходим ряд дополнительных мероприятий.

Так, для нормальной работы проволокоподающего механизма аппаратов ЭМ-3А, ЭМ-9 или МГИ-1-57 следует заменить смазку на менее вязкую и следить за тем, чтобы в воздушную турбину аппарата не попадала влага.

Для обеспечения прочного сцепления покрытия с основанием необходимо удалить влагу и подогреть поверхность сварного стыка. Влага удаляется сухим сжатым воздухом при помощи воздушного сопла аппарата ЭМ-3А или ЭМ-9, а подогрев горячим воздухом осуществляется портативным электрическим аппаратом ФЭН, после чего наносится антикоррозийное покрытие.

При работе на газовом аппарате удаление влаги и подогрев поверхности стыка производятся газовым пламенем самого аппарата МГИ-1-57.

Для отработки технологии нанесения антикоррозийного покрытия сварных стыков методом распыления в построечных условиях при монтаже панелей были проведены опытные работы на строительстве крупнопанельного дома серии 1-515, сооружаемого силами стройучастка комбината железобетонных конструкций № 2 в 122—123 кварталах в Новых Кузьминках.

Опыты проводились при помощи передвижной установки в зимнее время при температуре от  $-16$  до  $+2^{\circ}$  при мокром снегопаде.

Практика показала, что нанесение антикоррозийного покрытия в построечных условиях при монтаже панелей значительно опережает работы по сварке соединительных связей. В связи с этим нанесение антикоррозийных покрытий должно быть организо-

вано с таким расчетом, чтобы одна передвижная установка обслуживала несколько объектов.

Технический контроль качества подготовки поверхности перед покрытием заключается в проверке отсутствия жиров, влаги и окисных пленок, а также наличия шероховатости.

Основными показателями хорошего покрытия являются мелкозернистая структура его и прочность сцепления с основанием; покрытие не должно иметь вспучиваний, трещин или других дефектов.

Толщина слоя проверяется магнитным толщиномером или бесконтактным переносным прибором ППМ.

#### ВЫВОДЫ

На смонтированных стационарной и передвижной установках комбината железобетонных конструкций № 2 были проведены многочисленные экспериментальные работы, в результате которых полностью отработана технология нанесения антикоррозийных покрытий способом распыления. Были изготовлены керамзитобетонные наружные стеновые панели для домов серии 1-515 с закладными деталями, защищенными от коррозии, и т. д.

Применение антикоррозийного покрытия методом распыления дает возможность резко повысить качество сварных швов. При приварке анкеров к закладным деталям на заводах и соединительных связей в построечных условиях шлак со сварных швов, как правило, не удаляется, хотя общеизвестно, что именно шлак способствует усилению коррозии металла. Кроме того, наличие шлака не дает возможности контролировать качество сварки (непровары, ожоги, подрезы и т. п. дефекты).

При предварительной обработке закладных деталей в пескоструйном шкафу сварной шов между пластиной и анкером полностью очищается от шлака, и все дефекты сварки вскрываются. Это обстоятельство привело к тому, что в первые дни работы стационарной установки ОТК комбината в сварочное отделение для исправления дефектов сварки было возвращено около 40% закладных деталей.

В построечных условиях, если предварительно не удалить шлак со сварного шва, нанести антикоррозийное покрытие методом распыления из-за отсутствия сцепления покрытия со шлаком невозможно.

Антикоррозийное покрытие методом распыления не только эффективно защищает металл от коррозии, но и обеспечивает действенный контроль за качеством сварных швов, что для крупнопанельного строительства имеет исключительное значение.

Стоимость антикоррозийной защиты металлических закладных деталей и соединительных связей

для наружных и примыкающих к ним панелей поперечных стен серии 1-515 методом распыления на  $1 \text{ м}^2$  жилой площади составляет всего 25—30 коп.

В ближайшее время этот прогрессивный метод будет применен ЦНИЛ Комитета заготовок СССР для защиты сварных стыков при строительстве пол-

носорных элеваторов из крупных панелей на целинных землях.

Новый способ антикоррозийной защиты должен найти широкое применение в промышленности сборного железобетона и при монтаже крупнопанельных зданий.

## Теплотехнические характеристики вертикальной пропарочной камеры

Канд. техн. наук Н. Б. МАРЬЯМОВ, инж. В. И. БИРЮКОВА

По сравнению с горизонтальными камерами непрерывного действия, распространенными на конвейерных заводах сборного железобетона, вертикальная камера, предложенная проф. А. А. Семеновым, имеет преимущества. Она позволяет создавать оптимальные режимы тепловлажностной обработки бетона, равномерно распределять температуру в изотермической зоне камеры, расходовать меньше пара на тепловую обработку  $1 \text{ м}^3$  бетона, сократить производственную площадь и т. д.

Такая камера смонтирована на Колпинском ДСК в Ленинграде.

Между тем ряд важных вопросов — тепловлажностные параметры камеры, распределение температуры и влажности по высоте камеры в зонах подогрева и охлаждения, теплотери и т. д. — до сих пор не выяснен, что весьма затрудняет проектирование, расчет и доводку таких камер.

Для этого в НИИЖелезобетоне была построена лабораторная вертикальная камера непрерывного действия, выполненная из металла в виде призмы размером в плане  $0,836 \times 0,684 \text{ м}$  и высотой  $1,5 \text{ м}$ . Для уменьшения теплотери стенки были сделаны двойными с прокладками из шлаковаты между ними. Внутри камеры смонтирована цепная передача для перемещения образцов вверх и вниз.

Камера нагревается острым паром, поступающим через перфорированные кольца, имеющие по восемь отверстий диаметром  $3 \text{ мм}$  каждое, расположенные на расстоянии  $375$ ,  $1125$  и  $1490 \text{ мм}$  от низа камеры.

Для получения зон изотермической выдержки различной высоты предусмотрены водяные контуры, расположенные на расстоянии  $5$  и  $750 \text{ мм}$  от низа камеры, по которым проходит вода из водопровода, вызывая конденсацию пара на поверхности контура. Нагретая в контурах вода сбрасывается в канализацию. Схема камеры и подводки пара и воды показана на рис. 1.

Распределение температуры и влажности по высоте камеры зависит от ряда факторов, главными из которых являются количество и скорость подачи пара в камеру, расположение паровых и водяных контуров, производительность камеры.

При подаче в камеру насыщенного пара сверху с небольшой скоростью воздух как более тяжелый опускается вниз, а верх камеры заполняется чистым без примеси воздуха насыщенным паром с температурой  $100^\circ$ . Постепенно опускаясь, зона чистого пара доходит до водяного контура. В зависимости от количества подаваемого пара и производительности водяного контура паровая зона может остановиться или продвигаться вниз. В первом случае ниже водяного контура камера будет заполнена паровоздушной смесью, температура которой по направлению к низу камеры постепенно снижается.

Такой процесс образования паровой и паровоздушной среды в камере возможен только при условии подачи пара сверху с небольшой скоростью,

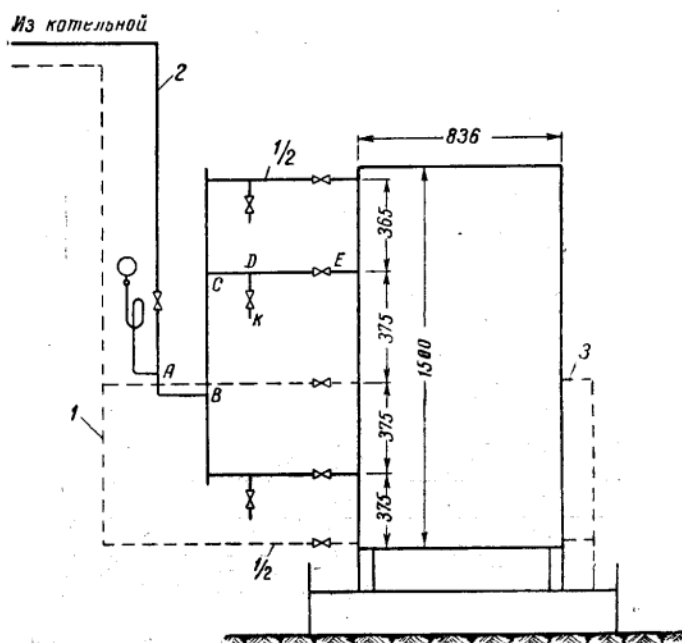


Рис. 1. Схема подачи пара и воды в камеру  
1 — водопровод; 2 — паропровод; 3 — трубопровод для сброса воды

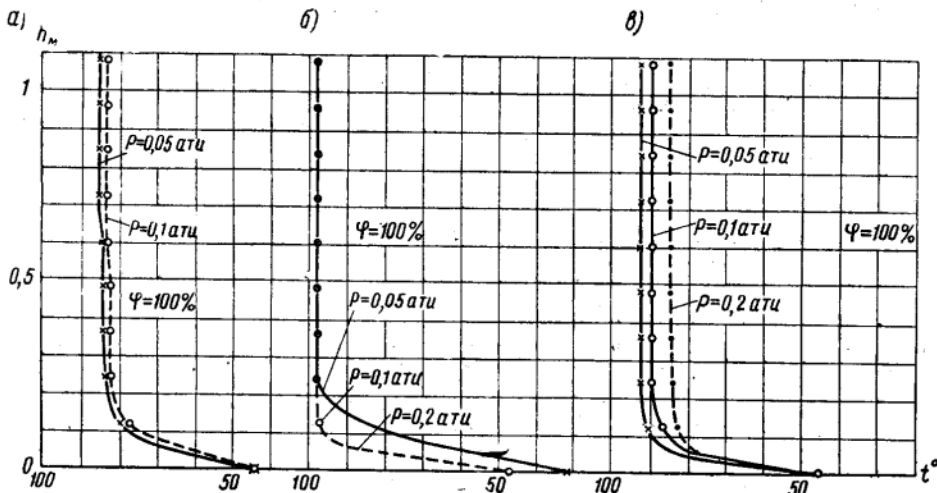


Рис. 2. Распределение температур паровоздушной среды по высоте камеры при работе различных паровых контуров  
а — верхний; б — средний; в — нижний

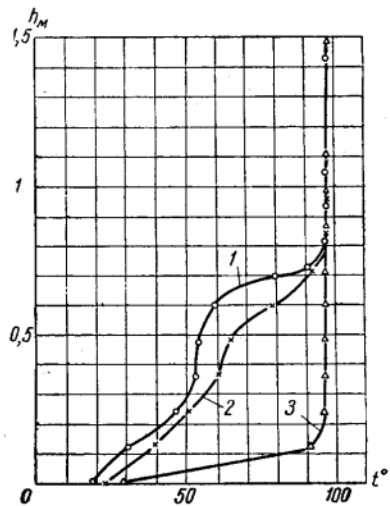


Рис. 4. Влияние расхода воды через контур на распределение температур по высоте камеры  
расход воды 720 л/час; 2 — то же, 100 л/час; 3 — водяной контур отключен

при которой кинетическая энергия выходящей струи пара будет настолько мала, что не будет оказывать препятствия подъему пара. В противном случае пар будет выходить из нижних отверстий камер, служащих для подачи и выдачи изделий, и камера будет заполняться паровоздушной средой, не имеющей температуры 100°.

Было исследовано распределение температур и влажностей по высоте камеры для случая, когда пар подается сверху в направлении к низу камеры, т. е. когда струи пара, выходящие из отверстий перфорированной трубы, направлены вертикально вниз. На рис. 2,а приведены кривые распределения температур по высоте камеры, из которых видно, что температура среды по всей вы-

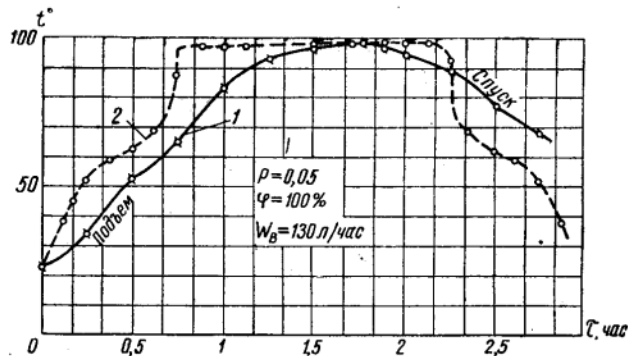


Рис. 5. Изменение температуры центра бетонного кубика при движении его в камере в координатах  $\tau$ ,  
1 — температура центра кубика; 2 — температура среды

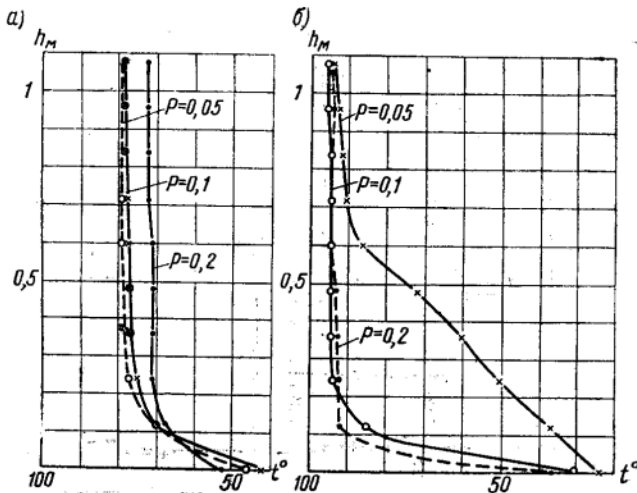


Рис. 3. Распределение температур по высоте камеры в зависимости от давления пара при включенном среднем водяном контуре и постоянном расходе воды, равном 163 л/час  
а — включен верхний паровой контур; б — включен нижний паровой контур

соте камеры сохраняется постоянной. Лишь внизу, где расположены входные и выходные отверстия, наблюдается падение температуры. С увеличением давления пара температура паровоздушной среды падает, хотя и сохраняет свое постоянство по высоте. Это, на первый взгляд, парадоксальное явление объясняется большой скоростью выхода струй пара, вследствие чего, а также из-за небольшой высоты камеры большая часть пара выбивается наружу и температура среды снижается. Относительная влажность по всей высоте камеры сохраняется постоянной и равна 100%.

Распределение температур при включении среднего и нижнего паровых контуров, в которых паровые струи направлены вертикально вверх (рис. 2,б, в), подобно распределению температур в случае включения верхнего контура, но температура среды при этом выше.

Следует отметить, что во всех трех случаях включения паровых контуров температура паровоздушной среды не достигала 100°, хотя количество па-

ра, подаваемого в камеру, было намного больше количества, необходимого для покрытия теплопотерь камеры через наружные стены. Это объясняется тем, что при движении паровых струй вверх происходит эжектирование холодного воздуха (снизу камеры, через неплотности в боковых стенах).

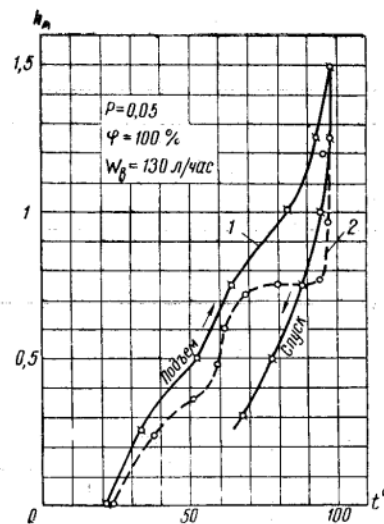
На рис. 3 дано распределение температур по высоте камеры при постоянном расходе воды через водяной контур, равном 160 л/час. Влияние расхода воды через контур на распределение температур по высоте камеры при постоянном давлении (расходе) пара показано на рис. 4.

Изменение температуры центра бетонного кубика при его движении в камере показано на рис. 5 и 6. Там же пунктирной кривой показано распределение температур по высоте при включении парового и водяного средних контуров камеры. Из рис. 5 видно, что температура центра кубика становится равной температуре среды (кубик полностью прогрелся) через 1 ч. 45 м. В конце этого промежутка времени кубик находился в самом верхнем положении. При дальнейшем движении кубика, т. е. при его спуске, температура центра понижается и при выходе из камеры равна 68°.

На рис. 6 приведена диаграмма изменения температуры среды и центра кубика в координатах  $h, t$ , где  $h$  — высота подъема кубика,  $t$  — температура. Из диаграммы видно, что зоны нагрева и

Рис. 6. Изменение температуры центра бетонного кубика при движении его в камере в координатах  $h, t$

1 — температура кубика; 2 — температура среды



охлаждения имеют одинаковую длину, равную ~0,75 м. Длина зоны изотермической выдержки составляет 1,5 м.

Приведенные диаграммы показывают, что, располагая паровые и водяные контуры на разной высоте камеры и расходуя различное количество пара и воды, можно в вертикальной камере получить заданную длину зон подогрева, охлаждения и изотермической выдержки, которые в свою очередь определяются режимом тепло-влажностной обработки изделий.

## Влияние тепловлажностной обработки на сульфатостойкость цемента

Проф. д-р техн. наук А. Е. ШЕЙКИН, инж. Н. И. ОЛЕЙНИКОВА

В НИИЦементе проводились исследования сульфатостойкости цемента тепловлажностного твердения. Экспериментальные работы велись на клинкере Карадагского цементного завода, химико-минералогический состав которого приведен в табл. 1.

Пробы клинкера измельчались в лабораторной шаровой мельнице до удельной поверхности 3000 и 4500  $см^2/г$  с добавкой оптимального количества гипса. Физико-механическая характеристика цемента приведена в табл. 2.

Коррозия изучалась на образцах размером 4×4×16 см (из цементно-песчаного раствора пластичной консистенции состава 1:3 с нормальным вольским песком). Испытание на коррозиестойчивость заключалось в периодическом увлажнении образцов в агрессивных растворах и последующем высушивании их. Продолжительность одного цикла — 48 час. [1].

Метод является ускоренным и с известным приближением воспроизводит условия коррозии цементного камня на переменном уровне морской воды в южных районах нашей страны, (без замораживания и оттаивания). Применялись два вида предварительного твердения образцов до погружения их в агрессивные растворы: нормальное (28-суточное водное хранение) и тепловлажностное (пропаривание) при температуре 80° по режимам 3+4+4 и 3+12+4 с последующим 7-суточным твердением в воздушно-влажных условиях. После изготовления образцы перед помещением в пропарочную камеру выдерживались 1 час.

Результаты испытаний сульфатостойкости образцов показаны в табл. 3. Из нее видно, что сульфатостойкость образцов гидротермального твердения выше сульфатостойкости образцов нормального твердения.

Данные об изменении предела прочности образ-

Таблица 1

## Химико-минералогическая характеристика клинкера

Потери при прокаливании	Химический состав в %								КН	Модули		Расчетный минералогический состав в %			
	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	CaO своб.	нерастворимый остаток		силикатный	глиноземный	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>4</sub> A	C <sub>4</sub> AF
0,16	21,76	5,37	5,71	64,21	2,31	0,34	Нет	—	0,88	1,9	0,9	53	22	5	17

Таблица 2

## Физико-механические испытания цемента

Удельная поверхность в см <sup>2</sup> /г	% гипса	Сроки схватывания		нормальная густота в %	Раствор жесткой консистенции						нормальная густота	Раствор пластичной консистенции					
		начало, час.—мин.	конец, час.—мин.		предел прочности в кг/см <sup>2</sup>							предел прочности в кг/см <sup>2</sup>					
					при сжатии			при растяжении				при сжатии			при изгибе		
		3 суток	7 суток		28 суток	3 суток	7 суток	28 суток	3 суток	7 суток		28 суток	3 суток	7 суток	28 суток		
3000	4	3—40	6—00	23,25	421	518	572	25,6	29,2	30,4	0,45	169	271	268	40,7	46,2	58,8
4500	5	1—35	3—25	24,00	505	576	644	32,0	31,4	35,6	0,46	225	291	340	52,0	55,1	59,3

Таблица 3

## Изменение показателей прочности на изгиб растворных образцов 4×4×16 см при периодическом увлажнении и высушивании

Удельная поверхность в см <sup>2</sup> /г	После предварительного твердения			В 5%-ном растворе Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>					В морской воде солёностью 39 г/л			
	по режиму	через 7 суток	через 28 суток	Число циклов								
				30	50	70	80	90	30	50	70	90
3000	3+ 4+4	49,1	—	51,9	58,5	47,9	28,3	27,8	60,5	59,0	58,5	84,3
		100		106	119	98	58	57	123	120	119	172
	3+12+4	43,4	—	62,6	53,0	57,3	35,8	28,0	70,2	61,8	74,6	92,7
		100		144	122	132	82	65	162	142	172	214
	Нормальному	—	58,8	73,9	43,4	34,8	20,6	—	57,3	74,6	73,0	77,5
		—	100	125	74	59	35	—	98	127	124	132
4500	3+ 4+4	49,0	—	57,1	38,6	27,8	18,5	—	69,1	59,4	58,0	84,1
		100		117	79	57	38	—	141	121	118	172
	3+12+4	44,6	—	51,7	41,9	29,6	23,0	18,8	59,8	61,2	65,2	70,0
		100		116	94	66	51	42	134	137	146	157
	Нормальному	—	59,3	71,4	37,1	16,0	10,0	—	57,5	66,1	68,1	75,8
		—	100	120	62	27	17	—	97	111	115	128

Примечание. В числителе даются данные в кг/см<sup>2</sup>, в знаменателе — относительное изменение в % по отношению к 7 и 28 суткам.

цов на сжатие и изменении динамического модуля упругости согласуются с выводом о положительном влиянии гидротермальной обработки на их сульфатостойкость.

Имеющиеся в литературе данные [2] позволили предположить, что положительное влияние гидротермальной обработки на сульфатостойкость растворных образцов объясняется изменением фазового состава гидратных новообразований (образованием при повышенных температурах кубиче-

ческого C<sub>3</sub>AN<sub>6</sub> вместо метастабильных гексагональных C<sub>4</sub>AN<sub>13</sub> и C<sub>2</sub>AN<sub>8</sub>), уменьшением степени гидратации и соответствующим уменьшением количества гидрата окиси кальция, выделившимся в процессе гидратации.

