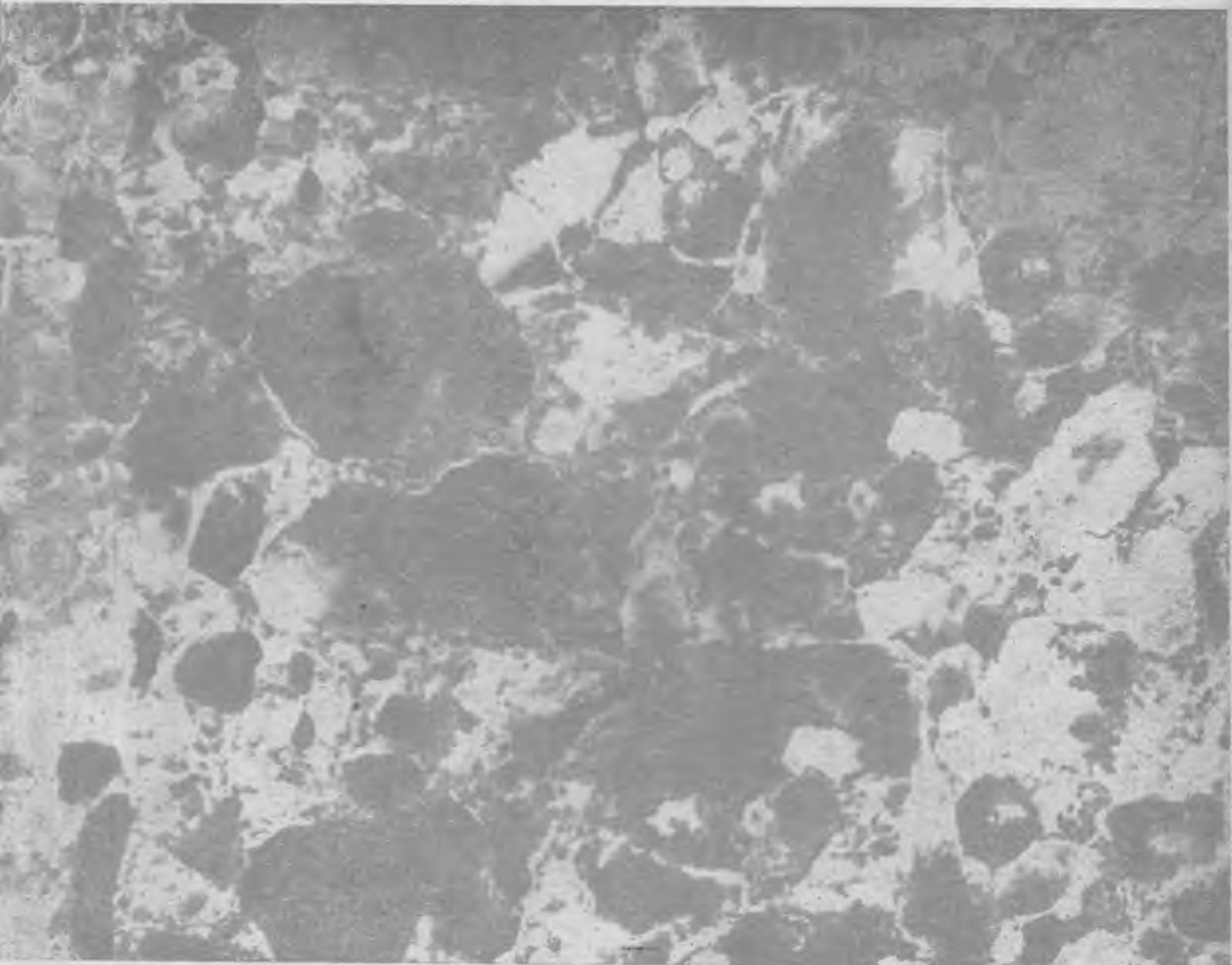


# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

**2**  

---

**1985**



## Состав совета содействия журналу «Бетон и железобетон» по Западной Украине

- Ю. В. Балагурак** — начальник строительного отдела Львовского филиала ПИ № 3;
- И. П. Белый** — главный инженер ПО «Закарпатжелезобетон» (г. Ужгород);
- И. С. Бобык** — доцент кафедры технологии силикатов Львовского ордена Ленина политехнического института им. Ленинского комсомола, канд. техн. наук;
- Б. Г. Гнидец** — доцент кафедры строительных конструкций Львовского ордена Ленина политехнического института им. Ленинского комсомола, канд. техн. наук (секретарь);
- В. Д. Досюк** — генеральный директор ПО «Прикарпатжелезобетон» (г. Ивано-Франковск)
- Ф. Е. Клименко** — зав. кафедрой строительных конструкций Львовского ордена Ленина политехнического института им. Ленинского комсомола, д-р техн. наук, проф. (председатель);
- В. Е. Стысин** — главный инженер Главльвовпромстроя Минпромстроя УССР;
- Н. С. Тимощук** — генеральный директор ПО «Львовжелезобетон», канд. техн. наук (зам. председателя)