Уменьшение степени гидратации в процессе пропаривания, установленное по обычной методике определения потерь при прокаливании, а также снижение количества выделившегося гидрата окиси кальция подтверждаются нашими опытами

Таблица 4

Определение степени гидратации цементного камня по величине потерь при прокаливании и содержанию  $\text{Ca}(\text{OH})_2$

Удельная поверхность цемента в $\text{см}^2/\text{г}$	Условия твердения	Потери при прокаливании в %	Содержание $\text{Ca}(\text{OH})_2$ в %	Вес в $\text{г}/\text{см}^3$		Общая пористость в %
				удельный	объемный	
3000	Тепловлажное, по режиму 3+4+4 Нормальное, 28 суток	16,8	7,8	2,646	2,235	15,5
		19,6	11,1	2,636	2,254	14,5
4500	Тепловлажное, по режиму 3+4+4 Нормальное, 28 суток	18,2	8,6	2,615	2,224	15,0
		20,8	11,5	2,597	2,275	12,4
6000	Тепловлажное, по режиму 3+4+4 Нормальное, 28 суток	21,0	8,6	2,582	2,234	13,5
		22,4	14,4	2,486	2,194	11,7

Анализируя приведенные данные, можно сделать вывод, что сульфатостойкость цементов в основном зависит от физической структуры образца, пористости и ее характера, а фазовый состав гидратных новообразований имеет меньшее значение при условии ограниченного содержания в цементе  $\text{C}_3\text{A}$ .

В исследованиях большое внимание было уделено изучению структурной пористости образцов. Был применен метод вдавливания ртути в поровом под давлением до 2500 атм [3—4]. Общая пористость образцов из цементно-песчаного раствора устанавливалась по величине их удельного и объемного веса.

В результате определения общей пористости было установлено (см. табл. 4), что в условиях тепловлажной обработки пористость образцов несколько увеличивается. При этом относительное увеличение общей пористости возрастает с увеличением тонкости помола цемента.

Результаты определения структурной пористости представлены в табл. 5.

Измерялись объемы пор образцов из цементного раствора в пределах эффективных радиусов величиной от 20 м до 30 Å, т. е. макропоры, переходные поры и большая часть микропор. На рис. 2 представлены интегральные кривые распределения пор по радиусу, на рис. 3 — дифференциальные кривые.

Анализ данных показывает, что максимум в распределении пористости для всех исследуемых образцов лежит в интервале 25—50 Å — 500—1000 Å (переходных пор). В этом состоит определенная закономерность формирования пористой структуры образцов из цементного раствора.

Влияние тепловлажной обработки на характер структурной пористости сказалось в следующем.

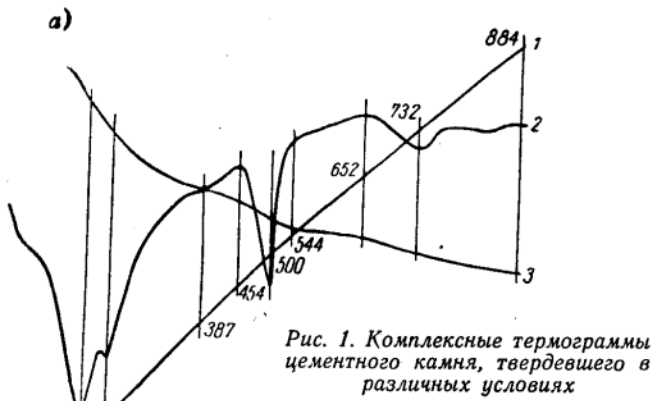
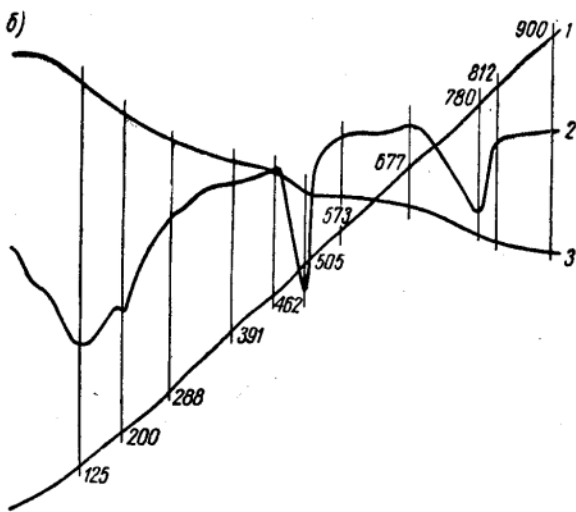


Рис. 1. Комплексные термограммы цементного камня, твердевшего в различных условиях

а — нормальное твердение в течение 28 суток; б — тепловлажное твердение по режиму 3+4+4; 1 — температурная кривая; 2 — дифференциальная кривая; 3 — кривая потери веса



(табл. 4). Что касается образования кубического гидроалюмината в условиях тепловлажной обработки, то, используя метод дифференциального термического анализа для непосредственного наблюдения за продуктами гидратации в цементном камне, нам не удалось обнаружить присутствия в цементном камне  $\text{C}_3\text{AH}_6$ .

На термограмме образцов нормального и тепловлажного твердения (рис. 1), изготовленных из цемента удельной поверхности 4500  $\text{см}^2/\text{г}$ , виден эффект, соответствующий температуре 192—200°, вызванный присутствием в составе затвердевшего цементного камня гексагональных гидроалюминатов кальция, в основном  $\text{C}_4\text{AH}_{13}$ . По данным Калоузека, указанный эффект характеризует присутствие твердого раствора состава  $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 13\text{H}_2\text{O} - 3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Ca}(\text{OH})_2 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ .

Таким образом, данные дифференциального термического анализа показывают, что кубический  $\text{C}_3\text{AH}_6$ , который характеризуется эффектом 315—340°, не образуется в гидратированных цементах при указанных режимах твердения.

Таблица 5

## Структурная пористость образцов из цементно-песчаного раствора

Удельная поверхность цемента в $см^2/г$	Условия твердения	Суммарная пористость в $см^3/г$	Сопоставление объема пор					
			$r=30\text{Å}-50\text{Å}$		$r=50\text{Å}-1000\text{Å}$		$r=1000\text{Å}-20\mu$	
			$см^3/г$	%	$см^3/г$	%	$см^3/г$	%
3000	Нормальное	0,072	0,011	15	0,0385	53	0,0225	32
	Тепловлажностная обработка по режиму 3+4+4 час.	0,082	0,018	22	0,0425	52	0,0215	26
4500	Нормальное	0,049	0,002	4	0,02675	55	0,02025	41
	Тепловлажностная обработка по режиму 3+4+4 час.	0,070	0,005	7	0,04625	66	0,01875	27

Увеличивается суммарная пористость. При этом относительное увеличение общей пористости возрастает с увеличением тонкости помола цемента.

Микропористость образцов увеличилась примерно в 2 раза. Объем переходных пор при этом практически не изменяется для образцов, приготовленных из цемента удельной поверхности  $3000\text{ см}^2/г$ , и увеличивается для цементов более тонкого помола ( $4500\text{ см}^2/г$ ).

Объем макропор образцов, приготовленных из цемента удельной поверхности  $3000$  и  $4500\text{ см}^2/г$ , уменьшается.

Отмеченное увеличение микропористости для пропаренных образцов может свидетельствовать о большей плотности структуры продуктов гидратации при пропаривании.

Классификация пористости нами принята по аналогии с существующим делением пор в сорбционной технике и теплофизике: микропоры — радиусом  $25-50\text{Å}$ ; переходные поры — радиусом  $25-50\text{Å}-500-1000\text{Å}$  и макрокапилляры — радиусом более  $1000\text{Å}$ , т. е. более  $0,1\mu$ . Такое деление пор связано с явлением капиллярной конденсации и достаточно полно обосновано А. В. Лыковым [5] для капиллярно-пористых тел. В капиллярах происходит процесс капиллярной конденсации (если в капилляре есть мениск жидкости). Если радиус сквозного капилляра меньше  $10^{-5}\text{ см}$ , то в этом микрокапилляре образуется мениск, т. е. происходит заполнение капилляра за счет образования пленок на его стен-



Рис. 2. Интегральные кривые распределения объема пор по радиусам для цементно-песчаных образцов в зависимости от удельной поверхности цемента и условий твердения

1 —  $S = 3000\text{ см}^2/г$ , нормальное твердение; 2 —  $S = 4500\text{ см}^2/г$ , нормальное твердение; 3 —  $S = 3000\text{ см}^2/г$ , тепловлажностная обработка по режиму 3 + 4 + 4; 4 —  $S = 4500\text{ см}^2/г$ , тепловлажностная обработка по режиму 3 + 4 + 4

ках из охлажденного пара (толщина слоя  $\sim 10^{-5}\text{ см}$ ). Если же радиус сквозного капилляра больше  $10^{-5}\text{ см}$ , то этот макрокапилляр не может быть полностью заполнен водой путем сорбции пара, и заполнение таких капилляров водой может быть только при непосредственном соприкосновении.

В силу этого все капиллярные поры с радиусом более  $10^{-5}\text{ см}$  (т. е.  $1000\text{Å}$ ) относятся к макропорам, а капилляры с радиусом менее  $10^{-5}\text{ см}$  — к микропорам.

Область переходных пор является связующим звеном в капиллярно-пористой структуре тела.

Деление пор на капиллярные и некапиллярные (пустоты) определяется формой поверхности жидкости в поре.

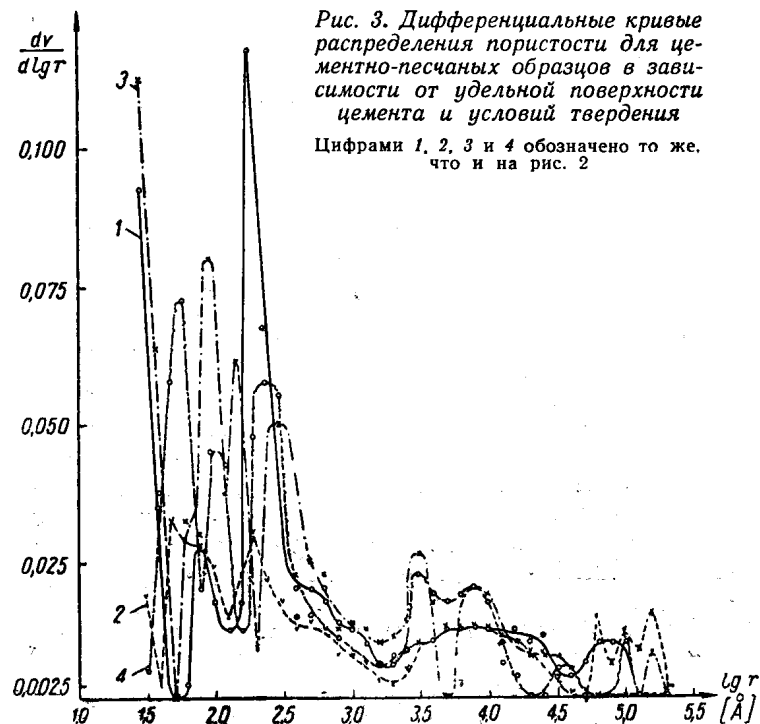


Рис. 3. Дифференциальные кривые распределения пористости для цементно-песчаных образцов в зависимости от удельной поверхности цемента и условий твердения

Цифрами 1, 2, 3 и 4 обозначено то же, что и на рис. 2

В капиллярной поре поверхность жидкости принимает форму, обусловленную силами поверхностного натяжения и малоискаженную силами тяжести (влиянием силы тяжести в таких порах можно пренебречь). Практически наибольшим значением радиуса капиллярной поры следует считать 10—20  $\mu$  (размер капиллярно-пористого тела 5—10 см). Поры, радиус которых больше 10—20  $\mu$ , не являются капиллярными, а представляют собой пустоты, так как в них поверхность нижнего мениска воды из вогнутой становится выпуклой с постепенно уменьшающимся радиусом кривизны вплоть до отрыва капли с нижнего конца капилляра.

Некапиллярные поры (пустоты) заполняются под действием гидростатического давления жидкости.

В зоне переменного уровня насыщение всех пор и пустот цементного камня наибольшее. Однако основнымместилищем жидкости являются макрокапилляры, обеспечивающие наибольшую скорость подсоса, так как чем тоньше капилляр, тем на большую высоту поднимается жидкость, но тем медленнее совершается этот процесс. Гравитационная вода, заполняя пустоты, во время отлива стечет вниз под действием силы тяжести, вода же макрокапилляров будет удержана.

В надводной части лишь все более тонкие капилляры будут способны поднимать и удерживать воду.

Заполнение пустот и капиллярных пор в условиях полного погружения, безусловно будет, однако последние заполняются более медленно, так как отсутствует поверхность испарения.

Таким образом, процесс насыщения цементного камня в условиях полного погружения аналогичен насыщению на переменном уровне, но протекает более медленно. Этим явлением капиллярного подсоса, а также попеременной усадкой и набуханием (увлажнением и высушиванием) объясняется пониженная химическая стойкость цементного камня на переменном уровне.

Экспериментально установленный характер структурной пористости образцов из цементного раствора и принятая классификация пор согласуются с данными о сульфатостойкости образцов по показателям механической прочности.

Как видно из данных табл. 3 и 5, сульфатостойкость образцов определяется содержанием макрокапилляров. Для образцов, приготовленных из цемента с удельной поверхностью 3000 и 4500  $см^2/г$ , содержание макрокапилляров в условиях гидротермального твердения уменьшается. При этом было отмечено повышение сульфатостойкости этих образцов по показателям механической прочности.

Как показали опыты, роль переходных пор в определении химической стойкости цементного камня менее значительна. Однако у образцов тепловлажностного твердения, приготовленных из цемента с удельной поверхностью 4500  $см^2/г$ , повышенное содержание переходных пор по сравнению с образцами из цемента с удельной поверхностью 3000  $см^2/г$  при примерно одинаковой макропористости вызвало снижение сульфатостойкости.

Что касается микрокапилляров, то в случае химической коррозии их роль, по-видимому, незначительна вследствие их непроницаемости.

В случае физической коррозии (замораживания и оттаивания) роль микрокапилляров особая. Они являются теми резервными порами, куда возможно отжатие воды из макрокапилляров в процессе замерзания, что повышает морозостойкость цементного раствора.

Нами не проводились испытания на морозостойкость. Однако экспериментальные данные по увеличению микропористости образцов тепловлажностного твердения принципиально не позволяют считать тепловлажностную обработку фактором, понижающим морозостойкость цементно-песчаного раствора.

#### ВЫВОДЫ

Сульфатостойкость цемента тепловлажностного твердения, проверенная на образцах из цементно-песчаного раствора, больше, чем у того же цемента нормального твердения.

Примененный в исследованиях метод ртутной порометрии позволил установить особенности структурной пористости образцов из цементно-песчаного раствора тепловлажностного твердения, оказывающие положительное влияние на сульфатостойкость.

С увеличением удельной поверхности цемента сульфатостойкость образцов понижается в основном за счет увеличения содержания макрокапилляров и переходных пор.

По сравнению с физической структурой образца — пористостью и ее характером — фазовый состав продуктов гидратации цемента с ограниченным содержанием  $C_3A$  имеет меньшее значение.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. А. Е. Шейкин, М. И. Гершман, Н. И. Олейникова. Труды НИИЦемент, вып. 15, 1961.
2. Т. Торвальдсон. Третий международный конгресс по химии цемента, М., 1958, стр. 288—290.
3. Методы исследования структуры высокодисперсных пористых тел. Сборник трудов 1-го совещания, М., 1953.
4. Сборник трудов 2-го совещания, М., 1958.
5. А. В. Лыков. Явление переноса в капиллярно-пористых телах, М., 1954.



# Крупноразмерные железобетонные панели в виде искривленных прямоугольников для оболочек покрытий

Инж. Э. З. ЖУКОВСКИЙ

Широкое распространение за рубежом получили квадратные в плане монолитные железобетонные оболочки, образуемые фрагментами линейчатых поверхностей второго порядка — гиперболическими параболоидами. Покрытия устраиваются в виде комбинации четырех частей равносторонних гиперболических параболоидов, имеющих вертикальную ось, проходящую через центр плана. Каждый элемент покрытия имеет две системы прямолинейных образующих, лежащих в плоскостях, параллельных сторонам плана.

Геометрическое образование гиперболических параболоидов и принципы расчета по безмоментной теории изложены в статье проф. П. Л. Пастернака — «Оболочки двойкой кривизны в гражданском и промышленном строительстве»<sup>1</sup>.

Графически можно представить геометрическое образование гиперболического параболоида следующим образом.

Одна или две вершины плоского прямоугольника перемещаются по вертикали, в то время как остальные вершины продолжают оставаться в плоскости, при этом прямоугольник как бы деформируется и искривляется.

ГПИ Промстройпроект (Москва) разработал решения сборных железобетонных оболочек из гиперболических параболоидов для квадратной сетки колонн. При этом оболочки образуются замоноличиванием криволинейных панелей размерами  $3 \times 3$  м с бортовыми элементами в виде предварительно напряженных ферм, расположенных по контуру секции.

В ГПИ Ленинградский Промстройпроект для покрытий производственных зданий с шагом колонн 6 и 12 м, по предложению автора статьи, разработаны сборно-монолитные железобетонные оболоч-

ки, собираемые из крупноразмерных панелей в виде искривленных прямоугольников — гиперболических параболоидов. Панели имеют ширину 3 м, длину от 6 до 24 м (в зависимости от пролета оболочки) и по контуру снабжены ребрами высотой 250—500 мм. Конструкция панели размером  $3 \times 9$  м показана на рис. 1. Поверхность панели содержит две системы прямолинейных образующих и две главные параболы, расположенные по диагоналям, — выпуклую и вогнутую. Промежуточных ребер в панели нет, что облегчает изготовление и уменьшает расход материалов по сравнению с типовыми ребристыми плитами. Прочность и жесткость оболочек панелей при распалубке и монтаже создаются двойкой кривизной их формы.

Продольные ребра панели обеспечивают прочность и жесткость всей панели при распалубке, транспортировке, складировании и монтаже, а также выполняют роль бортовых элементов и воспринимают суммарные усилия, возникающие в оболочке при эксплуатации.

Петли для подъема панели (рис. 3 на обложке) расположены на продольных ребрах на расстоянии 1,9—3,5 м (в зависимости от длины панели) для уменьшения балочного момента в середине ребер при монтаже.

Панели могут быть железобетонными толщиной 30 мм или армоцементными с уменьшением толщины до 20—25 мм. В первом варианте оболочка армируется одной сеткой из холоднотянутой проволоки, во втором — применяются одна промежуточная сетка из холоднотянутой проволоки и четыре тканых.

Продольные ребра армируются сварными каркасами по расчету, поперечные — конструктивной арматурой.

Разнообразные комбинации разработанных панелей с применением затяжек из стали 25Г2С или

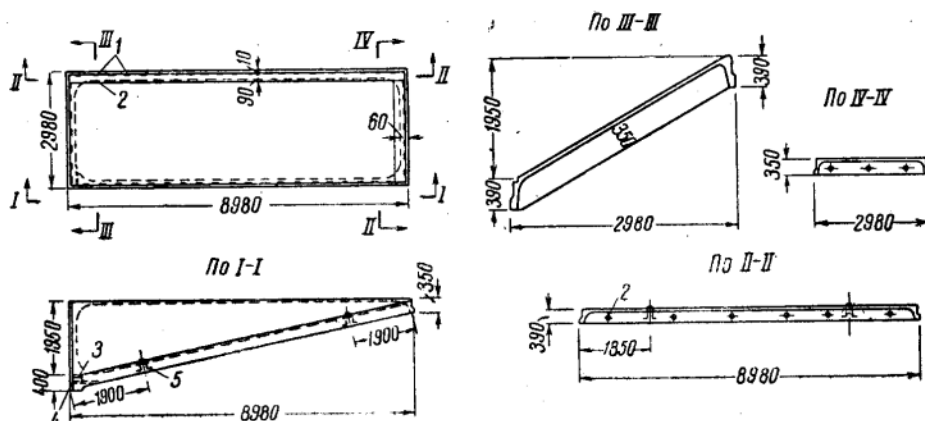


Рис. 1. Панель в виде искривленного прямоугольника размером  $3 \times 9$  м

1 — пазы в ребрах; 2 — газовые трубки для болтов; 3 — петля для подъема оболочки; 4 — закладная газовая трубка для затяжки; 5 — петля для подъема панели

<sup>1</sup> «Известия Академии строительства и архитектуры СССР» № 3, 1960.