## Содержание

40-летию Великой Победы — наш ударный труд!	
Верность традициям . . . . .	2
<b>Решения XXVI съезда КПСС — в жизнь!</b>	
<i>Дыховичный Ю. А.</i> О некоторых задачах строительной науки в области железобетонных конструкций . . . . .	4
<b>Конструкции</b>	
<i>Семченков А. С., Десятник Е. И., Кутовой А. Ф., Третьяков Б. Б., Макаров Г. Д., Семко Ю. Н., Богданов В. Ф., Макаренко С. К.</i> Испытания дисков перекрытий из панелей 2Т . . . . .	7
<b>Бетоны</b>	
<i>Бабков В. В., Попов А. В., Мохов В. Н., Колесник Г. С., Якушин В. А.</i> Бетоны повышенной ударной стойкости на основе демпфирующих компонентов . . . . .	10
<b>Арматура</b>	
<i>Мадатян С. А.</i> Диаграмма растяжения высокопрочной арматуры стали в состоянии поставки . . . . .	12
<b>Заводское производство</b>	
<i>Тулмышев М. Ш., Людвиг В. Д., Лунев Э. Ф.</i> Термообработка бетона в кассетах индукционными нагревателями . . . . .	13
<i>Бобров В. Б., Подвальный А. М., Бобров Л. Б., Заренин С. В., Исеров Г. Л., Новак А. П.</i> Антикоррозионная защита гибких связей трехслойных панелей . . . . .	15
<i>Кабан М. М., Василенко В. П.</i> Новые металлоформы «Ромашка» в производстве железобетонных свай . . . . .	16
<i>Грановский А. В., Сергеев В. И., Петров С. А.</i> Повышение прочности опорных зон многпустотных плит перекрытий . . . . .	18
<b>Строительное производство</b>	
<i>Розанов Н. П., Каганов Г. М., Малявин В. П., Зимнюков В. А., Комардина В. В.</i> Моделирование термонапряженного состояния массивного бетона . . . . .	19
<b>В помощь проектировщику</b>	
<i>Катин Н. И., Синюков А. Д.</i> Прочность и жесткость штампованных закладных деталей в обжатом бетоне . . . . .	21
<i>Дроздов П. Ф., Дзюба В. А., Паньшин Л. Л.</i> Прочность диафрагм каркасных многоэтажных зданий . . . . .	23
<b>Теория</b>	
<i>Макаренко Л. П.</i> Оценка деформаций бетонов с учетом нелинейной ползучести . . . . .	25
<b>Долговечность</b>	
<i>Воробьев Г. К., Фадеев А. В.</i> Армопенбетонные плиты покрытий промзданий после длительной эксплуатации . . . . .	27
<b>Вопросы качества</b>	
<i>Дикаревский В. С., Якубчик П. П., Продоус О. А., Смирнов Ю. А.</i> Изменение параметров шероховатости внутренней поверхности напорных труб . . . . .	28
<b>Хроника</b>	
К 80-летию со дня рождения Б. Г. Скрамтаева . . . . .	30
<b>Информация</b>	
Экономно использовать ресурсы . . . . .	31

2

[359]  
февраль 1985



## Верность традициям

Одним из инициаторов ударной вахты под девизом «40-летию Великой Победы — 40 ударных трудовых недель!» является коллектив ордена Ленина и ордена Трудового Красного Знамени треста Мосжилстрой. Домостроители треста в настоящее время стремятся достойно встретить День Победы 9 мая 1985 г. Созданный до войны трест Мосжилстрой стал крупной строительной организацией столицы.

В 1940 г. за успешную работу по осуществлению Генерального плана реконструкции Москвы передовым рабочим, инженерно-техническим работникам и служащим треста были вручены высокие правительственные награды. Большую роль в развитии московского домостроения сыграли В. Ф. Промыслов, В. Н. Галицкий, Л. А. Хохлов, С. А. Палевский и многие другие. Опыт, накопленный на строительных площадках Мосжилстроя, помогал домостроителям всей страны успешно справляться с заданиями первых пятилеток. Война прервала созидательный труд советских людей.

Московская городская партийная организация и Моссовет с первых же дней Великой Отечественной войны приняли меры к развертыванию аварийно-восстановительных полков и батальонов МПВО. Один такой батальон был сформирован из рабочих Мосжилстроя.

Ветераны треста вспоминают, как в октябре 1941 г. в Москву прорвался один вражеский самолет, сбросил несколько бомб рядом со зданием Центрального телеграфа. Взрывной волной в нем были выбиты почти все стекла, во многих местах повреждены стены. Для восстановительных работ сюда прибыл отряд мосжилстроевцев во главе с И. Л. Лукьяновым. Отряд работал круглые сутки. А через два дня Центральный телеграф заработал на полную мощность.

В годы войны было решено создать в Москве выставку трофейного оружия. В исключительно короткий срок (за 20 дней) трестом на территории ЦПКИО им. Горького было осуществлено строительство выставочного павильона площадью в несколько тысяч квадратных метров. Большая группа мосжилстроевцев возводила систему укреплений на подступах к столице. Как и в мирное время, коммунисты и комсомольцы развернули здесь социалистическое соревнование. Соревновались бригада с бригадой, рота с ротой, батальон с батальоном.

По заданию МКГК партии и Мосгорисполкома в Смоленскую область было направлено более 3 тыс. строителей, среди которых было немало мосжилстроевцев. В короткий срок здесь было построено 90 км оборонительных линий, а также более 30 км траншей и окопов. На сооружении оборонительных линий отличились работники треста Мосжилстрой. Среди них инженеры В. Н. Галицкий, С. В. Ананьев, М. М. Хайкин, рабочие А. М. Горев, А. М. Васин, И. Т. Ефремкин и др.

Враг приближался к столице. В октябре 1941 г. по призыву Московского комитета партии сотни тысяч москвичей вышли на сооружение рубежей Московской зоны обороны. Здесь же активно трудились дни и ночи сотни мосжилстроевцев. На многих участках они ежедневно выполняли 150—200% нормы. Обязанное Мосгорисполкомом социалистическое соревнование предусматривало окончание работ по сооружению укреплений к 6 ноября. Одним из победителей этого соревнования стала бригада мосжилстроевцев, которой руководил Г. Н. Мерзляк.

В суровые дни зимы 1941 г. гитлеровские захватчики потерпели под Москвой сокрушительное поражение. У стен столицы было положено начало общему разгрому врага, его изгнанию с советской земли.

К концу января 1942 г. была полностью освобождена от фашистов территория Московской области. Большую группу мосжилстроевцев послали для восстановления Наро-Фоминска. Отлично трудились здесь управляющий трестом В. И. Василь-

ев, прорабы Д. М. Лычкин и С. В. Епихов, бригадир В. С. Бобров и др. По мере освобождения территории страны от гитлеровцев мосжилстроевцы участвовали в восстановлении многих городов и поселков.

Несколько лет потребовалось советским людям, чтобы восстановить разрушенное хозяйство, наладить работу промышленных предприятий, обеспечить оставленных без крова людей жильем. В 1948 г. мосжилстроевцы впервые пришли на пустырь бывшего Ходынского поля. Здесь предстояло возвести десятки жилых зданий, школы, предприятия торговли. Примечательно, что в тот год велась застройка экспериментального квартала, где был возведен комплекс каркасно-панельных домов. К этому времени производственные предприятия треста начали выпускать железобетонные плиты перекрытий, гипсолитовые плиты для перегородок, лепные украшения для фасадов и ряд других готовых к применению конструкций и деталей. Впервые в Москве для внутренних перегородок были использованы крупнопанельные железобетонные блоки. За короткий срок в районе Песчаных улиц трестом и другими организациями были построены сотни многоэтажных жилых домов, школ, кинотеатров и магазинов.

Следует отметить, что в этом районе массовой застройки были впервые применены сборные конструкции железобетонных фундаментов, многопустотные железобетонные плиты перекрытий размером на комнату, железобетонные панели наружных стен, облицованные с одной стороны керамической плиткой, а с другой — газобетоном. Эти панели изготовлялись с паронизационным цементным слоем. В процессе монтажа работники треста внесли изменения в технологию сборки крупнопанельных зданий, усовершенствовали многие конструкции и детали. Квартал в районе Песчаных улиц стал настоящей школой передового опыта отечественного домостроения.

Крупноблочное, каркасно-панельное, а затем и крупнопанельное строительство занимало прочное место в индустриальном домостроении. Первый многоэтажный каркасно-панельный дом был построен трестом Мосжилстрой на Соколиной горе за 100 рабочих дней. Стоимость 1 м<sup>2</sup> жилой площади в нем, по сравнению с кирпичным домом, снизилась на 11%, затраты труда на 30—35%, вдвое сократилась продолжительность строительства.

В январе 1951 г. в Москве состоялось совещание строителей. На нем отмечалось, что сборное панельное домостроение является основным направлением в решении проблемы индустриализации жилищно-гражданского строительства. Спустя три года были созданы Главмосстрой и Главмоспромстройматериалы. Трест Мосжилстрой вошел в Главмосстрой.

В 1956 г. был запроектирован эталон крупноблочного жилого дома заводского изготовления. Этот дом был возведен в квартале № 12 в Новых Черемушках. В этом квартале кроме жилых домов предполагалось возвести школу, детские дошкольные учреждения, объекты культурно-бытового назначения. На Юго-Запад столицы перебазировались коллективы почти всех управлений треста Мосжилстрой. Именно в Новых Черемушках домостроители убедились в экономичности крупных железобетонных блоков, нашли наиболее правильные способы совмещения подготовительных, монтажных и отделочных работ.

Тресту Мосжилстрой одному из первых выпала честь претворять в жизнь замыслы В. И. Ленина по реконструкции и благоустройству столицы. Трест осваивал новые территории столицы, росла его мощность. К началу 1957 г. трест справился с огромным объемом общестроительных работ. Указом Президиума Верховного Совета СССР за успехи в строитель-

стве жилых домов и объектов культурно-бытового назначения в Москве и постоянное наращивание производственных мощностей трест был награжден орденом Ленина. Звания Героев Социалистического Труда были присвоены каменщику А. М. Гореву, старшему производителю работ И. Л. Лукьянову и управляющему трестом Е. Е. Никонову.

В настоящее время труженики треста Мосжилстрой возводят жилые корпуса в Крылатском и на Окской улице, ведут реконструкцию здания МХАТа и сооружают другие объекты в новых микрорайонах столицы. Успешно выполнив плановое задание четвертого года одиннадцатой пятилетки и дополнительные социалистические обязательства, мосжилстройевцы готовятся новыми трудовыми свершениями встретить знаменательную дату — 40-летие Великой Победы.