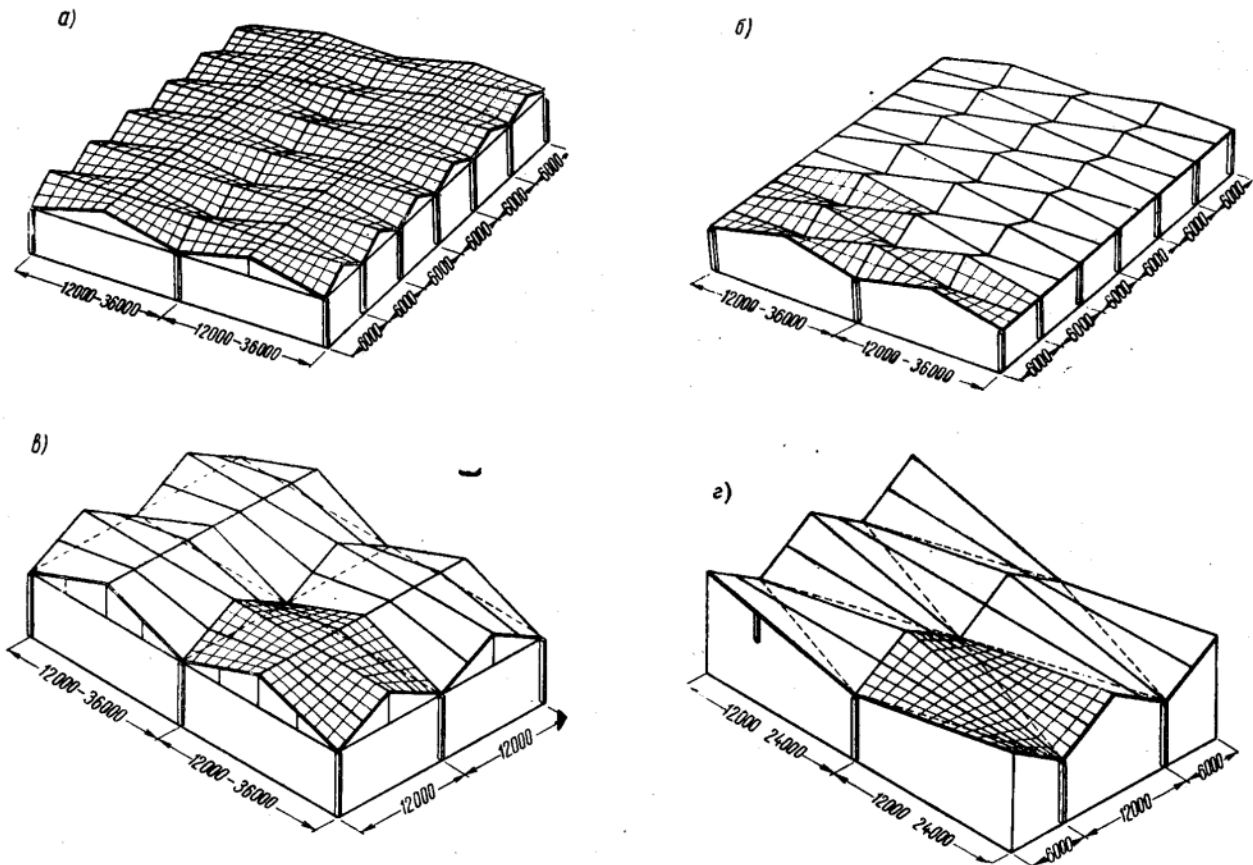


Рис. 2. Примеры решения оболочек из панелей в виде искривленных прямоугольников

предварительно напряженные со стержневой арматурой или высокопрочной проволокой позволяют конструировать различные виды оболочек больших пролетов — 12, 18, 24, 30 и 36 м — при шаге колонн 6 и 12 м (рис. 2). Стрела подъема оболочек колеблется от 2 до 4 м.

Оболочка для покрытий зданий с шагом колонн 6 м (рис. 2, а) состоит из четырех однотипных панелей и затяжек по ее периметру. Совместная работа панелей обеспечивается замоноличиванием швов и заполнением пазов в ребрах раствором, а также приваркой накладок к закладным частям ребер с шагом 1,5 м. Такие оболочки можно применять для пролетов от 12 до 36 м соответственно с применением крупногабаритных панелей 3×6, 3×9, 3×12 и 3×18 м.

В Черногорске Красноярского края трест Красноярскшахтострой осуществляет строительство экспериментального покрытия цеха пролетом 18 м из оболочек такого типа, собираемых из панелей размером 3×9 м (рис. 2, а). Оболочка для покрытий зданий с шагом колонн 12 м (рис. 2, в) состоит из восьми панелей двух типов (с правой и левой опалубками) и также имеет затяжки по периметру. Конструкция оболочки аналогична показанной на рис. 2, а.

Геометрическое образование поверхности панелей для оболочек, показанных на схемах 2 (а и в), можно представить, перемещая по вертикали одну

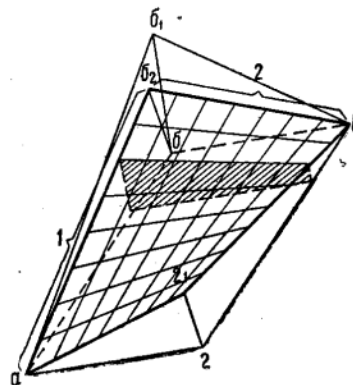


Рис. 3. Схема устройства опалубочной формы панели

$a_1 a_2$  — горизонтальная опорная рама;  $a_1 b_1$ ,  $a_2 b_2$  — проектное положение панели;  $a_1 b_2$ ,  $a_2 b_1$  — обвязочная рама, определяющая поверхность панели при бетонировании; 1 — система прямых образующих, по направлению которых расставлены вертикальные опорные рамы и нашиты доски поддона; 2 — система прямых образующих, по направлению которых расположены прогоны

вершину плоского прямоугольника. На рис. 2 (б и в) показаны оболочки, для создания которых применены панели с геометрическим образованием поверхности при перемещении по вертикали двух вершин прямоугольника. Такого рода однотипными панелями по схеме, изображенной на рис. 2, в, удалось решить покрытие здания с шагом колонн 12 м. При этом возможно устройство затяжек как диагональных, так и расположенных по контуру сечения.

Возможность такого решения объясняется тем, что длины и углы наклона продольных ребер, являющихся бортовыми элементами оболочки, одинаковы, и гиперболоидический параболоид обладает свойствами пространственной косо́й симметрии.

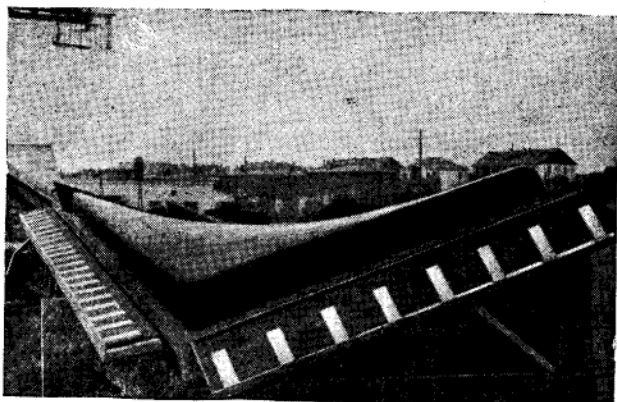


Рис. 4. Опалубочная форма панели

Достигнуть такого решения не удалось в схеме на рис. 2, в, где разрезка поверхности на панели шириной 3 м неизбежно приводит к двум типам.

Применение двух типов панелей в виде искривленных прямоугольников, образованных двумя способами, позволяет решить многопролетное покрытие, в данном случае—двухпролетное (рис. 2, б), в виде неразрезной оболочки-балки, закон изменения поперечных сечений которой приблизительно соответствует изменению изгибающих моментов по ее длине. Средние ребра оболочки благодаря выбранной форме геометрической поверхности панелей находятся все время в растянутой зоне и армированы в соответствии с эпюрой изгибающих моментов двухпролетной неразрезной балки.

Наиболее ответственным узлом в оболочках этого типа является опорный узел, который находится в сложном напряженном состоянии под действием суммарных сжимающих сил (передаваемых оболочкой на опору), горизонтальных усилий (передаваемых гайками затяжек), а также растягивающих напряжений и напряжений при кручении. Для восприятия всех этих усилий в узле создан значительный бетонный массив с плавным переходом от ребра к ребру в плане и по высоте панели. Расстановка арматуры при конструировании произведена таким образом, чтобы обеспечить пространственную работу узла. В узел заведены каркасы продольного и поперечного ребер панели. Вязаные хомуты связывают эти каркасы с дополнительными угловыми стержнями и создают железобетонную обойму, которая должна обеспечить сопротивление выкалыванию от горизонтальных сил в затяжках.

Оболочки допускают подвеску легкого внутрицевого транспорта и устройство отверстий, окаймленных ребрами, для установки вентиляционных дефлекторов. Как показали натурные испытания оболочки  $6 \times 18$  м в Черногорске<sup>1</sup>, приложение сосредоточенной силы в 1,5 т к среднему продольному

<sup>1</sup> Натурные испытания проводились лабораторией сборного и сборно-монолитного железобетона НИИЖБа совместно с ГПИ Ленпроектприпроект при участии работников Красноярского НИИСа.

ребру оболочки, загруженной нормативной равномерно распределенной нагрузкой, не вызвало сколько-нибудь существенных деформаций. Так, максимальный прогиб оболочки под действием этой силы соответствовал максимальному прогибу под действием равномерно распределенной нагрузки в  $25 \text{ кг/м}^2$ . Во всех схемах оболочек предусмотрено устройство внутренних водостоков и рулонной кровли.

При расчете оболочек (рис. 2, а и в) учитывалось, что при прямоугольном плане оболочка стремится работать большим пролетом, уподобляясь шпренгельной системе. Сечение верхнего пояса оболочки шириной, равной шагу колонн, имеет переменный момент инерции, так как высота сечения изменяется по закону прямой от высоты ребра в середине пролета до стрелы подъема оболочки на опоре. По этой схеме оболочка как верхний пояс шпренгельной системы работает на сжатие с изгибом. Если бы высота сечения изменялась не по закону прямой (вследствие линейчатости конструкции), а по параболе, наибольшее растяжение было бы в четверти пролета оболочки. Но так как нарастание момента происходит значительно быстрее нежели увеличение высоты сечения, то сечение с наибольшими растягивающими напряжениями близко к фронтонному узлу и отстоит от него примерно на 1 м.

При расчете конструкции была произведена оценка несущей способности оболочки применительно к безмоментной теории расчета оболочек в виде гиперболических параболоидов, квадратных в плане. Усилия в продольных затяжках, полученные по двум методам расчета, оказались близки друг к другу.

В действительности, конструкция работает в сложном напряженном состоянии оболочки, приближаясь к работе балки в том случае, если контур поперечного сечения окажется жестким и недеформируемым. Наблюдения в ходе натурных испытаний оболочки  $6 \times 18$  м в Черногорске подтверждают эти соображения. Контур поперечного сечения оболочки оказался достаточно жестким, что, в частности, проявилось в сопротивлении оболочки при загрузке ее односторонней нагрузкой. Поэтому картина распределения трещин в ребрах, в общем, соответствовала предложенной расчетной методике. Первые видимые трещины, ширина раскрытия которых составляла 0,06 мм, были обнаружены в продольных наружных ребрах панелей приблизительно на расстоянии 1 м от конька при симметричной равномерно распределенной нагрузке на оболочку  $144 \text{ кг/м}^2$ . С увеличением нагрузки ширина раскрытия трещин в ребрах увеличивалась и к моменту разрушения достигла 0,12—0,15 мм. Трещины располагались по обе стороны от конька равномерно вдоль ребер на длине около 2 м.

Вместе с тем характер трещин в оболочке панелей соответствовал безмоментной теории расчета. Первые видимые трещины были обнаружены при симметричной равномерно распределенной нагрузке, превышающей нормативную в 1,4 раза. Они на-

чинались у опорных узлов и были направлены под углом  $45^\circ$  к наружным граням. Ширина раскрытия трещин к моменту разрушения составляла 0,2—0,3 мм, причем они были видны на внутренней и наружной поверхностях оболочки.

Натурные испытания показали, что оболочка обладает достаточной несущей способностью и жесткостью.

Отношение нагрузки при разрушении к нормативной составляло 1,91, что соответствовало 1,53 расчетной. Максимальный прогиб в коньке оболочки при нормативной нагрузке (без учета собственного веса) составил 1,97 см, или  $\frac{1}{300}$  пролета, что свидетельствует о том, что конструкция обладает необходимой жесткостью.

Изготовление панелей не вызывает особых трудностей и может быть организовано на заводах железобетонных изделий и на полигонах.

Опалубку для них (рис. 3 и 4) следует выполнять металло-деревянной с металлическими каркасными и обвязочными рамами и бортами. Поддон опалубочной формы набирается из сухих узких досок, расположенных по направлению поперечных прямолинейных образующих панели; прогоны, поддерживающие поддон, — по направлению продольных образующих, рамы каркаса — по направлению поперечных образующих.

Укладку бетона в опалубочную форму панели следует начинать с опорного узла и ребер, уплотняя его глубинными вибраторами. Бетон самой панели уплотняют с помощью виброрейки, перемещаемой поступательно по направляющим продольных бортов. При заводском изготовлении панелей следует применять вибропрофилирующие машины. Опыт показал, что съём панели с опалубки проходит без затруднений.

На рис. 5 показана перевозка опытного образца панели.

Для производства монтажа разработано несколько вариантов организации работ.

**Метод укрупненной сборки.** На кондукторе можно собрать целую секцию оболочки (например,  $6 \times$

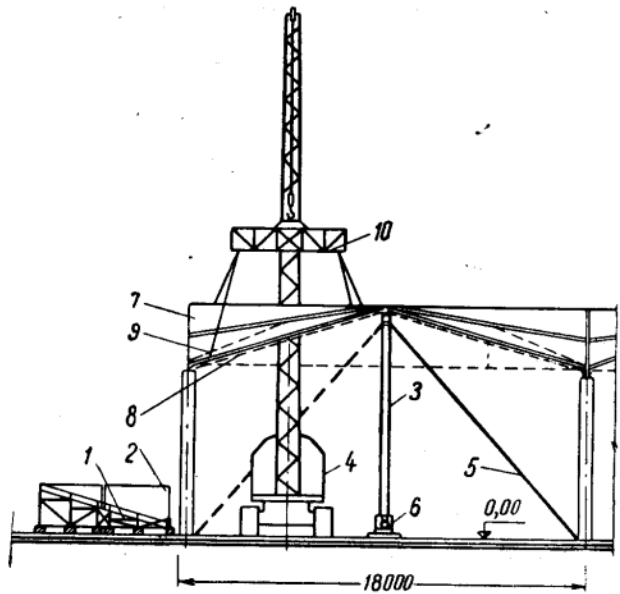


Рис. 6. Монтаж оболочки  $12 \times 18$  м

1 — кондуктор для сборки блока из двух панелей; 2 — блок панелей; 3 — временная телескопическая стойка; 4 — гусеничный кран СКГ-25; 5 — расчалка; 6 — домкрат; 7 — устанавливаемый блок панелей; 8 — временная затяжка; 9 — главная выпуклая парабола гиперболического параболоида; 10 — траверса

$\times 18$  м). После замоноличивания швов и соединения закладных частей устанавливают затяжки, равномерным подтягиванием которых оболочку поднимают с опор и краном устанавливают в проектное положение.

При монтаже покрытий зданий с шагом колонн 12 м на кондукторе можно произвести укрупнительную сборку блока из двух панелей (см. схему рис. 2, в).

После замоноличивания и приварки накладок к закладным частям панелей по направлению диагональной выпуклой параболы устанавливают временную затяжку. Блок поднимают гусеничным краном и устанавливают на колонну и временную опору, расположенную в центре секции (рис. 6). После установки блоков, затяжек и подвесок к ним, сварки закладных частей, замоноличивания стыков и выдерживания в них раствора, затяжки подтягивают, временная стойка освобождается и ее переносят в следующую секцию. Устойчивость блока панелей обеспечивается приваркой его закладных частей к закладным частям ранее смонтированных оболочек.

Возможен также монтаж укрупненной секции из четырех панелей (половина оболочки), снабженных продольной затяжкой. В этом случае применяются только две монтажные стойки, и поперечные затяжки устанавливаются после монтажа.

**Метод надвигки.** Непосредственно у торца здания на уровне верха колонны сооружают специальную площадку. Оболочку собирают на кондукторе, установленном на этой площадке. Собранный и замоноличенную оболочку с помощью ручных лебе-



Рис. 5. Перевозка опытного образца панели

док передвигают к месту установки по специально уложенным путям.

**Монтаж при помощи легких передвижных подмостей.** Легкие передвижные подмости с небольшим количеством стоек устанавливаются в одной секции. После сборки и замоноличивания оболочки подмости передвигают в другую секцию, где процесс сборки и монтажа повторяется.

Выбор метода монтажа зависит от размеров оболочек и от наличия подъемно-транспортного оборудования. Наиболее рациональным является метод укрупнительной сборки оболочки с последующим подъемом и установкой ее в проектное положение.

## ВЫВОДЫ

Экспериментальное строительство покрытия цеха железобетонных изделий в Черногорске показало, что оболочки, собираемые из панелей, имеющих вид искривленных прямоугольников, являются надежной, экономичной и простой в изготовлении конструкцией покрытия. По сравнению с типовыми плоскими конструкциями применение оболочек такого типа позволяет снизить расход бетона на 30—40%, стали на 25—30%. Покрытие из ферм или балок и плит заменяется в этом случае покрытием, состоящим из одного-двух типов криволинейных панелей, изготовляемых в простой опалубке.

# Практический метод расчетного определения деформаций ползучести и усадки бетонов

Канд. техн. наук И. И. УЛИЦКИЙ

Учет деформаций ползучести и усадки бетонов необходим для расчета предварительно напряженных конструкций, определения жесткости железобетонных элементов, расчета на действие вынужденных деформаций и смещений опор, на трещиностойкость, для определения внутренних усилий в статически неопределимых системах. В связи с этим имеется острая необходимость в знании характеристик ползучести и усадки различных бетонов.

Существующие нормативные документы содержат мало количественных данных этих характеристик. Включение в нормативные документы величин, характеризующих ползучесть и усадку, дало бы возможность внедрить в практику проектирования теоретически обоснованные методы расчетов, учитывающие ползучесть, и указало бы исследователям, какие параметры необходимо определять в процессе экспериментов.

Для современного строительства, характеризующегося применением широкой номенклатуры бетонов, предварительного напряжения тонкостенных и большепролетных конструкций, умение «управлять» деформативностью бетона или хотя бы правильно учитывать ее при проектировании, зачастую не менее важно, чем умение управлять прочностью бетона. Вместо пассивного отношения к деформативности бетона, проектировщикам и строителям пора перейти к активному влиянию на величину деформативности и контролю ее.

В настоящей статье излагается практически доступный приближенный метод расчетного определения величин деформаций ползучести и усадки бетона с учетом основных факторов, влияющих на эти деформации. Для обоснования предлагаемого метода были обработаны и обобщены многочислен-

ные эксперименты, проведенные отечественными и зарубежными исследователями. Обработке подверглось 129 серий длительных опытов, включавших 700 образцов<sup>1</sup>.

Ряд опытов (34 серии) с современными бетонами был поставлен в 1957—1961 гг. специально для обоснования предлагаемого метода и охватывал в числе других бетоны заводского изготовления, высокопрочные бетоны, мелкозернистые бетоны и бетоны с изолированной поверхностью.

Для количественной оценки деформаций линейной ползучести бетона можно принимать одну из следующих величин: характеристику ползучести  $\varphi_t$ , меру ползучести  $S$ , коэффициент упругости  $\nu$ .

Характеристика ползучести  $\varphi_t$  является безразмерной величиной (отношением деформации ползучести к упругой деформации) и равна:

$$\varphi_t = \frac{C}{E_0} \quad (1)$$

где  $C$  — мера ползучести (размерность  $см^2/кг$ ), представляющая собой относительную деформацию ползучести, вызванную напряжением  $1 кг/см^2$ ;

$E_0$  — модуль упругой деформации бетона, соответствующий моменту времени  $\tau_1 = 0$  (моменту загрузки).

Между коэффициентом упругости  $\nu$ , который является безразмерной величиной (отношением упругой деформации к полной деформации), и характе-

<sup>1</sup> В работе: O. Wagner. Das Kriechen unbewehrten Betons. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. H. 131, Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1958, являющейся одной из обстоятельных зарубежных монографий, посвященных определению деформаций ползучести, содержатся результаты испытаний 186 образцов.

ристикой ползучести  $\varphi_t$  или мерой ползучести  $C$  имеются зависимости:

$$\nu = \frac{1}{1 + \varphi_t}, \quad (2)$$

или

$$\nu = \frac{1}{1 + CE_0}. \quad (3)$$

Как известно, ползучесть бетона зависит от большого количества факторов (свойств бетона, влажности и температуры среды, масштабного фактора, величины и характера напряжения, повторности приложения нагрузок, возраста бетона в момент загрузки, длительности загрузки).

При современной изученности влияния многочисленных факторов на ползучесть и усадку бетона разработка теоретических выражений для определения характеристик ползучести и усадки едва ли осуществима.

Для определения предельных характеристик ползучести и усадки бетона предлагаются следующие формулы.

Предельная характеристика ползучести может определяться по формуле

$$\varphi_{t=\infty} = \varphi_{t=\infty}^c \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3, \quad (4)$$

а предельная относительная деформация усадки  $\alpha_y$  — по формуле

$$\alpha_y = \alpha_y^c \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_4, \quad (5)$$

где  $\varphi_{t=\infty}^c$  — значение предельной характеристики ползучести для условий, принятых за средние;

$\alpha_y^c$  — значение предельной относительной деформации усадки для условий, принятых за средние;

$\eta_1$  — поправочный коэффициент, зависящий от влажности среды, в которой находится элемент (конструкция);

$\eta_2$  — поправочный коэффициент, учитывающий масштабный фактор (размеры элемента);

$\eta_3$  — поправочный коэффициент, зависящий от возраста бетона  $\tau$ , в момент загрузки элемента (конструкции);

$\eta_4$  — поправочный коэффициент, зависящий от времени  $\tau_{1y}$ , с которого начинается учет усадки бетона.

Предлагаемая структура расчетных формул (4) и (5) для определения предельных характеристик ползучести  $\varphi_{t=\infty}$  и усадки  $\alpha_y$  построена так, что свойства бетона учитываются величинами  $\varphi_{t=\infty}^c$  и  $\alpha_y^c$ , а режим среды, масштабный фактор, возраст бетона в момент загрузки и момент начала учета усадки — коэффициентами  $\eta_1$ ,  $\eta_2$ ,  $\eta_3$  и  $\eta_4$ . Что касается величины и характера напряжения, а также армирования, то они должны учитываться в формулах той или иной теории ползучести.

Разумеется, сама по себе структура выражений (4) и (5) при условии раздельного и независимого определения поправочных коэффициентов  $\eta_1$ ,  $\eta_2$ ,  $\eta_3$

и  $\eta_4$  является приближенной, поскольку в действительности указанные коэффициенты в большей или меньшей мере взаимозависимы. Это в особенности касается коэффициентов  $\eta_1$  и  $\eta_2$ , отражающих влияние влажности среды и масштабного фактора.

Однако предлагаемое построение расчетных формул в связи с их простотой представляется целесообразным для практического использования в инженерных расчетах. Что касается взаимосвязи некоторых поправочных коэффициентов, то ниже она будет приближенно учтена.

Величины  $\varphi_{t=\infty}^c$  и  $\alpha_y^c$  должны отражать влияние факторов, связанных со свойствами и соотношениями исходных материалов для изготовления бетона. Таким образом, величины  $\varphi_{t=\infty}^c$  и  $\alpha_y^c$  зависят от многочисленных факторов: водоцементного отношения; состава бетона; рода цемента; наличия добавок; породы; формы; характера поверхности и гранулометрии заполнителей. Кроме того, на величины  $\varphi_{t=\infty}^c$  и  $\alpha_y^c$  оказывают влияние методы изготовления и обработки бетона (вибрирование, пресование, пропаривание, прогрев, автоклавная обработка и пр.).

В настоящее время еще невозможно рекомендовать подробно дифференцированные, экспериментально обоснованные значения  $\varphi_{t=\infty}^c$  и  $\alpha_y^c$  с учетом влияния всех перечисленных выше факторов.

В табл. 1 приведены значения  $\varphi_{t=\infty}^c$  и  $\alpha_y^c$  для некоторых разновидностей бетонов и силикатных материалов. Указанные значения относятся к средним характеристикам бетона и способам изготовления, которые обычно применяются.

Как усадка бетона, так и его ползучесть являются длительными процессами, протекающими параллельно. Они в значительной мере (но не полностью) объясняются одними и теми же причинами. Факторы, способствующие увеличению ползучести, обычно способствуют и увеличению усадки (например, повышение водоцементного отношения,

Таблица 1

Значения  $\varphi_{t=\infty}^c$  и  $\alpha_y^c$

Вид бетона	$\varphi_{t=\infty}^c$	$\alpha_y^c \cdot 10^6$
Обычный (с крупным заполнителем) естественного твердения	2	30
То же, подвергнутый пропариванию	1,8	25
Легкий (с крупным заполнителем) естественного твердения	2,5	35
Мелкозернистый (песчаный) обычный естественного твердения	2,5	50
То же, прогретый для вибропркатных конструкций	2	30
Мелкозернистый легкий	2,5	50
Пробужденный	2,5	35
Автоклавный цементный мелкозернистый	1,8	20
Автоклавные силикатные (бесцементные) материалы:		
обычный силикатный бетон	1,5	20
пеносиликат, пеносиликальцит, газосиликат	2,5	35

увеличение жирности бетона, уменьшение влажности среды). Поэтому логично, как это сделано в табл. 1, установление средних предельных относительных деформаций усадки, увязанных со средними предельными значениями характеристик ползучести.

Приведенные величины  $\varphi_{t=\infty}^c$  и  $\alpha_y^c$  подлежат по мере накопления экспериментальных данных развитию и уточнению. Несмотря на их ограниченность, они в сочетании с системой коэффициентов  $\eta_1, \eta_2, \eta_3$  и  $\eta_4$  в состоянии обеспечить довольно гибкую структуру формул (4) и (5), реагирующую на основные факторы, влияющие на протекание ползучести и усадки. Приведенные в табл. 1 значения средних предельных характеристик ползучести  $\varphi_{t=\infty}^c$  позволяют получить более обширную гамму средних предельных мер ползучести  $C_{t=\infty}$ . В самом деле, при использовании формулы (1) для перехода от  $\varphi_{t=\infty}^c$  (или от  $\varphi_t$ ) к  $C$  имеется возможность учесть с помощью значения  $E_0$ , обычно известного при проектировании, ряд свойств бетона. Хотя влияние различных факторов на упругие свойства бетона и его ползучесть не всегда одинаково, однако большей частью учет значений  $E_0$  позволяет приблизительно получить дифференцированные значения средней предельной меры ползучести  $C$ .

Перейдем к исследованию влияния основных факторов на ползучесть и усадку бетона.

Влажность среды оказывает существенное влияние на величину и характер протекания ползучести и усадки бетона.

На рис. 1 нанесены опытные точки, соответствующие опытам Дэвиса, Дютрона, Мамийана, де ла Пэнья и Роша (всего 18 серий опытов), показывающие влияние влажности среды на ползучесть (деформации ползучести, отвечающие относительной влажности 50%, приняты за единицу).

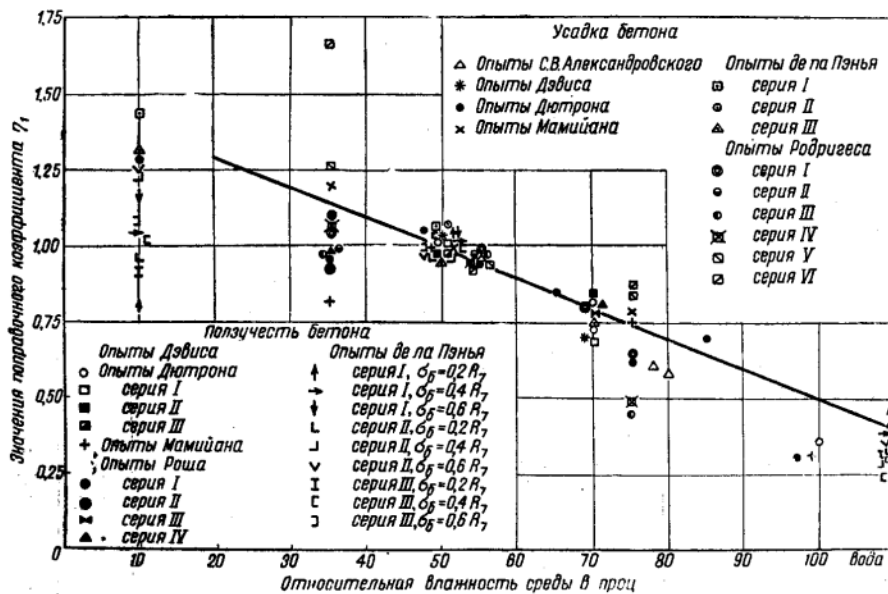


Рис. 1. Влияние влажности среды на ползучесть и усадку бетона

Несмотря на то что в опытах были применены совершенно разные бетоны, опытные точки при одинаковой относительной влажности довольно близко расположены друг от друга.

На рис. 1 нанесены также опытные точки, относящиеся к опытам С. В. Александровского, Дэвиса, Дютрона, Мамийана, де ла Пэнья и Родригеса (всего 13 серий опытов), по исследованию влияния влажности среды на усадку бетона (деформации усадки, соответствующие относительной влажности 50%, приняты за единицу).

При одной и той же влажности опытные точки, относящиеся к усадке, располагаются близко к опытным точкам, относящимся к ползучести. Это дает основание принимать поправочный коэффициент  $\eta_1$  учитывающий влажность среды, общим как при определении  $\varphi_{t=\infty}$ , так и при вычислении  $\alpha_y$ .

На основе анализа и усреднения результатов экспериментов можно принять значения поправочного коэффициента  $\eta_1$ , учитывающего влажность среды, указанные в табл. 2.

Таблица 2

Значения коэффициента  $\eta_1$

Характеристика влажностного режима	Относительная влажность воздуха в %	$\eta_1$
Очень сухой	< 20	1,4
Сухой	20—49	1,3
Нормальный	50—60	1
Влажный	61—75	0,85
Мокрый	> 75	0,7

Для приближенного учета взаимосвязи между коэффициентами  $\eta_1$  и  $\eta_2$ , отражающими влияние влажности среды и масштабного фактора на ползучесть и усадку бетона в массивных элементах, где влияние влажности среды должно проявляться значительно меньше, можно поступить следующим образом. Для массивных конструкций (при наименьшем размере поперечного сечения более 100 см) при вычислении  $\varphi_{t=\infty}$  и  $\alpha_y$  вне зависимости от влажности среды следует принять  $\eta_1 = 1$ . При определении  $\alpha_y$  для элементов, находящихся в воде или грунте, насыщенном водой, можно принять  $\eta_1 = 0$  и, следовательно,  $\alpha_y = 0$ .

Влияние масштабного фактора на ползучесть бетона исследовано в опытах К. С. Карапетяна, И. Е. Прокоповича, Вайла, Дэвиса, а также в опытах, проведенных под руководством автора в НИИСКе АСИА СССР.

Из опытов следует, что с увеличением размеров элемента ползу-

честь бетона уменьшается. Некоторые нарушения этой закономерности, полученные в опытах НИИСКА АСИА УССР в 1960 г. с бетоном, подвергнутому пропариванию, объясняются, по-видимому, особенностями протекания ползучести и усадки в образцах из пропаренного бетона.

На рис. 2 нанесены точки, соответствующие указанным выше опытам (всего 9 серий опытов). Величины деформаций ползучести, отвечающие наименьшему размеру поперечного сечения 20 см, приняты за единицу.

На рис. 2 имеются данные восьми серий исследований влияния размеров образца на усадку бетона, проведенных С. В. Александровским, К. С. Карапетяном, И. Е. Прокоповичем, Вайлом, и данные опытов, проведенных в 1960 г. в НИИСКе АСИА УССР. Характерным является то, что эти точки сравнительно близко располагаются к точкам, относящимся к опытам по исследованию влияния размера образца на ползучесть бетона.

На рис. 2 показаны также точки, полученные в опытах К. С. Карапетяна и в опытах НИИСКА АСИА УССР с изолированными образцами при исследовании ползучести и усадки. Указанные точки условно отнесены к размеру поперечного сечения больше 100 см, поскольку изоляция образцов в значительной мере имитирует поведение бетона в массиве. Что касается ползучести образцов из бетона, подвергнутого пропариванию, то, как следует из результатов, полученных в опытах НИИСКА АСИА УССР, ползучесть образцов без изоляции и с изоляцией оказалась почти одинаковой.

Анализируя опытные точки, показанные на рис. 2, видно, что, несмотря на существенные различия в характеристиках бетонов и режимах сред, существует достаточно выраженная закономерность для влияния размеров образца на ползучесть и усадку бетона.

На основе опытных данных, имеющих на рис. 2, в табл. 3 приведены рекомендуемые значения поправочного коэффициента  $\eta_2$ , которые могут быть распространены как на ползучесть, так и на усадку бетона.

При расчете конструкций в каждом отдельном случае необходимо будет устанавливать, что следует считать наименьшим размером поперечного сечения. При этом неизбежны значительные условности, так как реальные конструкции часто имеют не простую конфигурацию поперечного сечения. Кроме того, существуют другие осложняющие обстоятельства, как, например, защищенность некоторых поверхностей (кровлей, полов, одеждой проезжей части и пр.), неодинаковое влияние различных частей поперечного сечения на напряженное состояние при предварительном обжатии, действии внешней нагрузки, усадки и т. д. Для приближенного определения коэффициента  $\eta_2$  за наименьший

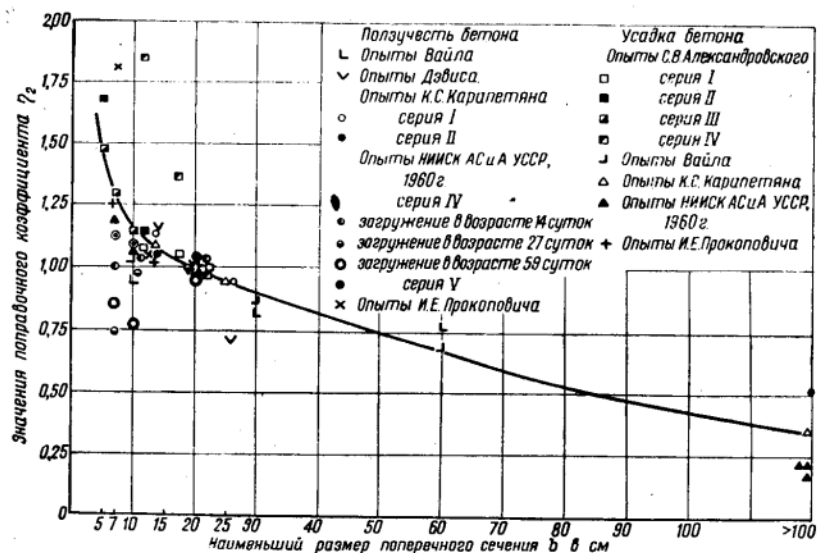


Рис. 2. Влияние масштабного фактора на ползучесть и усадку бетона

размер поперечного сечения можно принимать в плитах — толщину, в балках таврового, двутаврового и коробчатого сечения — наименьшую толщину стенки или высоту полки, в настилах — наименьшую толщину полок, стенок или ребер. При расчете плит и настилов, у которых одна из поверхностей закрыта конструкцией пола или кровли, определение коэффициента  $\eta_2$  можно производить для условной толщины плиты, равной действительной толщине, умноженной на 2.

Влияние возраста бетона в момент загрузки на ползучесть исследовалось в опытах К. С. Карапетяна, И. Е. Прокоповича, Г. С. Родова, И. А. Русина, А. В. Яшина, Глэнвила, Дэвиса, Мамийана, Роша, Шэнка, а также НИИСКА АСИА УССР в 1959 г. (3 серии), в 1960 г. (8 серий) и в 1961 г. (3 серии).

В опытах НИИСКА АСИА УССР, поставленных в 1960 г., исследовались свойства бетонов заводского изготовления. Образцы изготавливались из бетонов, которые применялись тремя заводами Кивеа для несущих сборных железобетонных конструкций (преимущественно панелей перекрытий). Условия приготовления и термовлажностной обработки опытных образцов выдерживались те же, что при изготовлении реальной заводской продукции.

Таблица 3

Значения коэффициента $\eta_2$			
Наименьший размер поперечного сечения элемента в см	$\eta_2$	Наименьший размер поперечного сечения элемента в см	$\eta_2$
< 5	1,6	30	0,9
5	1,5	40	0,8
7	1,3	50	0,75
10	1,15	60	0,7
15	1,05	80	0,55
20	1	100	0,5
25	0,95	> 100	0,4



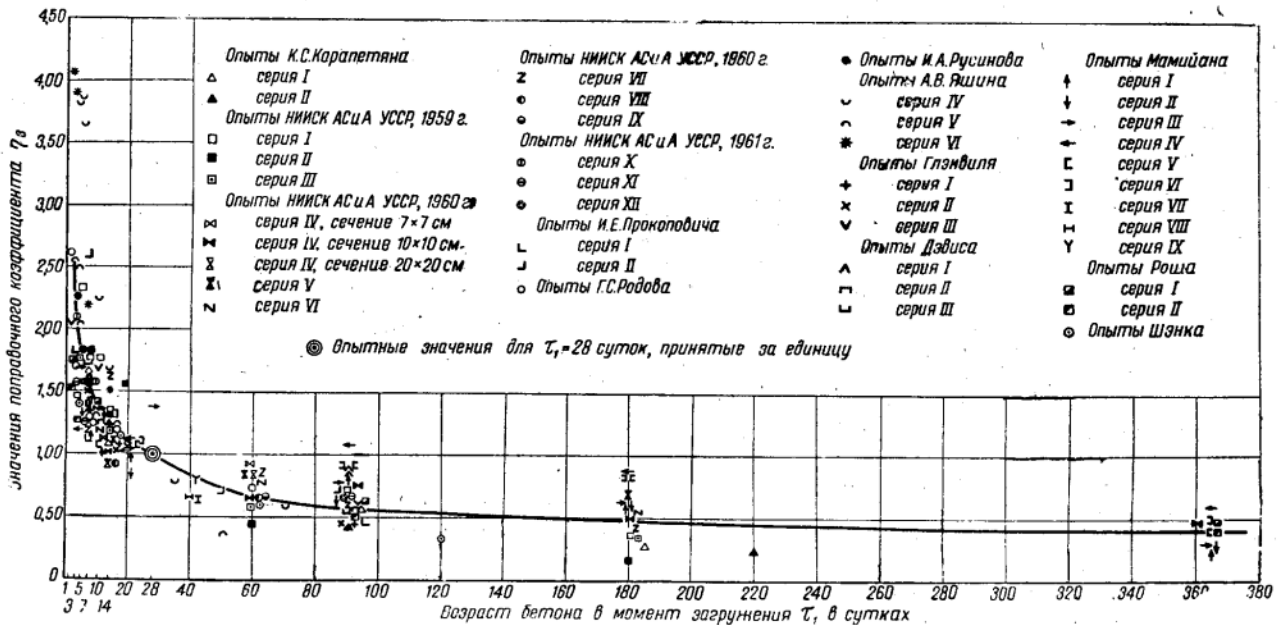


Рис. 3. Влияние возраста бетона  $\tau_1$  в момент загрузки на ползучесть

Параллельно исследовались образцы из бетонов естественного твердения и подвергнутых пропариванию для выяснения влияния пропаривания на ползучесть, усадку, прочность и упругие свойства. В опытах 1961 г. исследовались свойства высокопрочных бетонов марок 600, 800 и 1000.

Результаты всех опытов показывают, что ползучесть уменьшается с увеличением возраста бетона в момент загрузки. Увеличение возраста бетона в момент загрузки, т. е. старение бетона, является одним из факторов, наиболее сильно влияющих на ползучесть.

Поскольку одновременно с увеличением возраста бетона (старением) растет и его прочность, на первый взгляд кажется удобным связать изменение ползучести с отношением  $\frac{R'}{R}$ , где  $R'$  — прочность бетона в момент загрузки (обжатия);  $R$  — прочность в возрасте 28 суток (марка). Значения  $R$  и  $R'$  являются наперед заданными величинами и проверяются путем контрольных испытаний. Связь между интенсивностью ползучести и отношением  $\frac{R'}{R}$  представляется более целесообразной, чем принятая в действующих немецких нормах на проектирование предварительно напряженных железобетонных конструкций зависимость ползучести от отношения  $\frac{R'}{R_\infty}$ , где  $R_\infty$  — конечная прочность бетона, не поддающаяся экспериментальному определению в короткие сроки.

Однако анализ экспериментальных данных показывает, что закономерно выразить интенсивность развития деформаций ползучести в функции отношения  $\frac{R'}{R}$  не представляется возможным. Это об-

стоятельство лишний раз подчеркивает, что однозначной закономерности между прочностью и ползучестью бетона не существует.

Следует отметить, что бетоны современного изготовления, характеризующиеся сравнительно низкими водоцементными отношениями, применением термовлажностной обработки и быстротвердеющих цементов, обнаруживают быстрое затухание роста прочности. Что касается ползучести, то она реагирует на изменение возраста в момент загрузки сильнее и в течение более длительного периода.

Анализ результатов обработки указанных выше опытов показывает, что для всех опытов рост прочности бетона (по сравнению с 28-дневной прочностью) к довольно поздним возрастам, как правило, не превышал 10—25% (при воздушном хранении). Наряду с этим ползучесть при загрузении в поздних возрастах уменьшилась в 2—4 раза и более. Таким образом, попытки выразить уменьшение ползучести бетона (при увеличении возраста в момент загрузки) в функции от роста прочности бетона едва ли могут привести к достоверным результатам.

Значительно более удобным оказалось выразить предельную меру ползучести бетона в функции непосредственно от возраста бетона в момент загрузки. На рис. 3 приведены данные указанных выше опытов (всего 41 серия опытов).

Несмотря на сильные различия в бетонах (в опытах исследовались обычные, легкие, песчаные и высокопрочные бетоны, подвергнутые длительному загрузению в самых различных средах, включая хранение в воде), как видно из рис. 3, имеется

весьма закономерная зависимость между возрастом в момент загрузки  $\tau_1$  и относительной величиной предельных деформаций ползучести (величина поправочного коэффициента  $\eta_3$  для возраста в момент загрузки 28 суток принята за единицу).

На основании кривой, проведенной на рис. 3 через опытные точки, приняты (с округлением) значения поправочного коэффициента  $\eta_3$ , учитывающего влияние возраста бетона  $\tau_1$  в момент загрузки, на ползучесть, указанные в табл. 4.

Таблица 4

Значения коэффициента  $\eta_3$

Возраст бетона в момент загрузки $\tau_1$ в сутках	3	5	7	10	14	20	28	40	60	90	180	360
$\eta_3$	2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	1	0,8	0,7	0,6	0,5	0,45
	1,5	1,4	1,3	1,25	1,2	1,1	1	0,8	0,7	0,6	0,5	0,45

Значения, указанные в верхней строке табл. 4, относятся к бетонам естественного твердения; значения, указанные в нижней строке, — к бетонам, подвергнутым пропариванию, прогреву и автоклавной обработке.

Для силикатных материалов можно приблизительно независимо от возраста в момент загрузки принимать  $\eta_3 = 1$ .

Рассмотрение характера кривой, вписанной в опытные точки на рис. 3, приводит к выводу о том, что деформации ползучести резко увеличиваются при загрузке в весьма раннем возрасте

(менее 3 суток). Это обстоятельство следует иметь в виду при выборе сроков обжатия, загрузки, распулубливания, раскружаливания и т. п.

В зависимости от времени  $\tau_{1y}$ , с которого начинается учет усадки, т. е. в зависимости от сроков предварительного обжатия, замыкания (раскружаливания) или замоноличивания сборных конструкций, изменяется расчетная предельная величина усадки к моменту ее затухания.