Передовые бригады треста обязались ко Дню Победы 9 мая 1985 г. завершить задания одиннадцатой пятилетки. Среди них комплексная бригада заслуженного строителя РСФСР, кавалера орденов Трудовой Славы III степени и «Знак Почета» В. И. Виноградова из СУ-5. В честь 40-летия Победы эта бригада обязалась также повысить производительность труда на 1,5% дополнительно к плановому заданию, сдать все объекты с оценками «хорошо» и «отлично». Результаты ударных недель трудовой вахты свидетельствуют, что бригада справится с высокими социальными обязательствами.

Больших успехов в труде достигла бригада Н. И. Сметнева из СУ-1, которая до конца 1984 г. смонтировала дополнительно сверх плана детский сад на 280 мест. На три месяца раньше установленного срока завершила монтаж школы в Крылатском бригада Н. П. Луликова из СУ-5. Досрочно выполнили задание по росту производительности труда бригады кавалера ордена Трудового Красного Знамени Н. Т. Щетинина и А. Н. Блискунова.

Повышенные социалистические обязательства в честь великой даты приняли более 400 комсомольцев треста и все комсомольско-молодежные бригады. Так, бригада Б. А. Якиманского из СУ-1 обязалась повысить производительность труда дополнительно к плановому заданию на 1,5%, сдавать все объекты досрочно с оценками «хорошо» и «отлично». Выработка в этой бригаде на одного работающего в настоящее время на 10% превышает плановую. С заданиями 1984 г. бригада успешно справилась по всем технико-экономическим показателям.

В тресте Мосжилстрой в числе передовиков социалистического соревнования немало участников Великой Отечественной войны. Своим каждодневным трудом они подали пример добросовестного отношения к порученному делу, беззаветной преданности Родине. Кавалер ордена Ленина, орденов Октябрьской Революции и Трудового Красного Знамени бригадир монтажников из СУ-1 Н. И. Сметнев прошел дорогами войны от Сталинграда до Берлина. Цеховую партийную организацию СУ-3 возглавляет участник Великой Отечественной войны С. Д. Припадчев. СУ-3 является победителем социалистического соревнования по итогам первых недель ударной трудовой вахты. Участник войны Г. В. Сивенков возглавляет группу народного контроля. Благодаря рейдам и проверкам, осуществляемым этой группой, значительно улучшилась работа управления производственно-технологической комплектации. Эффективность деятельности обеспечивается здесь путем четкого планирования, взаимозаменяемости, строгого контроля за ритмичностью поставок строительных материалов и железобетонных конструкций и изделий на строительные площадки.

Выполнение плановых заданий и дополнительных социалистических обязательств 1984 г. стало возможным благодаря высокой организации труда во всех звеньях домостроительно-

го конвейера, на каждом рабочем месте. Широкое применение бригадного подряда, постоянное повышение квалификации рабочих и инженерно-технических работников, внедрение и распространение ценных починов, овладение смежными профессиями — все это является повседневной нормой каждого члена коллектива треста.

Следует отметить, что по результатам социалистического соревнования коллектив Мосжилстроя за четыре года одиннадцатой пятилетки добился высоких показателей. В эти годы ему неоднократно присуждались призовые места в смотрах социалистического соревнования по Главмосстрою.

На строительстве крупнопанельных домов во всех подразделениях применяется метод бригадного подряда. Это способствует сокращению сроков возведения жилых и общественных зданий, повышению качества строительного-монтажных и специальных работ, получению значительной экономии средств и материалов. Так, в 1984 г. по тресту сэкономлено более 26 т металла, 90 т цемента и 90 тыс. кВт·ч электроэнергии.

Характерными особенностями социалистического соревнования под девизом «40-летию Великой Победы — 40 ударных трудовых недель!» являются более тщательная, экономически обоснованная разработка обязательств, встречных планов, личных планов, усиление внимания к моральному и материальному стимулированию соревнующихся. Внутри хозрасчетных бригад ведется соревнование между коллективами монтажных звеньев по числу и качеству смонтированных конструкций. Результаты соревнования подводятся за каждую неделю ударной вахты. Такая четкая система контроля и гласности соревнования принята во всех подразделениях. Так, по итогам соревнования одной недели января 1985 г. лучшей объявлена комплексная бригада СУ-102, возглавляемая кавалером ордена Трудового Красного Знамени Н. Т. Щетинным. Эта бригада возводит жилой дом в городе Железнодорожном. Монтажники готовятся сдать дом в эксплуатацию досрочно. Ежедневная норма выработки здесь составляет около 110%. Специализированное звено столяров из СПУ-1 заслуженного строителя РСФСР А. Ф. Шишкина за одну неделю вахты добилось выработки более 110%. Не отстают от передовиков и многие другие бригады и звенья.

В 1984 г. трестом сдано жилых домов общей площадью более 60 тыс. м<sup>2</sup>, одна школа и 5 дошкольных учреждений на 280 мест каждое. В 1985 г. мосжилстройевцы обязались сдать в эксплуатацию жилых домов общей площадью 104 тыс. м<sup>2</sup>. В целях успешной реализации Продовольственной программы СССР коллектив треста обязался дополнительно ко Дню Победы построить теплицы в подшефном совхозе «Московский» площадью 15 га. Дополнительно будет выполнено строительного-монтажных работ на сумму более 340 тыс. р.