Протекание усадки исследовалось в опытах НИИЖБа АСИА СССР, Глэнвилля, Дютрона, Мамийана, а также в Киевском инженерно-строительном институте и в НИИСКе АСИА УССР в 1959 г. (3 серии), 1960 г. (7 серий) и 1961 г. (3 серии).

На рис. 4 нанесены опытные точки для указанных опытов (всего 38 серий опытов). На этом рисунке по оси ординат отложены величины поправочного коэффициента  $\eta_4$ , отражающего влияние времени, с которого начинается учет усадки на ее предельное значение (величина  $\eta_4$ , отвечающая значению  $\tau_{1y} = 0-3$  суток, принята за единицу).

На рис. 4 нанесена кривая, которая является огибающей по отношению к большинству опытных точек, т. е. дает предельные значения усадки с некоторым запасом.

По кривой, нанесенной на рис. 4, с некоторым округлением приняты значения поправочного коэффициента  $\eta_4$ , указанные в табл. 5.

Таблица 5

Значения коэффициента  $\eta_4$

$\tau_{1y}$ в сутках	0-3	7	14	28	60	90	180	360
$\eta_4$	1	0,95	0,75	0,55	0,35	0,3	0,25	0,2

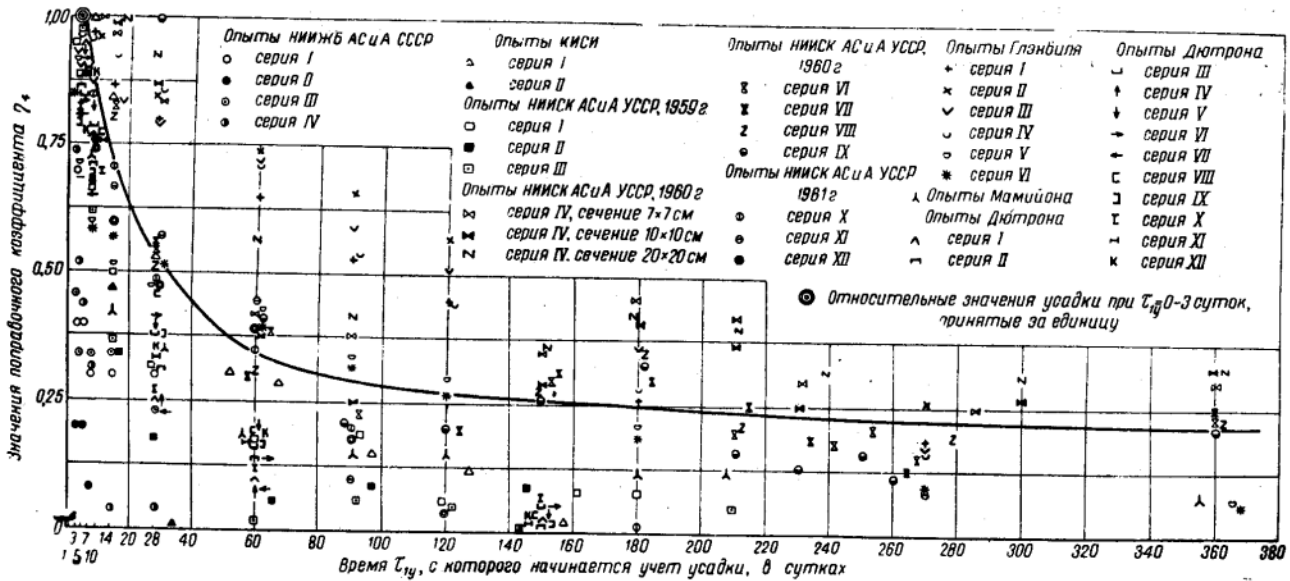


Рис. 4. Влияние времени  $\tau_{1y}$ , с которого начинается учет усадки, на ее предельное значение

В качестве величины  $\tau_{1y}$  принимается время (в сутках), с которого начинается учет усадки бетона. Величина  $\tau_{1y}$  отсчитывается с момента окончания влажного хранения или термовлажностной обработки. Если усадка начинает оказывать влияние на конструкцию (элемент) сразу после окончания влажного хранения или термовлажностной обработки бетона, следует принимать  $\tau_{1y} = 0-3$  суток и  $\eta_4 = 1$ . В остальных случаях в качестве  $\tau_{1y}$  принимается возраст бетона, соответствующий началу учета усадки бетона (моменту раскружаливания, замоноличивания сборных элементов и т. п.) за вычетом (для бетона естественного твердения) срока от момента бетонирования до окончания влажного хранения. Для предварительно напряженных конструкций при натяжении на упоры следует принимать  $\tau_{1y} = 0-3$  суток; при натяжении на бетон величина  $\tau_{1y}$  принимается равной возрасту бетона в момент обжатия за вычетом (для бетона естественного твердения) срока от момента бетонирования до окончания влажного хранения.

При потребности в вычислении не предельных значений характеристик ползучести и деформаций усадки, а промежуточных значений этих величин в различные моменты времени, т. е. величины  $\varphi_t$  и  $\alpha_{yt}$ , они могут быть определены из следующих выражений:

характеристика ползучести к произвольному моменту времени

$$\varphi_t = \varphi_{t=\infty} (1 - e^{-bt}), \quad (6)$$

где  $b$ —опытный параметр;

$t$ —время в сутках;

относительная деформация усадки к произвольному моменту времени  $t$

$$\alpha_{yt} = \alpha_y \frac{\varphi_t}{\varphi_{t=\infty}} = \alpha_y (1 - e^{-bt}). \quad (7)$$

Значение параметра  $b$  может быть принято равным 0,04.

#### ВЫВОДЫ

1. С уменьшением относительной влажности среды ползучесть и усадка бетона возрастают.

2. Масштабный фактор оказывает существенное

влияние на величину деформаций ползучести и усадки бетона. При уменьшении размеров элемента деформации ползучести и усадки возрастают.

3. Многочисленные опыты показывают, что деформации ползучести резко возрастают при загрузении бетона в раннем возрасте.

4. Связывать деформации ползучести с прочностью бетона нецелесообразно. Обработка многочисленных опытов подтвердила, что однозначной зависимости между ползучестью бетона и его прочностью не существует.

Целесообразнее выражать предельные деформации ползучести бетона в функции непосредственно от его возраста в момент загрузки.

Высказанные соображения, однако, не исключают возможности, в отдельных случаях, для узкой категории конструкций, выполняемых из однотипного бетона (например, для мостовых конструкций), попыток установления зависимости между деформациями ползучести и прочностью бетона.

5. Ползучесть и усадка бетонов, подвергнутых термовлажностной обработке (пропариванию), как правило, меньше, чем таких же бетонов естественного твердения. Это уменьшение, по данным опытов, проведенных в НИИСКе АСИА УССР, составляет около 10—50%. С увеличением возраста в момент загрузки влияние пропаривания на ползучесть уменьшается.

6. При увеличении времени, с которого начинается учет усадки бетона, значительно уменьшается предельная величина деформаций усадки.

7. В связи с тем что параметры  $\eta_1$ ,  $\eta_2$ ,  $\eta_3$  и  $\eta_4$ , отражающие влияние на ползучесть и усадку бетона ряда важных факторов, получены на основе обработки и обобщения многочисленных экспериментов с самыми различными бетонами, можно считать, что эти параметры назначены достаточно достоверно.

Что касается средних предельных величин  $\varphi_{t=\infty}^c$  и  $\alpha_y^c$ , то они подлежат в дальнейшем уточнению и более дифференцированному определению с учетом свойств бетонов и методов их изготовления и обработки.

## Технологические и конструктивные особенности бетонизирующих машин со скользящим виброштампом

Чл.-корр. АН БССР, проф. д-р техн. наук И. Н. АХВЕРДОВ, инж. Я. В. ШАПИРО

Установки, в основу которых положен принцип уплотнения бетонной смеси поверхностной вибрацией, осуществляемой движущимся виброустройством (используемые при бетонировании дорожных покрытий), начинают применяться и в промышленности сборного железобетона. Наиболее известны бетонизирующие комбайны для выпуска пустотных настилов, установки, созданные Гипростройиндустрией, НИИСтроммашем, АСИА УССР и др. К этому типу относятся также агрегаты для формования труб методом протяжки вибросердечника и вертикального бетонирования панелей.

Увеличение жесткости применяемых бетонных смесей потребовало дальнейшего развития этого способа бетонирования, совершенствования распределяющих, формирующих и уплотняющих устройств, которые в настоящее время выполняются без надлежащего учета специфики их взаимодействия с бетонными смесями.

Исследования, проведенные в Институте строительства и архитектуры АН БССР, позволили получить необходимые исходные данные для разработки новых типов бетонизирующих машин со скользящим виброштампом. Совместно с Министерством строительства БССР были изготовлены опытные образцы таких машин для формования плоских и ребристых панелей из смесей, близких по составу к оптимальным.

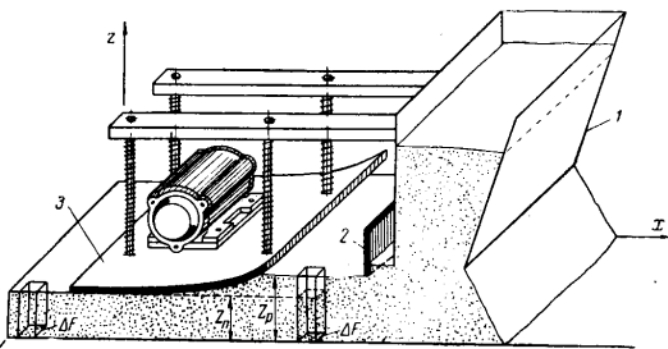


Рис. 1. Принципиальная схема бетонирования со скользящим виброштампом

1 — бункер; 2 — распределяющий щиток; 3 — виброштамп

Схема процесса бетонирования с применением скользящего виброштампа изображена на рис. 1. При движении агрегата в процессе бетонирования из бункера 1 высыпается бетонная смесь и укладывается рыхлым слоем (высотой  $z_p$  с объемным весом  $\gamma_p$ ) при помощи распределяющего щитка 2. Закрепленный в определенном положении виброштамп 3, наезжая на слой рыхлой бетонной смеси, уплотняет его до высоты  $z_n$  с объемным весом  $\gamma_n$ , обеспечивающим необходимую плотность бетона в изделии.

Согласно принятым обозначениям, высота рыхлого слоя бетонной смеси может быть определена из выражения

$$z_p = z_n \frac{\gamma_n}{\gamma_p}, \quad (1)$$

где  $\frac{\gamma_n}{\gamma_p} = k$  — коэффициент уплотнения бетонной смеси.

Бетонные смеси, близкие по составу к оптимальным, крайне затруднительно перераспределять в процессе уплотнения; их необходимо распределять по форме заранее в рыхлом виде с тем, чтобы в процессе уплотнения траектории перемещения частиц были возможно короче и совпадали с направлением давления, развиваемого виброштампом.

В общем случае, когда проектная толщина участков изделий меняется в зависимости от их положения относительно осей  $x, y$ , т. е.  $z_n = f(x, y)$ , выражение (1) принимает вид

$$z_p = kf(x, y). \quad (2)$$

Из выражения (2) следует, что выдача и укладка рыхлого слоя бетонной смеси должны производиться строго с учетом проектной конфигурации изделия и коэффициента уплотнения  $k$ . На рис. 2 пунктиром обозначены очертания поверхности слоя рыхлой бетонной смеси для различных видов изделий при  $k=2$ .

Эти два фактора — конфигурация изделия и коэффициент уплотнения — определяют конструкцию дозирующего щитка, осуществляющего расстилку рыхлой бетонной смеси.

Дозирующий щиток устанавливается на такой высоте, чтобы просвет между его нижней кромкой и дном формы обеспечивал укладку слоя рыхлой бетонной смеси в соответствии с зависимостью (2).

В изделиях с продольными и поперечными ребрами рыхлая бетонная смесь распределяется двумя щитками, один из которых установлен на высоте, необходимой для укладки смеси в поперечные ребра, второй, с вырезами, укладывает смесь в плиту (полку) и продольные ребра. На подходе к месту расположения поперечных ребер этот щиток приподнимается. Таким образом, продольный профиль рыхлого слоя обеспечивается траекторией дозирующего щитка, а поперечный — контуром его нижней кромки.

При бетонировании панели с проемом распределяющий щиток должен выполняться (по длине) из отдельных секций,

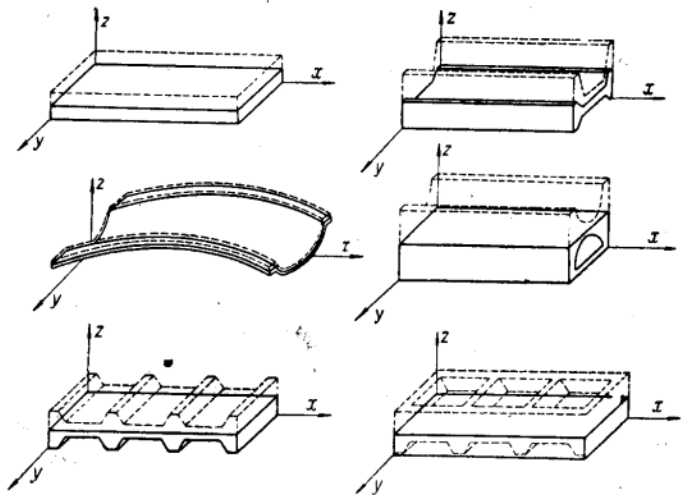


Рис. 2. Виды изделий и требуемые очертания рыхлого слоя бетонной смеси (дано пунктиром)

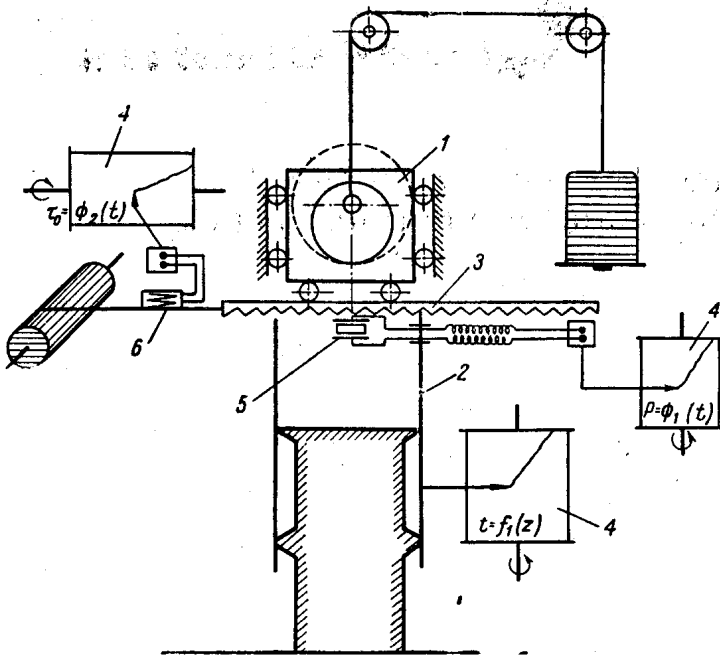


Рис. 3. Схема установки для определения формовочных свойств жесткой бетонной смеси

- 1 — уравновешенный вибрирующий груз;
- 2 — телескопическая форма; 3 — зубчатая рейка;
- 4 — самопишущие устройства;
- 5 — датчики давления; 6 — датчик усилий сдвига

отвечающих высоте и расположению проема. При подходе к проему соответствующая секция опускается, перекрывает пролет и, сгребая смесь, предотвращает ее укладку в проем.

Изделия с пустотами и с сечением, близким к двутавру, необходимо формовать по двухступенчатой схеме посредством двух бункеров с соответствующими щитками и виброштампами.

Условие  $z_p = kf(x, y)$  определяет не только высоту рыхлого слоя, но и предполагает постоянное для данной смеси значение коэффициента уплотнения  $k$ , что должно быть обеспечено стабильностью объемного веса рыхлой бетонной смеси  $\gamma_p$ .

Для надлежащего уплотнения смеси необходимо, чтобы рабочая поверхность скользящего виброштампа соответствовала очертанию изделия.

Скользящий виброштамп уплотняет бетонную смесь, если каждый элементарный объем ее с площадью основания, равной единице, и высотой  $z_p$  будет уплотнен до высоты  $z_n$  (см. рис. 1).

Если виброштамп движется со скоростью  $v$  и оказывает при этом воздействие, способное по своей интенсивности уплотнить бетонную смесь в течение времени  $t$ , то минимальная длина плиты штампа  $l$  определится выражением

$$l = vt. \quad (3)$$

При этом время  $t$ , необходимое для уплотнения призмы на одну и ту же величину  $\Delta z$  будет различным на каждой стадии уплотнения, так как  $t$ , зависящее от плотности бетонной смеси, резко возрастает с приближением плотности  $\gamma_p$  и  $\gamma_n$ . Для случая одноосной деформации призмы (по оси  $OZ$ ) эту зависимость можем выразить в общем виде записью

$$t = f_1(z). \quad (4)$$

Следовательно, для обеспечения необходимой продолжительности проработки бетонной смеси на каждой стадии ее уплотнения профиль рабочей поверхности скользящего вибро-

штампа должен быть в интервале  $z_p \div z_n$  не круче кривой

$$x = v f_1(z). \quad (5)$$

Если  $\alpha$  — угол между касательной к искомой кривой и осью  $OZ$  (см. рис. 4), то при этом должно соблюдаться условие

$$\frac{dx}{dz} = \operatorname{tg} \alpha > v f_1'(z). \quad (6)$$

Перемещению частиц уплотняемой бетонной смеси в поперечном направлении препятствует боковая опалубка. Для предотвращения перемещения частиц в направлении движения виброштампа необходимо, чтобы напряжение сдвига  $\tau$ , возникающее под воздействием скользящего виброштампа, было меньше предельного напряжения сдвига  $\tau_0$ , т. е.  $\tau < \tau_0$ .

Пренебрегая трением, статическое воздействие скользящего виброштампа на бетонную смесь можно представить в виде силы, приложенной нормально к касательной в каждой точке плиты штампа. Соотношение же между напряжениями сжатия  $p$  и сдвига  $\tau$ , которые возникают в смеси под действием силы  $N$ , определяется тангенсом угла  $\alpha$ ; при этом согласно (6) можем написать

$$\operatorname{tg} \alpha > \frac{p}{\tau_0}. \quad (7)$$

Поскольку напряжение  $p$  в каждый данный момент времени равно сопротивлению смеси сжатию  $p_c$ , а последнее так же, как и  $\tau_0$ , зависит от степени уплотнения бетонной смеси, т. е.  $p_c = f_2(z)$  и  $\tau_0 = f_3(z)$ , выражение (7) можно представить в виде

$$\operatorname{tg} \alpha > \frac{f_2(z)}{f_3(z)}. \quad (8)$$

Рассматривая  $\operatorname{tg} \alpha$  как первую производственную уравнения кривой профиля рабочей поверхности виброштампа, отвечающей изложенным выше требованиям, и принимая во внимание выражения (6) и (8), можем написать:

$$v f_1(z) < x > \int \frac{f_2(z)}{f_3(z)} dz. \quad (9)$$

Выражение (9) позволяет определить профиль плиты скользящего виброштампа в зависимости от свойств бетонной смеси при данном режиме уплотнения. Для выбора оптимальных условий уплотнения необходимо установить характер взаимосвязи факторов, влияющих на режим уплотнения бетонной смеси заданного состава.

Полная полезная работа уплотнения элементарной призмы бетонной смеси высотой  $z_n$ , т. е.  $A_{уд} z_n$ , складывается из работы

уплотнения от пригрузки штампа  $\int_{z_n}^{z_p} f_2(z) dz$  и вибрации

$N_c t$  (где  $N_c$  — среднее значение мощности, затрачиваемой на ослабление связей между частицами твердой фазы). В таком

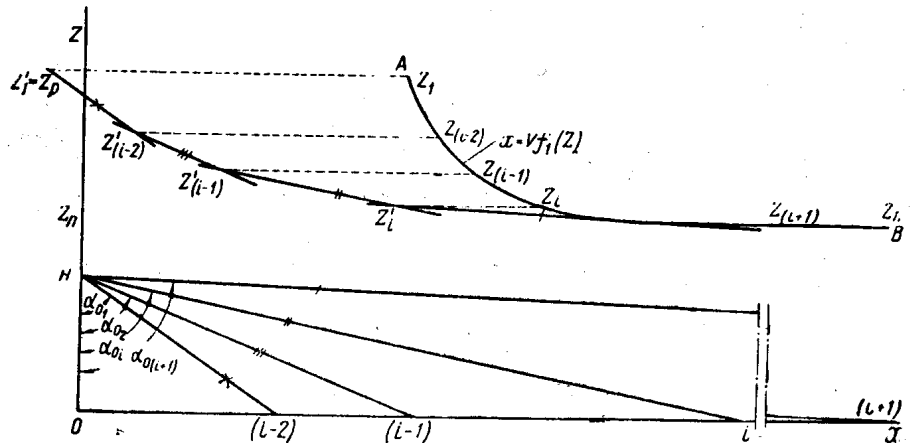


Рис. 4. Построение профиля плиты скользящего виброштампа

случае время уплотнения может быть определено из следующего выражения:

$$t = \frac{A_{уд} z_n - \int_{z_n}^{z_p} f_2(z) dz}{N_c} \quad (10)$$

Для количественной характеристики свойств бетонной смеси, влияющих на ход ее уплотнения скользящим виброштампом, и получения графиков зависимостей  $t=f_1(z)$ ,  $p_c=f_2(z)$  и  $\tau_0=f_3(z)$  предложена специальная установка рис. 3.

Бетонная смесь засыпается в телескопическую форму, раздвинутую на высоту  $z_p$ , и накрывается крышкой, в которой смонтированы датчики давления и устроен паз. В него укладывается зубчатая рейка, обращенная зубьями к смеси. Уравновешенный противовесом груз с вибратором опускается до соприкосновения с крышкой и рейкой, затем снимается с противовеса определенный груз и одновременно включаются вибратор, механизм протягивания рейки и регистрирующие устройства.