На доске Почета Мосжилстроя имена лучших передовиков столичного домостроения. Это бригадир комплексной бригады СУ-3 В. П. Холин, кровельщик СПУ-1 П. А. Лукашев, штукатур СУ-3 М. К. Воробьева, заслуженный строитель РСФСР, кавалер ордена Ленина, орденов Октябрьской Революции и Трудового Красного Знамени, бригадир комплексной бригады монтажников Р. С. Гайнуллин и многие другие. Успешно завершив 1984 г., передовые подразделения, все работники треста напряженно трудятся над выполнением и перевыполнением плановых заданий и дополнительных социалистических обязательств 1985 г.

Трудовая ударная вахта в честь 40-летия Великой Победы внесет существенный вклад в реализацию плановых заданий года и всей одиннадцатой пятилетки. Строители треста Мосжилстрой готовы встретить День Победы 9 мая 1985 г. новыми трудовыми свершениями.

Ю. А. ДЫХОВИЧНЫЙ, канд. техн. наук (ГлавАПУ Москвы)

## О некоторых задачах строительной науки в области железобетонных конструкций

За последние годы значительно окрепли творческие связи между московскими проектировщиками и представителями строительной науки. Все более широкий круг практических задач застройки города решается на базе и с привлечением научных исследований, все больше научных исследований направляется на решение конкретных задач, выдвинутых практикой строительства. Таким образом, создается чрезвычайно плодотворный синтез науки и практики, являющийся основой научно-технического прогресса.

Сфера этого содружества относится к области инженерных конструкций, прежде всего к разработке и внедрению новых, нетрадиционных крупнопанельных и каркасно-панельных систем, новых конструктивных форм большепролетных пространственных конструкций, где поиски рациональных инженерных решений значительно осложняются отсутствием предшествующего опыта, и потому содружество проектировщиков и науки оказывается особенно эффективным.

Перед строительной наукой ставится задача совместно с проектными организациями разработать новые методики расчета и установить неизвестные ранее закономерности. Так было с новыми конструктивными решениями крупнопанельных зданий высотой 17—25 этажей, с каркасными системами, которые также впервые в мировой практике выполнялись в сборном железобетоне.

Примером успешного содружества проектировщиков и ученых служит многолетняя работа по созданию и совершенствованию широкого класса большепролетных пространственных конструкций, которые были использованы, в частности, на Олимпийских сооружениях в Москве и явились крупным вкладом в развитие строительной науки и практики.

Сегодня речь идет о дальнейшей активизации совместных работ институтов Главного архитектурно-планировочного управления Москвы и научно-исследовательских организаций Госстроя СССР в решении выдвигаемых практикой прикладных инженерных задач.

Научно-исследовательские организации Госстроя СССР вместе с институтами ГлавАПУ Москвы должны принять участие в выработке концепций дальнейшего развития строительства Москвы на очередной срок генерального плана — до 2010 г.

Должны быть выработаны основные направления технической политики — наиболее рациональные конструктивные системы жилых и общественных зданий, рекомендации по освоению новых эффективных материалов, поиски путей снижения расхода материалов и энергоемкости конструкций и одновременно повышения надежности путем создания новых методов расчета и отработки конструкций.

Серьезные задачи стоят в области дальнейшего развития железобетонных конструкций — наиболее массовых в современном строительстве.

Следует отметить, что расчет каркасных и панельных зданий до сих пор предусматривает их расчленение на отдельные плоские системы и расчет этих систем. С увеличением высоты каркасных и панельных зданий такая расчетная модель все более отдаляется от фактической работы сооружения. В связи с этим возникает острая необходимость создания методов расчета, учитывающих пространственную работу каркасных и панельных сооружений, по существу создания строительной механики здания по аналогии со строительной механикой самолета или корабля.

В связи со сложностью проблемы эти исследования развиваются по разным направлениям. В результате должна быть создана методика расчета с использованием ЭВМ. Эти работы должны проводиться необходимыми экспериментальными исследованиями отдельных конструкций, узловых соединений, оказывающих существенное влияние на работу сооружения в целом.

Важнейшими задачами являются исследование возможностей дальнейшей экономии материалов в крупнопанельных и каркасно-панельных системах за счет использования скрытых возможно-

стей этих систем, резервов несущей способности, создания эффективных методов расчета, в наибольшей степени отражающих действительную работу конструкций.

С ростом этажности сборных зданий необходимо углубление теории работы наиболее ответственных типов стыков несущих сборных элементов (в частности, платформенного стыка стен и перекрытий панельных зданий) с учетом реальной точности монтажа и неизбежных отклонений от проектных размеров. Необходим поиск новых технологических приемов и методов, позволяющих повышать прочность сборных элементов в стыковых зонах, например применение химических добавок и методы пропитки бетона, ускоряющие твердение бетона омоноличивания и раствора в швах сборных конструкций при отрицательных температурах (в зданиях выше 12—16 этажей следует полностью исключить возможность замораживания раствора в платформенных стыках и бетона омоноличивания).

Необходимо развитие методов расчета сборных элементов на слабо изученные транспортные, монтажные и технологические нагрузки с разработкой специальных нормативов, учитывающих сравнительную кратковременность этих воздействий и достаточность в определенных случаях меньших запасов прочности с целью экономии конструктивной арматуры.

Необходимо дальнейшее уточнение и совершенствование расчета узлов каркасных и панельных зданий с доведением этих методов до ясной и удобной формы, понятной рядовому проектировщику. Методы расчета должны быть регламентированы соответствующими инструкциями для расчета ручными методами (экспресс-расчеты) автоматизированного расчета на ЭВМ.

Следует всемерно активизировать работу по упрощению методов расчета железобетонных конструкций, с тем чтобы сделать их понятными широким кругам проектировщиков. В частности, ак-

тивизировать поиски принципиальных упрощений методов расчета железобетонных элементов по второй группе предельных состояний.

Задачами повышения надежности должны отвечать исследования платформенных стыков крупнопанельных конструкций при широком шаге несущих стен и пролетах перекрытий до 9 м (влияние углов поворота опорных сечений плит перекрытий на работу платформенных стыков, методы усиления торцов многопустотных настилов, приемлемые по технологии их изготовления и др.). Эти исследования приобретают особую актуальность в связи с поисками системы панельных конструкций с широким шагом поперечных стен для зданий школ, детских садов, больниц, поликлиник и др.

Необходимо активизировать разработку теории долговечности строительных конструкций и материалов и внешней среды, в частности оценки морозостойкости и коррозионной стойкости ограждающих конструкций, находящихся под активным атмосферным воздействием.

Дальнейшему прогрессу в области железобетонных конструкций и требованиям экономии стали отвечает внедрение высокопрочных бетонов марки выше М600, а также создание бетонов объемной массой 1000—1800 кг/м<sup>3</sup> при сохранении высоких прочностных качеств и керамзитобетона объемной массой 600—800 кг/м<sup>3</sup>.

Этапом в развитии железобетонных конструкций должно стать внедрение преднапряженных перекрытий с высокопрочной проволокой, в том числе для пролетов жилых зданий 3,6—4,2 м.

Пора вывести из стадии эксперимента работы по замене стали в железобетоне стекловолокном, полиэфирными материалами и др., что обеспечит значительную экономию металла, а также работы по сталобетону (бетону, армированному стальной стружкой или опилками).

Требуется помощь науки в вопросах внедрения высокопрочной арматуры класса Ат-V и других высокопрочных сталей в колоннах под нагрузку 1000 т и более, в частности в сочетании с косвенным армированием ствола. До сих пор недостаточно изучена работа на очень большие нагрузки контактного стыка колонн с обрывом арматуры.

В последние годы в московском строительстве успешно используется стальной профилированный настил. Разработка решений по использованию профилированных стальных настилов в качестве арматуры монолитных плит перекрытий значительно повысит эффективность этой конструкции.

Все шире используется так называемый

самонапрягающийся бетон, созданный в НИИЖБе. Высокая плотность этого материала позволяет создавать эффективные и надежные водозащитные конструкции: подземные части зданий, резервуары, покрытия стилобатов и проезжих частей улиц, кровли и др., расположенные на открытом воздухе. Использование самонапрягающегося бетона позволяет отказаться от традиционной оклеечной гидроизоляции. Заводы освоили массовый выпуск напрягающего цемента. Задача состоит в расширении области применения самонапрягающегося бетона. В частности, этот бетон должен шире применяться в подземных сооружениях, в конструкциях типа «стена в грунте», где его использование позволит надежно обеспечить необходимую водонепроницаемость.

На заводах московской строительной индустрии применяется кассетная технология изготовления несущих панелей. Однако действующий СНиП требует снижения расчетной несущей способности панелей при этом способе производства на 20%. Ученые НИИЖБа должны помочь отказаться от понижающего коэффициента, что обеспечит значительную экономию цемента и стали.

В числе задач дальнейшего совершенствования крупнопанельного домостроения — отработка конструктивного решения наружных панелей с повышенными теплотехническими качествами направленная на выполнение постановлений партии и правительства по экономии энергоресурсов. Проектными организациями разработан ряд конструктивных предложений, предусматривающих решение этой задачи, однако эти предложения требуют тщательных и всесторонних научных исследований прочностных и теплофизических качеств, вопросов долговечности.

Можно сказать, что в настоящее время в крупнопанельном домостроении готовится качественный сдвиг в коренном улучшении наружных ограждений — повышении их теплотехнических, эксплуатационных свойств, что будет означать повышение общего уровня массового полносборного домостроения. Для этого разработаны конструкции, появились новые теплоизоляционные материалы и способы производства. Задача строительной науки — дать «путевку в жизнь» новым прогрессивным конструкциям: многослойным железобетонным панелям с новыми эффективными утеплителями (в том числе вспененными), легкобетонным однослойным панелям с повышенным термическим сопротивлением.

Одним из наиболее перспективных направлений решения этой задачи является создание многослойных железобетонных панелей с гибкими связями.

Однако такие конструкции недостаточно исследованы; не ясна их работа на температурные усилия, не определена долговечность металлических связей (и следовательно, надежность всей конструкции), недостаточно изучены прочностные качества конструкции.