Под действием вибрирующего груза смесь уплотняется, подвижная часть формы вместе с крышкой опускается пока сопротивление сжатию вибрируемой смеси не достигнет величины груза, снятого с противовеса, и не восстановится равновесие системы. При этом регистрирующими устройствами записываются графики  $t=f_1(z)$ ,  $p_c=f_2(z)$  и  $\tau_0=f_3(z)$ . Запись изменения  $p_c$  и  $\tau_0$  по времени  $t$  позволяет выполнить механическую часть установки весьма простой, а располагая графиком  $t=f_1(z)$ , можно без затруднения представить функции  $p_c=f_2(z)$  и  $\tau_0=f_3(z)$  в явном виде, т. е.  $p_c=f_2(z)$  и  $\tau_0=f_3(z)$ .

Практический профиль рабочей поверхности скользящего виброштампа может быть построен следующим образом.

Приняв в зависимости от состава бетона соответствующее значение  $p_c$  (в пределах 0,06—0,4 кг/см<sup>2</sup>), с помощью описанной установки получаем график функции  $t=f_1(z)$ . Задавшись скоростью бетонирования  $v$ , строим в масштабе 1:1 график  $x=vf_1(z)$ . Для  $n$  значений  $z$  определяем значение функций  $p_c=f_2(z)$  и  $\tau_0=f_3(z)$ , затем находим для них соответствующие  $tg \alpha_1, tg \alpha_2, \dots, tg \alpha_n$  ( $tg \alpha = \frac{p_c}{\tau_0}$ ) и умножаем их на коэффициент, учитывающий возможные изменения стабильности  $\gamma_p$  и других факторов,  $tg \alpha_0 = 1,2 \div +1,3 tg \alpha$ .

С начала координат (рис. 4) на оси  $OZ$  откладываем отрезок  $OH=1$ , а на оси  $OX$  — в том же масштабе отрезки, равные значениям  $tg \alpha_0, tg \alpha_1, \dots, tg \alpha_n$  и соединяем их с точкой  $H$ .

Сравнивая между собой величины углов наклона (к оси  $OZ$ ) касательных к кривой  $A-B$  в точках  $z_n, \dots, z_i, \dots, z_1$  с углами  $\alpha_0, \dots, \alpha_i, \dots, \alpha_n$ , найдем, что в какой то точке  $z_i$  угол наклона касательной к кривой окажется меньше  $\alpha_0$ , тогда между точками  $z_i$  и  $z_{(i+1)}$  проводим касательную к кривой  $A-B$ , параллельную лучу  $H-(i+1)$ , и переносим на нее (параллельно оси  $OX$ ) точку  $z_i$ . Через новое положение точки  $z_i$  проводим прямую, параллельную лучу  $H-i$  и переносим на нее точку  $z_{(i-1)}$ , через которую проводим прямую, параллельную лучу  $H-(i-1)$ , и переносим на нее точку  $z_{(i-2)}$  и т. д. до точки  $z_1$  с абсциссой  $z_p$ .

Соединив плавной кривой найденные новые положения точек  $z'_1, \dots, z'_i$  до сопряжения с кривой  $A-B$  в точках  $z_{(i+1)}, \dots, z_n$ , получим искомый профиль плиты виброштампа.

Согласно условию (2) в места расположения ребер рыхлая бетонная смесь выдвигается слоем увеличенной высоты, и, чтобы предотвратить ее деформирование в направлении  $OY$ , виброштамп необходимо оснастить дополнительными элементами, выполняющими роль боковой опалубки (рис. 5).

При надлежащем профиле скользящего виброштампа может возникнуть одноосная деформация бетонной смеси, если она не будет двигаться вместе с виброштампом. Для предотвращения смещения уплотненной смеси необходима внешняя тормозящая сила, какой является сила трения о неподвижный

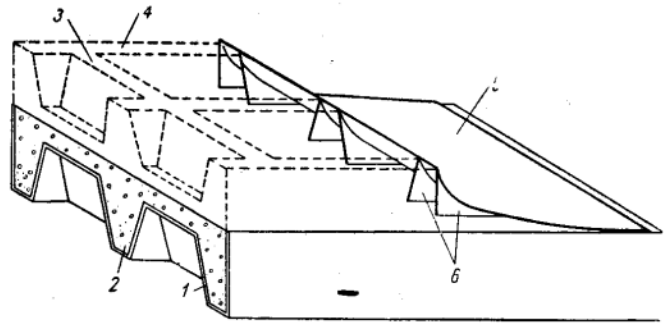


Рис. 5. Вид плиты штампа для изделий с продольными и поперечными ребрами

1 — матрица; 2 — изделие; 3, 4 — очертания рыхлой бетонной смеси над поперечными и продольными ребрами; 5 — плита штампа с дополнительными элементами «боковой опалубки» — 6

поддон  $\varphi_1 Q$  или стенку формы, а в ряде случаев собственный вес смеси  $Q$ . Если  $P$  и  $T$  соответственно равнодействующие усилий сжатия и сдвига, которые виброштамп передает на бетонную смесь,  $\varphi_2$  — коэффициент трения скользящего виброштампа о бетонную смесь,  $\varphi_3$  и  $P_6$  соответственно коэффициент трения скользящей опалубки о смесь и боковое давление смеси на опалубку; величина тормозящей силы при горизонтальном бетонировании с применением скользящей опалубки определится из уравнения:

$$\varphi_1(Q + P) > T + \varphi_2 P + \varphi_3 P_6 \quad (11)$$

В случае вертикального бетонирования между неподвижной опалубкой и скользящим виброштампом, например при изготовлении железобетонных труб методом вертикальной протяжки, получим

$$Q + \varphi_1 P > T + \varphi_2 P \quad (12)$$

Приведенные зависимости позволили найти также решение для модернизации формующего механизма бетоннующего комбайна. В комбайне пустотообразование происходит по принципу «кротового дренажа», при котором пустотообразователи, раздвигая бетонную смесь клиновидной носовой ча-

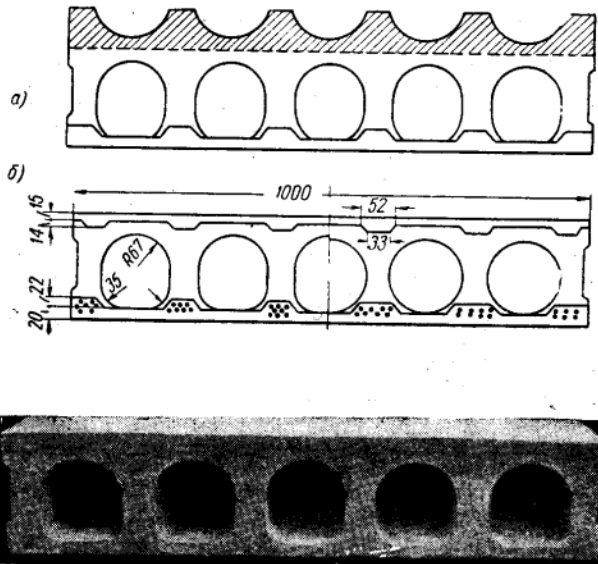


Рис. 6. Схема доуплотнения среднего слоя плиты-настила

а — теоретическое очертание рыхлого слоя бетонной смеси в средней части настила при  $k = 1,5$ ; б — очертание среднего слоя плиты после уплотнения штампа с подваренными полосками; в — вид готового изделия

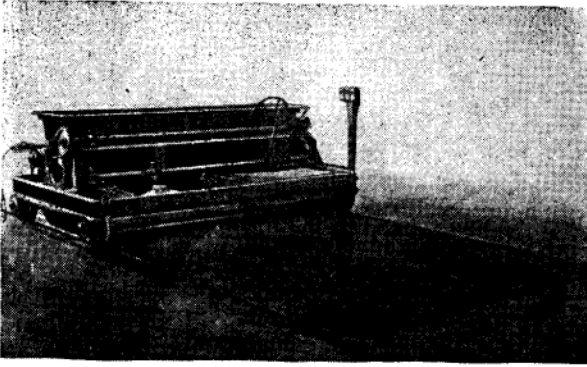


Рис. 7. Бетонирование плоской панели на стенде

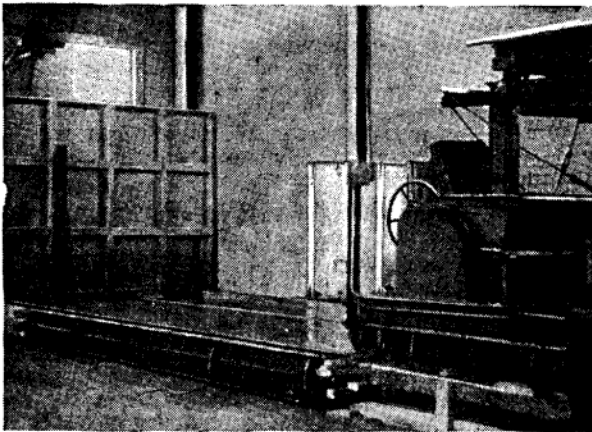


Рис. 8. Бетонирование ребристой панели на матрице. Слева готовая панель

стью и уплотняя ее в какой-то степени, образуют пустоты в среднем слое настиллов.

Пренебрегая трением, взаимодействие скошенной под углом  $\beta$  плоскости носовой части пустотообразователя с бетонной смесью можно выразить соответствующими  $P$  и  $T$ , из которых последняя параллельна направлению движения пустотообразователя, тогда

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{T}{P}.$$

Если вес бетонной смеси впереди пустотообразователя  $Q$ , а  $\varphi_1$  — коэффициент трения между смесью и подстилающим слоем бетона, то смесь не будет сдвинута при условии  $\varphi_1 Q > 2T$ ; подставив отсюда значение  $T$  в выражение для  $\operatorname{tg} \beta$ ,

$$\operatorname{tg} \beta < \frac{\varphi_1 Q}{2P}.$$

Для уплотнения бетонной смеси между пустотообразователями по рассмотренной схеме необходимы значительные пресушающие усилия  $P$ . Поскольку  $\varphi_1 Q$  является малой величиной,  $\operatorname{tg} \beta$  должен быть близким нулю.

Однако при принятом способе образования пустот, даже в случае достаточно малых значений  $\beta$ , нельзя увеличить пустотность настиллов свыше 25%, так как для этого потребовалось бы уплотнить смесь в простенках между пустотами на величину, превышающую коэффициент оптимального уплотнения  $k$ .

Между тем достаточно несколько удлинить переднюю часть пустотообразователей до выхода их торцов за грань высыпавшейся из бункера бетонной смеси, как скос в носовой

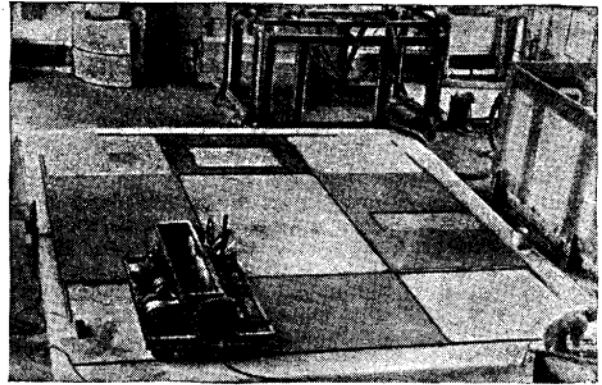


Рис. 9. Бетонирование на стенде элементов развертки блок-комнаты в производственных условиях. На заднем плане вакуум-захватное устройство для подъема и складывания элементов

части можно делать сколь угодно малым и применять пустотообразователи даже с постоянным поперечным сечением по всей их длине. При этом представляется возможным уменьшить толщину простенков (назначив ее по условию прочности, а не формуемости) и увеличить пустотность до 44%.

В этом случае уплотнение бетонной смеси в простенках между пустотами осуществляется скользящим виброштампом, что более целесообразно, так как уплотнение происходит между виброштампом и неподвижным основанием; при этом сопротивление сдвигу уплотненной бетонной смеси значительно превосходит сдвигающее усилие.

Следует отметить, что распределяющие устройства для рыхлой бетонной смеси и конфигурация виброштампов среднего слоя в комбайне не учитывают особенностей поперечного сечения пустотного настила — распределяющий щиток имеет прямую нижнюю кромку. В простенках  $z_p < z_n k$ , а в сводах  $z_p > z_n k$  (рис. 6,а).

Поскольку средний слой дополняется третьим — накрывочным, то требуемое соответствие между  $z_p$  и  $z_n$  может быть достигнуто без существенных переделок штампов; необходимо к плитам второй пары штампов среднего слоя приварить над простенками стальные полоски  $14 \times 50$  мм и этим уменьшить  $z_n$  в простенках (при кардинальном решении вопроса эти штампы следовало бы выполнить подобно изображенному на рис. 5).

В результате модернизации формующего механизма в 1961 г. изготовлено настиллов повышенной пустотности на полигоне Харьковского цементного завода 14,1 тыс.  $m^3$  при себестоимости 18,8 руб. за 1  $m^3$  (рис. 6,б) и на комбинате стройматериалов № 1 Краснодарского СНХ<sup>1</sup> около 34 тыс.  $m^3$ .

Характерным для новых типов бетонующих машин является небольшой вес и незначительная установленная мощность. Машина для бетонирования на стенде плоских тонкостенных элементов весит 2,5 т, а ее установленная мощность составляет 3,5 кВт (рис. 7). При помощи этой же машины (см. рис. 5) бетонировались экспериментально на матрице кесонные панели размерами  $2500 \times 4800$  мм с толщиной плиты 25 мм и высотой ребер 110 мм (рис. 8). Машина была также успешно опробована при бетонировании армоцементных панелей.

Опыт применения бетонующей машины для формирования элементов блок-комнат (рис. 9) на заводе № 1 треста Стройиндустрия МС БССР позволяет сделать вывод о широких возможностях уплотнения особо жестких бетонных смесей посредством машин со скользящим виброштампом, в которых удачно совмещаются укладка, распределение и уплотнение бетонной смеси при изготовлении различных железобетонных изделий.

<sup>1</sup> «Бетон и железобетон» № 10, 1960 г., Статья С. С. Сыромятникова «Уплотнение бетонных смесей на установках с бетонующими комбайнами».

# Вибропрокат тонкостенных железобетонных и армоцементных конструкций

Д-р техн. наук О. А. САВИНОВ, канд. техн. наук Е. В. ЛАВРИНОВИЧ, инж. В. В. САВИЦКАЯ

Принципиальная схема устройства скользящего виброштампа представлена на рис. 1. Как и обычный виброштамп, он состоит из формирующей плиты 1, жестко скрепленного с ней вибратора 2 и пригрузочной части 3, опирающейся на формируемую плиту с помощью эластичного амортизатора 4. Формирующей плитой, представляющей собой фасонный лист стали, укрепленный ребрами жесткости, в продольном направлении придается форма саней<sup>1</sup>, наилучшим образом обеспечивающая хорошее уплотнение бетонной смеси 5 и преодоление ее сопротивлений перемещению виброштампа, а в поперечном — форма, соответствующая очертанию обращенной к виброштампу поверхности изделия. Скользящий виброштамп может быть присоединен к самоходной каретке, движущейся вдоль формируемого изделия, или смонтирован в неподвижную раму, если изделие находится на движущемся конвейере. В любом случае, перемещаясь по отношению к форме или матрице, скользящий виброштамп уплотняет уложенную в них бетонную смесь, одновременно придавая ей необходимый профиль.

<sup>1</sup> О профиле плиты виброштампа см. статью И. Н. Ахвердова и Я. В. Шапиро в этом же номере журнала.

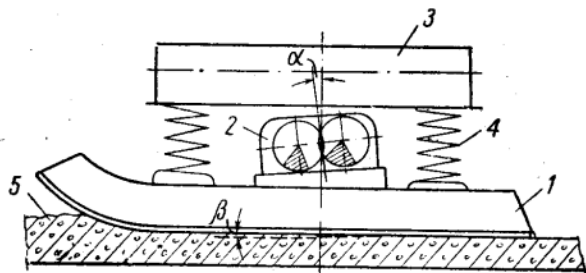


Рис. 1. Схема устройства скользящего виброштампа  
1 — формирующая плита; 2 — вибратор; 3 — пригруз; 4 — амортизатор; 5 — бетонная смесь

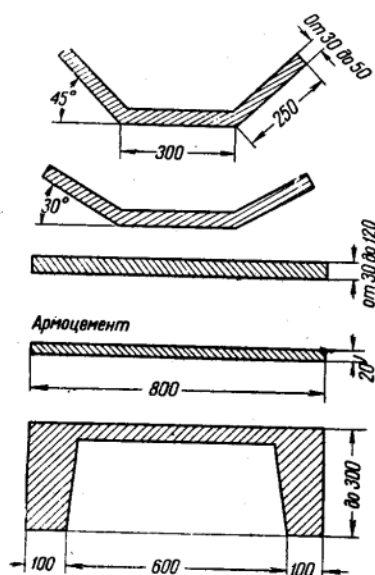


Рис. 2. Форма и размеры поперечного сечения опытных изделий

По этой принципиальной схеме в лаборатории механизации специальных работ ВНИИГСа была сконструирована лабораторная установка, на которой в течение 1957—1960 гг. изучался вибропрокат тонкостенных изделий. Установка имела сменные штампы различной формы, вибратор с меняющимися ступенями числом оборотов от 1500 до 8000 об/мин и моментами дебалансов до 11 кгсм.

На этой установке формовались тонкостенные бетонные, железобетонные и армоцементные изделия различной формы, изображенные на рис. 2. Опыты проводились на бетонах с крупностью заполнителя до 20 мм при расходе воды от 100 до 180 л/м<sup>3</sup> при  $V/C=0,3; 0,4; 0,5$ . При формовании армоцемента использовался раствор состава 1:2 с максимальной крупностью песка 2 мм при  $V/C=0,33-0,36$ ; армирование проводилось четырьмя и шестью сетками из проволоки диаметром 0,7 мм с ячейкой 5×5 мм.

Исследовались влияние на качество формования параметров скользящего виброштампа, очертания его формирующей плиты, направления вибрации и др.

Эффективность работы скользящего виброштампа, характеризующая плотностью и прочностью бетона в отформован-

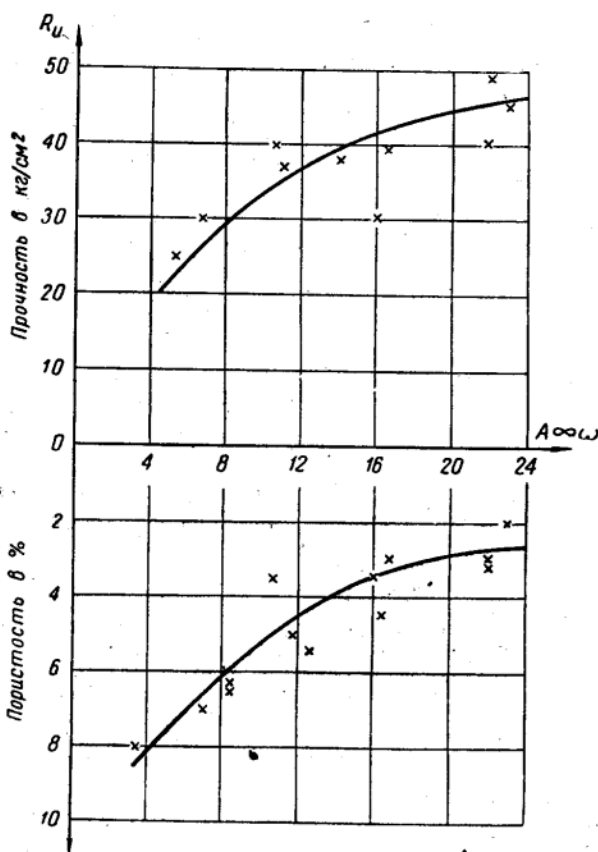


Рис. 3. Зависимость прочности изделий от параметра



ном изделии, определяется показателями силового воздействия на бетон и прежде всего весом виброштампа и величиной возмущающей силы, а также их соотношением. Как и при работе обычного виброштампа наиболее эффективно скользящий виброштамп работает при  $0,4 > \frac{Q}{P} > 0,6$ . Вместе с тем с увели-

чением абсолютной величины давления скользящего виброштампа на формируемое изделие прочность последнего повышается лишь до известного предела; при использовании бетонных смесей средней жесткости с расходом воды 140—160 л/м<sup>3</sup> этот предел характеризуется величиной удельного давления 100—120 г/см<sup>2</sup>.

Скорость формирования пропорциональна величине  $A_{\infty\omega}$  (где  $A_{\infty\omega}$  — амплитуда колебаний вибратора на воздухе и  $\omega$  — угловая частота колебаний). Влияние на эффективность уплотнения параметра  $A_{\infty\omega}$  изучалось в широком диапазоне частот от 2000 до 8000 кол/мин. Оценка эффективности уплотнения производилась по плотности отформованных изделий и их прочности. Результаты испытаний, полученные на бетоне состава 1:3,6:3,6 при расходе воды 130 л/м<sup>3</sup>, приведены на рис. 3, из которого видно, что с увеличением  $A_{\infty\omega}$  растет плотность и прочность бетона. Аналогичные опыты с армоцементом показали, что в этом случае необходимая для полного уплотнения материала величина  $A_{\infty\omega}$  может быть понижена до 8—10 см/сек.

Одним из важнейших условий, влияющих на выбор параметров скользящего виброштампа, является получение гладкой (без повреждений в результате прилипания) поверхности изделия. Многочисленные опыты отработки режимов, обеспечивающих хорошую поверхность изделий, показали, что это может быть достигнуто применением высокочастотных колебаний с малой амплитудой или введением прокладок между штампом и бетоном. Наибольшие трудности в отношении неповреждаемости поверхности имеются при формировании армоцементных изделий. В табл. 1 приводятся данные по отработке для них режимов формирования.

Таблица 1

Способ формирования	Режим работы			Характеристика поверхности
	$n$ в об/мин	$A_{\infty}$ в мм	$P$ в г/см <sup>2</sup>	
Без прокладки	2820	0,6	65	С пузырями и разрывами по всей площади
То же . . . . .	3950	0,4	65	Отдельные нарушения целостности
То же . . . . .	5640	0,13	65	Хорошая
С прокладкой между штампом и бетоном	2820	0,6	65	Хорошая

При формировании железобетонных изделий, имеющих большую толщину, частоты, обеспечивающие хорошее качество поверхности, будут несколько ниже. Так, при толщинах изделий порядка 4—6 см необходимая частота колебаний лежит в пределах 3000—4000 об/мин, а при толщине более 10 см изделия получают хорошую поверхность практически при любых частотах.

Помимо основных опытов по отработке режимов работы скользящих виброштампов, рассматривались отдельные технологические приемы формирования. В предыдущих опытах по армоцементу бетон укладывался в два слоя: 0,5 всего объема под сетки и 0,5 на сетки. Технологически это вызвало ряд осложнений, поэтому была сделана попытка укладки бетона в один слой. Опыты проводились при четырех и шести арматурных сетках.

Было установлено, что во всех случаях подсыпка бетона под сетки улучшает условия формирования изделия. Однако при четырех сетках можно добиться необходимого качества формирования при засыпке всего бетона сверху за счет увеличения числа проходок штампа.

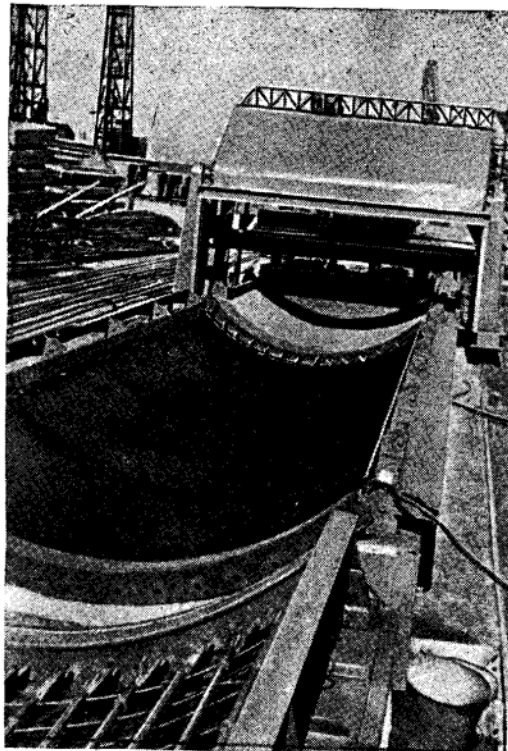


Рис. 4. Общий вид вибропрокатной линии

Проведенные исследования позволили перейти к созданию опытно-производственных вибропрокатных машин со скользящими виброштампами. К настоящему времени ВНИИГСом совместно с производственными организациями спроектированы и пущены две поточные линии для изготовления скорлуп тонкостенных цилиндрических конструкций колодцев-оболочек и резервуаров. Особенностью этих конструкций является применение продольного членения стенок сооружения на отдельные однотипные элементы (скорлупы). Размеры их определяются главным образом грузоподъемностью кранового оборудования и условиями транспортировки элементов. В рассматриваемых случаях при диаметре готового сооружения 3 м скорлупы имеют ширину 2,2—2,3 м и длину от 5 до 12 м.

Не давая здесь подробного описания формируемых железобетонных конструкций, приведем краткую характеристику формирующей установки для изготовления элементов колодцев-оболочек (рис. 4).

В состав установки входят бетонные стены-матрицы, самодвижный бетоноукладчик типа 214А с профилирующим листом для предварительного разравнивания и скользящий виброштамп (рис. 5), оборудованный вибратором направленного действия.

Плита виброштампа представляет жесткую сварную конструкцию, обшитую металлическим листом по внутренней образующей изделия. В направлении движения лист изогнут в виде саней.

Специальным приводом виброштамп может перемещаться по вертикальным направляющим опорной самоходной рамы.

Общий вес виброштампа в сборе составляет 1700 кг, в том числе вес вибрирующих частей — 700 кг. При наибольшем моменте дебалансов вибратора (66 кг/см) амплитуда холостых колебаний штампа составляет около 0,9 мм. Частота колебаний виброштампа может изменяться в пределах от 1500 до 3000 об/мин.

Изготовление скорлуп-оболочек на этом оборудовании производится следующим образом.

Поверхность матрицы промазывают смазкой. В стороне на специальном шаблоне сваривают четыре арматурных каркаса, к которым крепят торцевые окаймляющие элементы колец.

Таблица 2

Показатели	Единица измерения	Способ производства		
		скользящий виброштамп		прокат на стане Козлова
		резервуары	колотцы	
Марка цемента $R_{ц}$ . . . . .	кг/см <sup>2</sup>	500	400	400
Расход цемента $Ц$ . . . . .	кг	385	470	650
Расход воды $В$ . . . . .	л	146	180	200
Продолжительность пропаривания . . . . .	час	12	12	2
Прочность после пропаривания . . . . .	кг/см <sup>2</sup>	200	250	150
Марочная прочность $R_b$ . . . . .	—	300	350	350

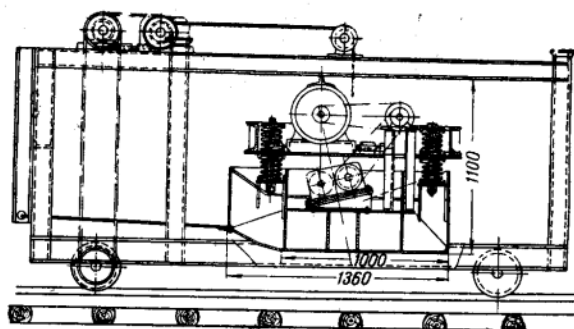


Рис. 5. Схема установки для формования скорлуп сборных железобетонных оболочек

Каркасы укладываются на матрицы и торцовые кольца закрепляются в упорах.

Загруженный бетоном укладчик подъезжает к матрице и, двигаясь вдоль нее, укладывает бетонную смесь. Так как выходное отверстие бункера имеет малую ширину, для заполнения матрицы требуется двукратная проходка бункера. В процессе раскладки бетона распределение его производится профилирующим листом. Затем на матрицу въезжает виброштамп и начинается формование изделия. Полного уплотнения смеси достигают за три прохода машины.

Установка обслуживается двумя рабочими, причем на весь цикл изготовления одной скорлупы, включая укладку арматурного каркаса (объем бетона 2 м<sup>3</sup>), затрачивается не более 30 мин. По окончании формовки виброштамп переезжает на соседнюю матрицу, изделие укрывается покрытием из брезента и подается пар. После прогрева брезент снимается и скорлупа поднимается с матрицы.

Качество формования в значительной мере определяется составом бетонной смеси. При работе с легко разжижающимися смесями, имеющими расход воды более 160 л/м<sup>3</sup>, уплотнение бетона происходило очень быстро, однако у бортов формы начиналось его оплывание. Это снижало качество изделий. При работе с чрезмерно жесткими смесями (расход воды 120 л/м<sup>3</sup> и менее) оплывания бортов не происходило, но уплотнение бетона оказывалось недостаточным. Наилучшие результаты получались, когда разжижение происходило только при последней проходке виброштампа (расход воды на 1 м<sup>3</sup> бетона 140—150 л).

В данном случае формование изделия осуществлялось тремя последовательными проходками одного скользящего виброштампа. В более совершенных установках может быть предусмотрено использование двух-трех расположенных один за другим виброштампов, последовательно формирующих изделие за одну проходку.

Трудовые затраты на изготовление криволинейных элементов уже в начальный период эксплуатации установки были примерно в 2 раза меньше, чем при работе на обычных стендах (большая часть их относится к арматурным работам). Трудозатраты на чистое формование составляют 0,04 чел.-день/м<sup>2</sup>, т. е. приближаются к получаемым на наиболее индустриальном оборудовании.

При оценке эффективности работы установки должны быть учтены характеристики бетонной смеси, продолжительность пропаривания, прочность получаемых изделий (табл. 2).

Приведенные данные показывают, что вибропрокат с помощью скользящих виброштампов дает возможность получить наиболее экономичные по расходу материалов изделия.

## ВЫВОДЫ

Применение скользящих виброштампов представляет собой эффективный и дешевый метод формования железобетонных изделий, позволяющий полностью механизировать процесс их производства.

Этим методом могут формироваться тонкостенные длинномерные изделия с прямолинейным, криволинейными или складчатыми профилями поперечного сечения при максимальном наклоне стенок к горизонту не более 40—45°.

Результаты проведенных исследований указывают на возможность применения скользящих виброштампов для формования не только железобетонных, но также и армоцементных конструкций.

Металлоемкость установок со скользящими виброштампами является наименьшей из всех существующих механизированных установок (отсутствие тяжелых металлических форм, замененных бетонными матрицами, а также легкость самой установки, формирующей изделия по частям).

## Панельные фундаменты жилых зданий

Инженеры А. Ф. ФАТЕЕВ, В. К. АЛЕХИН

Трест Белтрансстрой Министерства транспортного строительства СССР и ордена Ленина строительный трест № 42 Челябинского совнархоза изготовили в заводских условиях крупнопанельные фундаменты для жилых домов серии 1-434С и 1-447 в виде двух укрупненных элементов — подушки и балки-стенки (рис. 1). Подушки длиной 360 см, высотой 30—40 см и шириной 80÷280 см — армированные.

Балки-стенки изготавливаются по высоте пяти типоразмеров от 100÷200 см, длиной 358 см, шириной 45 см, армируются только верхние и нижние полки. Пустотность элементов достигает 40—55%.

В сравнении с типовыми блочными фундаментами серии ИИ-03-02 крупнопанельные экономичнее по объему железобетона почти в 2 раза; на дом требуется 4 основных типоразмера и 96 монтажных элементов. При блочных фундаментах число монтажных элементов возрастает втрое.

Расход стали на панельные конструкции нулевого цикла на 25—40% выше, чем для блочных. Так, для домов серии 1-447 при применении балки-стенки высотой 220 см расход арматурной стали на 80-квартирный дом достигает 4800 кг, или 2,1 кг на 1 м<sup>2</sup> жилой площади, что на 40% выше, чем при блочных массивных стенах подвала. Однако стоимость крупнопанельных

фундаментов за счет уменьшения расхода бетона, сокращения числа типоразмеров и монтажных элементов по опыту экспериментального строительства ниже блочных на 36÷40%.

Уральским филиалом Академии строительства и архитектуры СССР было проведено экспериментальное исследование работы балки-стенки (рис. 2), которое состояло в проверке расчлененно упрощенного метода расчета и определении несущей способности и трещиностойкости вертикальной стенки панели.

Балка-стенка при максимальной высоте 220 см выполняет функции как несущей, так и ограждающей конструкции (при наличии грунтовых вод и горизонтального давления грунта).

Расчетные нагрузки на панель предусмотрены с учетом временных монтажных нагрузок, передаваемых через горизонтальное давление грунта.

При упрощенном методе расчета панель рассматривалась как столбчатая конструкция, образованная ребрами панели, воспринимающими вертикальную внецентренную нагрузку стен и междуэтажных перекрытий.

Горизонтальное давление грунта передается на вертикальную стенку.

Полки панели работают как плита, защемленная по трем сторонам, воспринимающая равномерно распределенную нагрузку: верхняя от непосредственно лежащей кладки и перекрытий, нижняя от реактивного действия подушек.

В расчете при определении сечений ребер на внецентренное сжатие вводится вертикальная стенка. Таким образом, расчетное сечение столба представляет собой тавр, образованный вертикальным ребром панели и участком вертикальной стенки, равным шагу ребер — 120 см.

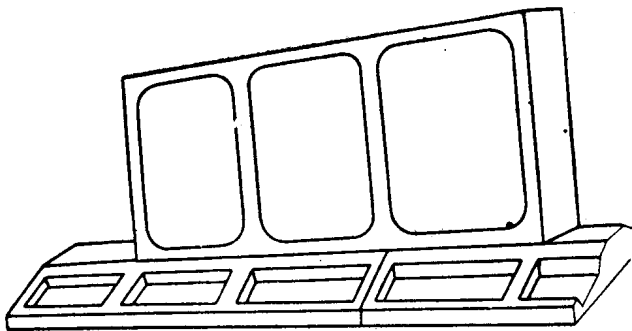


Рис. 1. Общий вид панельных конструкций нулевого цикла

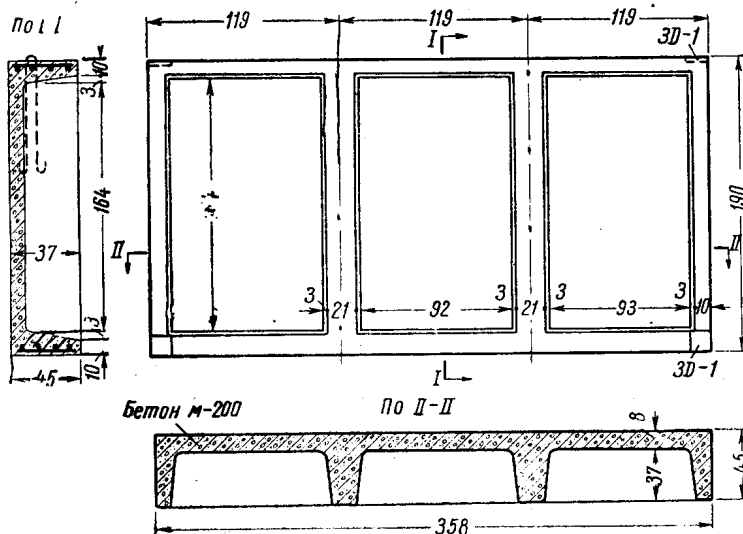


Рис. 2. Конструкция балки-стенки (панели)

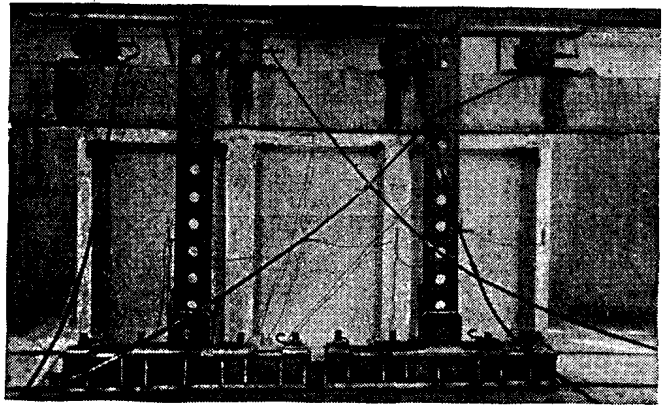


Рис. 3. Испытание фундаментной панели

Исследовались две панели, изготовленные заводом ЖБИ-1 треста № 42. Предел прочности сжатию контрольных образцов бетона 184÷187 кг/см<sup>2</sup> при проектной марке  $R_{28}=200$ .

Ввиду сложности воспроизведения равномерно распределенной нагрузки большой интенсивности на ограниченной ширине полки она была заменена четырьмя эквивалентными сосредоточенными грузами, приложенными через упругий распределительный элемент в местах ребер панели.

Схема испытательного стенда приведена на рис. 3. Горизонтальное давление грунта при испытаниях не воспроизводилось, так как его величина составляла около 1% от вертикальной нагрузки.

Нагружение создавалось ступенями по 5 т на крайние домкраты и 10 т на средние. Усилия от домкратов приложены с положительным эксцентриситетом  $e=4$  см. По достижении нормативной нагрузки давалась выдержка 15 час. После этого нагрузка полностью снималась на 15 час. При повторном нагружении панель была доведена до разрушения. Уже на третьем этапе нагружения при общей нагрузке 90 т обозначились волосные трещины во входящих углах, образованных плоскостью вертикальной стенки и гранью ребра. При нагрузке 178 т произошло раскрытие трещин до 1,5 мм. Таким образом, конструкция разрушилась не вследствие исчерпания несущей способности основных несущих ребер (тавровых столбов), а в результате раскрытия трещин в вертикальной стенке и нижней полке до недопустимых пределов. Характер и расположение трещин после испытания приведены на рис. 4.

Развитие трещин в нижней горизонтальной полке происходило более интенсивно, чем в стенке.

Коэффициент трещиностойкости панели по результатам кратковременной нагрузки составляет:

$$\psi = \frac{P_T}{P_H} = \frac{90}{135} = 0,67,$$

где  $P_T$  — нагрузка, при которой обозначились трещины;  
 $P_H$  — нормативная нагрузка.

Нагружение панели производилось и после значительного раскрытия трещин в вертикальной стенке. При общей нагрузке 340 т испытание было прекращено. На этой ступени в несущих ребрах намечалось разрушение бетона.

Если исходить из условия разрушения основного несущего элемента, то разрушающая нагрузка будет составлять не менее 200% от расчетной и около 93% от теоретической разрушающей нагрузки. Следовательно, несущая способность панели может быть определена коэффициентом

$$C = \frac{P_{\text{разр}}}{P_{\text{расч}}} = \frac{340}{167} = 2,04,$$

где  $P_{\text{разр}}$  — разрушающая нагрузка;

$P_{\text{расч}}$  — расчетная нагрузка на всю панель.

Для проверки пригодности упрощенного метода расчета были установлены на панели тензодатчики с коэффициентом тензочувствительности 2,2, омическим сопротивлением 115 ом и рычажные тензометры с базой 100 мм.

Относительные деформации фиксировались при каждой ступени нагружения.

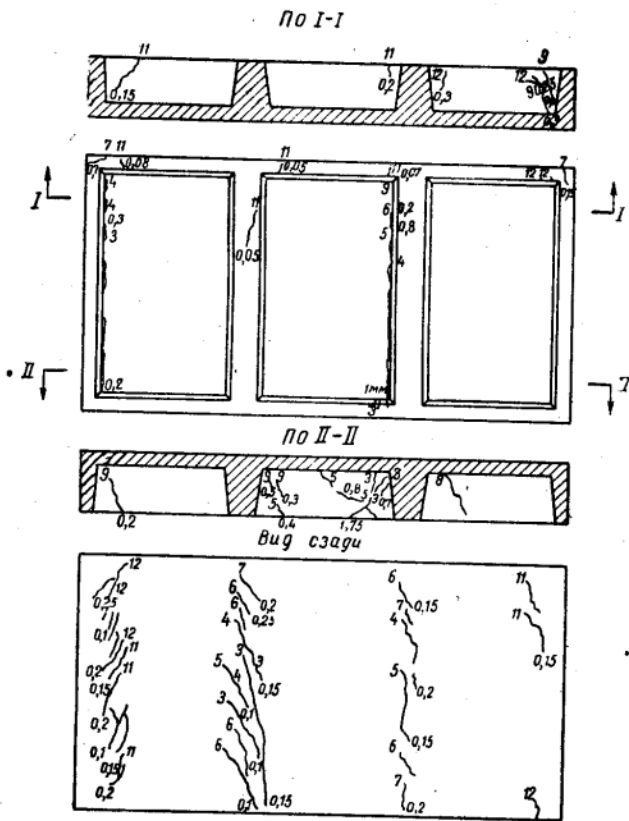


Рис. 4. Характер и расположение трещин в фундаментной панели

Результаты сравнения расчетных и экспериментальных значений напряжений дают основание считать, что упрощенный метод расчета основных несущих элементов (тавровых столбов) по известной формуле

$$N < m \varphi R_{пр} \frac{S_0}{e}$$

достаточно точно подтверждается опытными данными при кратковременном действии нагрузки.

Заметное отклонение опытных кривых от расчетных напряжений объясняется нарушением совместности деформаций между ребром и вертикальной стенкой панели в результате возникновения и развития трещин в вертикальной стенке.

Что касается расчета горизонтальных полок и вертикальной стенки, то экспериментальные данные подтверждают возможность применения таких расчетных предпосылок.

### ВЫВОДЫ

Применение крупнопанельных облегченных фундаментов сокращает сроки и уменьшает стоимость строительства при значительной экономии бетона.

Фундаментная панель рассмотренной конструкции при высоте 220 см имеет пониженную трещиностойкость вследствие заниженной толщины вертикальной стенки и полки, а также наличия резкого входящего угла, образованного вертикальной стенкой и гранью ребра.

Необходимая трещиностойкость панели может быть достигнута за счет увеличения толщины стенки до 10 см и выполнения сопряжения между вертикальной стенкой и гранью ребра радиусом 150 ÷ 220 мм.

Упрощенно-расчлененный метод расчета панелей дает удовлетворительную сходимость с опытными данными и может быть рекомендован для расчета подобного типа панелей.

При незначительной толщине вертикальной стенки-панели необходимо предусматривать закладные части для крепления инженерных коммуникаций, проходящих в подвальных помещениях.

## Метод определения моментов сопротивления упруго-пластичных сечений

Лауреат Государственной премии Литовской ССР канд. техн. наук А. М. РОЗЕНБЛЮМАС

В статье излагается метод расчета сечений, в части которых, условно называемой пластичной зоной, напряжения меняются по нелинейному закону. Ордината нелинейной эпюры напряжений у грани I равна R (пределу прочности), ордината продолженной линейной эпюры у этой грани cR, где c — любое число (рис. 1, а).

Пластичную зону обозначаем индексом «п...» ушрения в ней — индексом «у»; величины, относящиеся ко всему сечению, оставляем без индекса. F служит для обозначения площадей, S, J, W — моментов (статического, инерции и сопротивления). Все эти моменты, а также и все силовые моменты относим к оси I (границы пластичной зоны). Опираем величинами силовых воздействий, деленных на R. Обозначаем их в отличие от действительных величин воздействий соответствующими строчными буквами.