Важнейшая проблема, которая стоит перед производителями и учеными, — повышение теплотехнических свойств керамзитобетонных панелей, основного типа наружных панелей в московском строительстве. В самое ближайшее время предстоит найти состав бетона, технологию его изготовления, усовершенствовать саму конструкцию панелей, с тем чтобы получить керамзитобетон объемной массой не более 800 кг/м<sup>3</sup> и с необходимыми теплотехническими качествами.

Активная помощь строительной науке требуется в отработке стыков панелей наружных стен, которые продолжают оставаться наиболее острой, важной и нерешенной проблемой полносборного домостроения.

Если несущие конструкции крупнопанельных и каркасно-панельных зданий решены и отработаны, то рациональная и надежная конструкция наружных ограждений (панелей и стыков) еще не найдена, стыки протекают и промерзают, обладают повышенной воздухопроницаемостью, что резко снижает эксплуатационные качества полносборных зданий, вызывает справедливые нарекания жителей.

Актуальным в московском промышленном строительстве, в котором преобладают многоэтажные производственные здания (их удельный вес достигает 80% общего объема промышленного строительства), является создание рациональных конструкций сборных железобетонных большепролетных перекрытий для крупных сеток колонн 9×9, 9×12, 12×12 м и более.

Большую помощь может оказать строительная наука, в частности, НИИЖБ в обработке и совершенствовании изделий единого каталога унифицированных изделий, который стал основой всего строительства в Москве. В Каталоге должны найти отражение передовые достижения науки в области расчета и конструирования изделий, выборе наиболее рациональных конструктивных форм, а также в технологии изготовления (отборе наиболее эффективных технологий, отвечающих особенностям тех или иных изделий).

Чрезвычайно важно повысить эффективность существующих методов и разработать новые способы неразрушающего контроля прочности отдельных эле-

ментов и качества скрытых работ, всемерно развивать средства натуральных и лабораторных исследований сооружений и конструкций, используя достижения лазерной техники, голографии; фотограмметрии и других новейших технических средств, шире внедрять в практику строительства автоматизацию сбора и обработки экспериментальной информации.

Одним из главных направлений совместной работы проектировщиков ГлавАПУ Москвы и научных институтов является дальнейшее привлечение математических методов и ЭВМ в практику проектирования.

Это не только задачи автоматизации расчета строительных конструкций, где нужно полностью перейти на ЭВМ, но и комплексные задачи автоматизации всего процесса проектирования.

Необходимо укрепить связи между наукой и проектировщиками в работах над составлением и совершенствованием норм проектирования железобетонных конструкций, что позволит в наибольшей мере учесть интересы проектировщиков, сблизить результаты научных исследований с требованиями проектировщика, отразить в нормах неучтенные вопросы, выдвигаемые практикой проектирования и строительства, стимулировать научные исследования в той области, где отсутствуют достоверные све-

дения о работе строительных конструкций.

Предстоит значительно расширить научные разработки в области оптимизации конструкции, целью которых должно стать нахождение подхода к оптимизации различных конструкций и их номенклатуры и внедрение этого подхода в реальную практику проектирования.

Важной областью исследований должно явиться изучение поведения конструкций и целых сооружений в натуральных условиях, которые могут принести наиболее достоверные сведения о фактической работе. Именно совместная работа проектировщиков и представителей науки должна открыть дорогу к таким исследованиям, ценность которых очень высока, но подготовка и проведение которых в условиях только научного института крайне сложны и практически нереальны.

Перечисленные задачи не исчерпывают проблем, которые выдвигает практика московского строительства перед наукой.

Для реализации приведенных выше задач представляется целесообразным подготовить и утвердить в Госстрое СССР и Мосгорисполкоме совместную программу участия научно-исследовательских институтов Госстроя СССР и проектных институтов ГлавАПУ в пе-

речисленных и других работах, имея в виду, что часть работ может быть выполнена за счет бюджетных ассигнований, на бюджетно-договорных началах, часть по хоздоговорам с проектными организациями и строительными главами.

Опыт показал, что одной из плодотворных форм совместной работы является творческое социалистическое сотрудничество. Крайне желательно более широкое участие НИИЖБ и других институтов в действующих целевых комплексных программах.

Представляется необходимым более активное участие институтов в экспериментальном строительстве, которое достаточно широко осуществляется в Москве, в том числе в оценке результатов этого строительства. Учитывая, что опыт московского строительства получает широкое распространение в других городах страны, создаваемые новые рациональные конструктивные решения, методы расчета, результаты исследований, несомненно, будут широко распространяться по стране.

Укрепление дальнейшего сотрудничества между московскими проектными организациями и научно-исследовательскими институтами Госстроя СССР будет способствовать дальнейшему прогрессу строительства, строительной науки и техники.

УДК 061.3

## Читательская конференция

В сентябре 1984 г. во Львове состоялась читательская конференция редакции журнала «Бетон и железобетон» с представителями научно-педагогической и инженерно-технической общественности Западной Украины. На конференции присутствовали также участники ежегодной сессии национального комитета ФИП, проходившей в это время во Львове. Всего в конференции участвовало около 100 специалистов.