Сопротивление сечения характеризуется моментом  $M_T = m_T R$ , уравновешивающим моменты от напряжений и от внешней силы  $N = nR$ .

Нелинейную эпюру напряжений заменяем линейной и дополняем внешним воздействием от разности напряжений линейной и нелинейной эпюр. Эта разность дает равнодействующую силу (рис. 1, б).

$$K = k R, \quad (1)$$

$$\text{где } k = c \left( F_{п} - \frac{S_{п}}{x_1} \right) - \int_0^{x_{п}} \frac{\sigma(y)}{R} b(y) dy \quad (1)$$

и равнодействующий момент  $M_k = m_k R,$

$$\text{где } m_k = c \left( S_{п} - \frac{J_{п}}{x_1} \right) - \int_0^{x_{п}} \frac{\sigma(y)}{R} y b(y) dy. \quad (2)$$

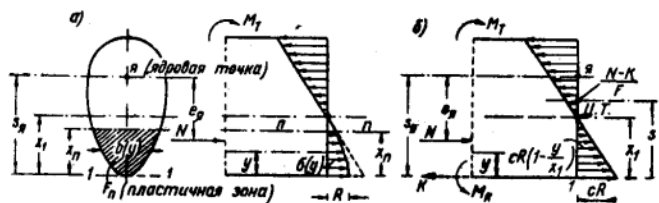


Рис. 1

Таблица 1

Сечение		
Воздействия	$x_1 = \frac{cS}{cF + n - k}$ $k = (c-1)F_n \frac{cS_n}{x_1} - \frac{3-c}{x_1^2} \int_0^{x_1} y^2 b(y) dy$ $m_k = (c-1)S_n \frac{c^2 n}{x_1} - \frac{3-c}{x_1^2} \int_0^{x_1} y^3 b(y) dy - \frac{2-c}{x_1^3} \int_0^{x_1} y^4 b(y) dy$	$x_1^2 \frac{12(cF+n)}{(5c-6)b} x_1 + \frac{12cS}{(5c-6)b} = 0$ $k = \frac{5c-6}{12} bx_1$ $m_k = \frac{7c-9}{60} bx_1^2$

Положительные направления воздействий  $M_T, N, K, M_K$  показаны на рис. 1, б.

При линейной эпюре во всем сечении его работа подчиняется закономерностям сопротивления упругих материалов. Отсюда следует: если к упруго-пластичному сечению приложить дополнительные воздействия — силу  $K$  по (1) в точке  $I$  и момент  $M_K$  по (2), — то сечение рассчитывается как упругое.

На основании этой закономерности определяем положение нулевой линии по (см. рис. 1, б)

$$x_1 = \frac{cRs}{cR + \frac{N-K}{F}}$$

или, что то же, по

$$x_1 = \frac{cS}{cF + n - k} \quad (3)$$

Подстановка  $k$  по (1) в (3) дает после некоторых преобразований

$$x_1 \left[ c(F - F_n) + n + \int_0^{x_1} \frac{\sigma(y)}{R} b(y) dy \right] - c(S - S_n) = 0 \quad (4)$$

Если уравнение (4) выше второй степени, целесообразно (но не необходимо)  $x_1$  определять непосредственно по (3) с помощью последовательных приближений. Задаемся  $x_1 = x_1^{(1)}$ , находим  $k^{(1)}$  по (1) и  $x_1^{(1)}$  по (3). Если  $x_1^{(1)}$  не равен принятому  $x_1^{(1)}$ , расчет повторяем с  $x_1^{(2)}$ , приняв  $x_1^{(2)} \approx x_1^{(1)}$ , затем (если нужно) с  $x_1^{(3)} \approx x_1^{(2)}$  и т. д., пока не получим совпадение  $x_1^{(m)} = x_1^{(m-1)}$ . Обычно для получения точного  $x_1 = x_1^{(m)}$  нужно лишь небольшое число приближений ( $m = 2 \div 3$ ).

Таблица 2

Сечение		
Воздействия	$x_n = \frac{(c-1)S}{cF + n - k}$ $k = (c-1)F_n \frac{cS_n}{x_n} - \frac{3-c}{x_n^2} \int_0^{x_n} y^2 b(y) dy$ $m_k = (c-1)S_n \frac{c^2 n}{x_n} - \frac{3-c}{x_n^2} \int_0^{x_n} y^3 b(y) dy - \frac{2-c}{x_n^3} \int_0^{x_n} y^4 b(y) dy$	$x_n^2 \frac{2}{b} \left( \frac{c}{c-1} F + \frac{n}{c-1} F_y \right) x_n + \frac{2}{b} (S - S_y) = 0$ $k = (c-1) \left( \frac{bx_n}{2} + F_y - \frac{S_y}{x_n} \right)$ $m_k = (c-1) \left( \frac{bx_n^2}{6} + S_y - \frac{2y}{x_n} \right)$

Момент  $M_T$  находим по рис. 1, б:

$$M_T = m_T R, \quad (5)$$

где  $m_T = ne_n + W_T$ ;  $W_T = cW - ks_n + m_k$ .

В табл. 1—3 приводим формулы для расчета величин  $x_1$  (или  $x_n$ ),  $k = K : R$  и  $m_k = M_k : R$  при криволинейной, трапецевидной и прямоугольной эпюрах напряжений в пластичной зоне. Эти формулы выведены из общих формул (1)—(4) путем подстановки в них соответствующих значений  $\sigma(y)$ ,  $x_1$  и  $b(y)$ . Формулу (5) для  $M_T = m_T R$  оставляем во всех случаях без изменений.

$x_1$ ;  $k = K : R$ ;  $m_k = M_k : R$  при криволинейной эпюре

$x_n = x_1 \frac{c-1}{c}$ ;  $k = K : R$ ;  $m_k = M_k : R$  при трапецевидной эпюре

$x_1$ ;  $k = K : R$ ;  $m_k = M_k : R$  при прямоугольной эпюре

При криволинейной эпюре высотой  $x_n = x_1$  (табл. 1) кривая  $\sigma(y)$  представлена в виде полинома 3-й степени, удовлетворяющего четырем условиям:  $\sigma(0) = R$ ;  $\sigma'(0) = 0$ ;  $\sigma(x_1) = 0$ ;  $\sigma'(x_1) = -\frac{cR}{x_1}$ . Этот полином имеет следующее значение:

$$\sigma(y) = R \left( 1 - \frac{3-c}{x_1^2} y^2 + \frac{2-c}{x_1^3} y^3 \right)$$

При трапецевидной эпюре (табл. 2)  $\sigma(y) = R$ ; высота пластичной зоны  $x_n = x_1 \frac{c-1}{c}$ .

При прямоугольной эпюре (табл. 3)  $\sigma(y) = R$ ;  $x_n = x_1$ .

Форма упругой зоны сечений, показанных в табл. 1—3, любая. Выступы  $F_y$  пластичной зоны в табл. 2 и 3 могут иметь и значения  $F_y < 0$ , т. е. они могут отсутствовать или представлять собой выемки, каналы и т. п.

Приводимые в статье формулы пригодны без каких-либо изменений и для пластичных сечений с упругими площадками (например, бетонных с арматурой). Такие площадки следует лишь отнести к упругой зоне, т. е. не включать в площадь  $F_n$ .

Применение метода иллюстрируем примером определения  $M_T$ , характеризующего сопротивление сечения рис. 2 по нижней грани, при разных эпюрах напряжений. Дано:  $F = 1177 \text{ см}^2$ ;  $S = 64240 \text{ см}^3$ ;  $W = 27100 \text{ см}^3$ ;  $s_n = 77,6 \text{ см}$ ;  $e_n = 56,8 \text{ см}$ ;  $N = 18 \text{ т}$ ;  $R = 0,018 \text{ т/см}^2$ ;  $n = 18 : 0,018 = 1000 \text{ см}^2$ .

а) Криволинейная эпюра и  $c=3$  (по табл. 1; рис. 2, а)  
Предполагаем, что  $x_1 > 15 \text{ см}$ , тогда  $F_n = (6x_1 + F_y) \text{ см}^2$ .

Характеристики уширений:  $a = 10 : 15$ ;  $F_y = \frac{14 \cdot 15}{2} (1+a) = 175 \text{ см}^2$

Таблица 3

Сечение		
Воздействия	$x_1 = \frac{cS}{cF + n - k}$ $k = (c-1)F_n \frac{cS_n}{x_1} - \frac{3-c}{x_1^2} \int_0^{x_1} y^2 b(y) dy$ $m_k = (c-1)S_n \frac{c^2 n}{x_1} - \frac{3-c}{x_1^2} \int_0^{x_1} y^3 b(y) dy - \frac{2-c}{x_1^3} \int_0^{x_1} y^4 b(y) dy$	$x_1^2 \frac{2}{(c-2)b} [cF + n - (c-1)F_y] x_1 + \frac{2c}{(c-2)b} (S - S_y) - n = 0$ $k = \frac{c-2}{2} bx_1 + (c-1)F_y - \frac{c}{x_1} S_y$ $m_k = \frac{c-3}{6} bx_1^2 + (c-1)S_y - \frac{c}{x_1} J_y$
	При $c=2$ $x_1 = \frac{2S}{2F + n - k}$ $k = F_n - \frac{2}{x_1} S_n$ $m_k = S_n - \frac{2}{x_1} J_n$	При $c=2$ $x_n = 2(S - S_y) : (2F + n - F_y)$ $k = F_y - \frac{2}{x_n} S_y$ $m_k = -\frac{bx_n^2}{6} + S_y - \frac{2}{x_n} J_y$

$$S_y = \frac{14 \cdot 15^2}{2} (1 + \alpha + \alpha^2) = 1110 \text{ см}^2; J_y = \frac{14 \cdot 15^3}{12} (1 + \alpha + \alpha^2 + \alpha^3) = 9500 \text{ см}^4.$$

$$\text{Задаемся } x_1^{(1)} = 47,8 \text{ см. } F_{\Pi}^{(1)} = 6 \cdot 47,8 + 175 = 461,8 \text{ см};$$

$$S_{\Pi}^{(1)} = \frac{6 \cdot 47,8^2}{2} + 1110 = 7960 \text{ см}^2; \int_0^{x_1} y^2 b(y) dy = 6 \int_0^{47,8} y^3 dy +$$

$$+ 4 \int_0^{12,5} y^3 dy = \frac{1}{4} (6 \cdot 47,8^4 + 14 \cdot 12,5^4) = 7,92 \cdot 10^6 \text{ см}^5;$$

$$k^{(1)} = 2 \cdot 461,8 - \frac{3 \cdot 7960}{47,8} + \frac{1}{47,8^3} 7,92 \cdot 10^6 = 496 \text{ см}^2; x_1^{(1)} = 3 \cdot 64240 \cdot$$

$$\cdot (3 \cdot 1177 + 1000 - 496) = 47,8 \text{ см} = x_1^{(1)}. \text{ Следовательно, } x_1 = 47,8 \text{ см} (> 15 \text{ см}).$$

$$J_{\Pi} = \frac{6 \cdot 47,8^3}{3} + 9500 = 227 900 \text{ см}^4; \int_0^{x_1} y^4 b(y) dy =$$

$$= 6 \int_0^{47,8} y^4 dy + 14 \int_0^{12,5} y^4 dy = \frac{1}{5} (6 \cdot 47,8^5 + 14 \cdot 12,5^5) = 300,3 \times$$

$$\times 10^6 \text{ см}^6; m_k = 2 \cdot 7960 - \frac{3 \cdot 227 900}{47,8} + \frac{1}{47,8^3} 300,3 \cdot 10^6 = 4370 \text{ см}^3.$$

$$\text{По (5) } M_T = (1000 \cdot 56,8 + 3 \cdot 27 100 - 496 \cdot 77,6 + 4370) \times 0,018 = 1872 \text{ тсм.}$$

б) Трапецевидная эпюра и  $c=3$  (по табл. 2; рис. 2, б)

Предлагаем, что  $x_{\Pi} > 15$  см, тогда  $F_{\Pi} = (6x_{\Pi} + F_y)$  см; характеристики уширений — как в пункте а.

$$x_{\Pi}^2 - \frac{2}{6} \left( \frac{3}{2} 1177 + \frac{1000}{2} - 175 \right) x_{\Pi} + \frac{2}{6} (64240 - 1110) = 0;$$

$$x_{\Pi}^2 - 696,8 x_{\Pi} + 21040 = 0; x = 348,4 - \sqrt{348,4^2 - 21040} = 31,6 \text{ см} (> 15 \text{ см}).$$

$$k = 2 \left( \frac{6 \cdot 31,6}{2} + 175 - \frac{1110}{31,6} \right) = 470 \text{ см}^2; m_k = 2 \left( \frac{6 \cdot 31,6^2}{6} +$$

$$+ 1110 - \frac{9500}{31,6} \right) = 3620 \text{ см}^3.$$

$$M_T = (1000 \cdot 56,8 + 3 \cdot 27100 - 470 \cdot 77,6 + 3620) 0,018 = 1894 \text{ тсм.}$$

в) Прямоугольная эпюра и  $c=2$  (по табл. 3; рис. 2, в)  
Полагаем:  $x_1 > 15$  см; характеристики уширений — как в пункте а.

$$x_1 = \frac{2(64240 - 1110)}{2 \cdot 1177 + 1000 - 175} = 39,7 \text{ см} (> 15 \text{ см}).$$

$$k = 175 - \frac{2}{39,7} 1110 = 119,1 \text{ см}^2; m_k = -\frac{6 \cdot 39,7^2}{6} + 1110 - \frac{2}{39,7} 9500 = -945 \text{ см}^3.$$

$$M_T = (1000 \cdot 56,8 + 2 \cdot 27100 - 119,1 \cdot 77,6 - 945) 0,018 = 1815 \text{ тсм.}$$

#### ВЫВОДЫ

Сущность изложенного метода заключается в выпрямлении эпюры напряжений путем введения дополнительной продольной силы, после чего сечение рассматривается как упругое. Данный метод дает практическую возможность осуществлять расчет сечений при любых их формах и любых формах эпюр напряжений.

Наиболее простой для расчета является прямоугольная эпюра с  $c=2$ . Такая эпюра принята для железобетонных конструкций, и в нормах по их проектированию приводятся соответствующие приближенные расчеты. Изложенный метод дает возможность наиболее просто осуществлять соответствующий точный расчет.

Данный метод позволяет, в частности, просто осуществлять точный расчет и при трапецевидной эпюре с любым  $c$ . Например, для весьма распространенных на практике сечений, пластическая зона которых состоит из полного прямоугольника с уширением  $F_y$  любого вида, для определения положения нулевой линии при трапецевидной эпюре нужно решить уравнение второй степени вместо уравнения первой степени при прямоугольной эпюре с  $c=2$ , а в остальном расчет остается таким же, как при этой эпюре (ср. формулы в табл. 2 и 3 и расчеты в пунктах б и в приведенного выше примера). Таким образом, расчет по трапецевидным эпюрам не требует значительного увеличения вычислительной работы против наименьшего возможного ее объема и, вместе с тем, весьма приближает ее результаты к результатам расчетов по криволинейным эпюрам.

## Изготовление железобетонных арок с немедленной распалубкой

Инж. А. М. ПРИСТУПА

В районах Сибири для сельскохозяйственных построек (коровников, зерноскладов, овощехранилищ) нашли применение сборные железобетонные арки пролетом 10 м, запроектированные Алтайпроектом.

Поперечное сечение арок прямоугольное, размерами 15 × 30 см. Они состоят из двух полуарок, которые бетонируются в металлической или деревянной форме и помещаются для термообработки в пропарочные камеры.

Такая технология производства полуарок требует большого количества форм. На изготовление одной формы расходуется около 430 кг профилированного металла, или 0,45 м<sup>3</sup> пило-материала.

Инструктор сибирского филиала института Оргстрой И. И. Дудоров предложил изготавливать полуарки способом немедленной распалубки.

Для этой цели им была сконструирована специальная металлическая форма, состоящая из двух частей, соединяемых болтами (см. рисунок).

Форму изготовили на заводе железобетонных изделий треста Иркутскпромстрой из швеллеров № 15 (сваренных из уголка 75 × 50), выгнутых на вальцах по радиусу полуарки.

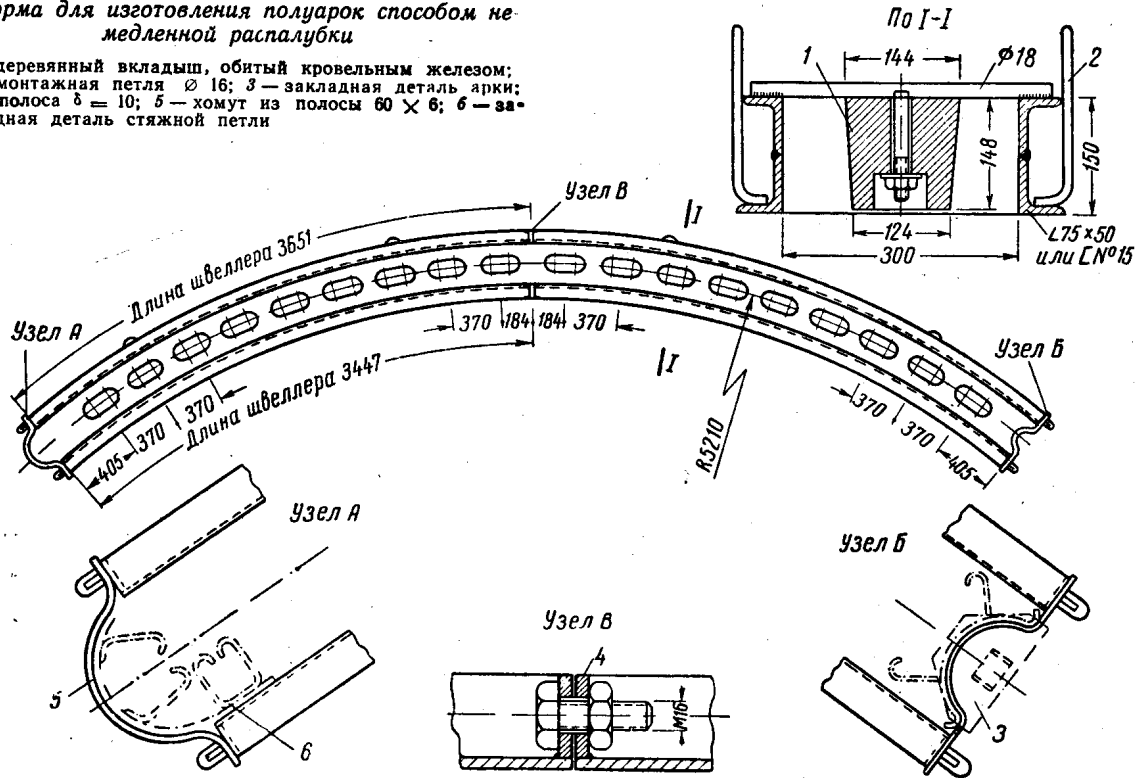
Для фиксации швеллеров в определенном положении к их верхней полкам приваривались стержни диаметром 18 мм, к которым крепились вкладыши для образования отверстий в конструкции.

Технология изготовления полуарок с использованием предложенной формы была следующей.

На ровный деревянный поддон из досок толщиной 50 мм устанавливался арматурный каркас, на который ставилась сначала одна половина формы, а потом другая. После этого

Форма для изготовления полуарок способом немедленной распалубки

1 — деревянный вкладыш, обитый кровельным железом;  
2 — монтажная петля  $\varnothing 16$ ; 3 — закладная деталь арки;  
4 — полоса  $\delta = 10$ ; 5 — хомут из полосы  $60 \times 6$ ; 6 — закладная деталь стяжной петли



форма сболчивалась и устанавливались закладные детали. Затем производилось бетонирование полуарки. Бетон марки 200 с осадкой конуса 0—1 см подавался в бункер и уплотнялся в форме двумя площадочными вибраторами.

Сразу же после бетонирования конструкции форма краном снималась и устанавливалась на подготовленный каркас второй полуарки, и цикл изготовления повторялся.

Вначале форму снимали по частям. В дальнейшем опыт показал, что даже при снятии неразъемной формы, целостность конструкции не нарушалась.

Отформованные полуарки на поддонах подавались в ямные пропарочные камеры, где их ставили на прокладки из бруса в 4—5 рядов (по высоте камеры). Всего в камеру загружали 10 полуарок. После термообработки они поступали на открытый склад готовой продукции.

Ниже приведено сравнение форм Алтайпроекта с формой, предложенной И. И. Дудоровым при условии изготовления 10 полуарок в сутки.

Из таблицы видно, что переход на изготовление полуарок с немедленной распалубкой дает значительную экономию металла. Предложенная форма проста в изготовлении, позволяет делать полуарки быстро и с небольшими затратами труда.

Наименование форм	Число оборотов форм по нормам	Расход материалов		Стоимость форм* в руб.
		металла в т	древесины в м <sup>3</sup>	
Металлические формы Алтайпроекта . . . . .	800—1000	429×10=4,29	—	1287
Металлическая форма (немедленная распалубка) . . . . .	7000	0,250	0,07	78

\* Исходные данные для подсчета ориентировочной стоимости форм взяты из «Инструкции по проектированию и эксплуатации форм для изготовления сборных железобетонных конструкций»

ПОПРАВКА

В статье К. П. Бондарь «Опыт перевозки сборных железобетонных балок и ферм автотранспортом» («Бетон и железобетон» № 6, 1961 г.) на стр. 262 вторая колонка, второй абзац снизу следует читать: Этот способ применялся для перевозки полуферм в г. Каменск-Уральский трестами Уралалюмицстрой и Уралстальконструкция.