С докладом о работе редакции за последние годы и об основных задачах журнала на ближайшую перспективу, вытекающих из решений XXVI съезда КПСС и последующих Пленумов ЦК КПСС, выступил главный редактор журнала д-р техн. наук, проф. К. В. Михайлов. Он, в частности, отметил, что основное внимание редакция уделяет публикации статей и материалов, освещающих передовой опыт предприятий сборного железобетона по повышению эффективности и качества производства конструкций, а также статей

по теории железобетона, современным методам проектирования конструкций, бетонам, арматуре, экономике и многим другим вопросам. Практикуется публикация тематических номеров журналов по актуальным вопросам отрасли.

Докладчик остановился также на анализе ряда интересных разработок ученых и производственников Львова, других областей УССР, которые заслуживают пристального внимания. В частности, много сделано в области исследования железобетонных конструкций с внешним листовым армированием, сборно-монолитных конструкций с преднапряженными элементами и стыками с регулированием усилий, по разработке НИИСКом (Киев) коробчатых настилов и внедрению их в строительство (Червоноградский завод ЖБК), по разработке пустотных преднапряженных перемычек, по исследованию бетонов, пропитанных серой, а также по совершенствованию заводской технологии изготовления пустотных плит с автоматизированным натяжением арматуры (Ивано-Франковский завод ЖБК).

Выступившие на читательской конференции ведущие специалисты строительных, проектных и научно-исследовательских организаций отметили высокий уровень, современность и полезность публикаций журнала для их практической деятельности, дали положитель-

ную оценку тематике и характеру публикуемых статей.

Вместе с тем участники конференции высказали ряд пожеланий и замечаний в адрес редакции, учет которых, по их мнению, будет способствовать повышению интереса специалистов-строителей к тематике журнала.

Начальник отдела ПИ № 3 Ю. В. Балагурак рекомендовал больше внимания уделять рубрике «В помощь проектировщику», отражая в ней вопросы усиления конструкций, совершенствования норм проектирования железобетонных конструкций. Представитель киевского Промстройпроекта считает необходимым расширить информацию о новых видах арматурных сталей — их сортаменте, расчетных характеристиках, заводах-изготовителях. Доцент Львовского политехнического института В. Г. Кваша сообщил, что каждый номер журнала обсуждается на кафедре строительных конструкций; по его мнению, еще мало публикуется статей проблемного характера. Представители объединения Львовжелезобетон рекомендовали больше публиковать статей по технологии железобетона, в том числе полнее освещать зарубежный опыт.

Конференция избрала состав совета содействия журналу по Западной Украине, публикуемый на 2-й стр. обложки.

УДК 69.025

А. С. СЕМЧЕНКОВ, канд. техн. наук, Е. И. ДЕСЯТНИК, А. Ф. КУТОВОЙ,  
Б. Б. ТРЕТЬЯКОВ, инженеры (ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов);  
Г. Д. МАКАРОВ, Ю. Н. СЕМКО, кандидаты техн. наук, В. Ф. БОГДАНОВ,  
С. К. МАКАРЕНКО, инженеры (КиевЗНИИЭП)

## Испытания дисков перекрытий из панелей 2Т

Для строительства общественных зданий и подземных гаражей экспериментального жилого комплекса в Горьком разработан смешанный каркас (рис. 1) на основе единых колонн и ригелей, позволяющий решать сетки размером до  $6 \times 9$  м с применением пустотных панелей и сетки размером  $6 \times 12$  м с 12-метровой панелью 2Т. Объединить малопролетную и большепролетную сетки удалось вследствие унификации узла опирания различных панелей на ригель, для чего в панели 2Т устроена подрезка торцов ребер, а высота поперечного опорного ребра принята равной высоте пустотной панели (22 см).

Масса панелей 2Т не превышает 5 т, потому их можно монтировать обычными башенными кранами. Панели рассчитаны под нагрузку до  $12,5 \text{ кН/м}^2$ , а ригели высотой 45 см до  $145 \text{ кН/м}$ .

Для включения торцов настила в совместную работу с ригелями на полках и стенках ригелей и опорных ребрах панелей предусмотрены углубления, которые после омоноличивания швов образуют бетонные шпонки, воспринимающие сдвигающие усилия, действующие по контакту ригель — настил. Диски перекрытия связевого каркаса наряду с восприятием вертикальной нагрузки испытывают значительные горизонтальные воздействия от ветрового напора. Поэтому на экспериментальной базе КиевЗНИИЭП испытали натуральный фрагмент диска перекрытия с целью изучения его пространственной работы при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок при различной степени готовности диска.

Фрагмент состоял из несущего диска и обрезков колонн. Диск собирали из двух ячеек размерами  $6 \times 12$  и  $6 \times 4,5$  м. Первая ячейка содержала панели 2Т пролетом 12 м под нагрузку  $10 \text{ кПа}$ , а вторая укороченные панели 2Т под нагрузку  $30 \text{ кПа}$ ; средний ригель — двухполочный под нагрузку  $145 \text{ кН/м}$ , а крайние однополочные под нагрузку  $72 \text{ кН/м}$ . Вертикальную нагрузку со-

здавали с помощью гидродомкратов и системы распределительных балок и тяг. Горизонтальную нагрузку прямого и обратного хода прикладывали к средним колоннам, стоящим на катковых опорах, в уровне верха консоли колон-

ны и создавали гидродомкратами и упорами, крепящимися в силовом полу. Крайние рамы были жестко раскреплены и служили опорами диска при изгибе в своей плоскости.

Перемещения панелей и ригелей за-

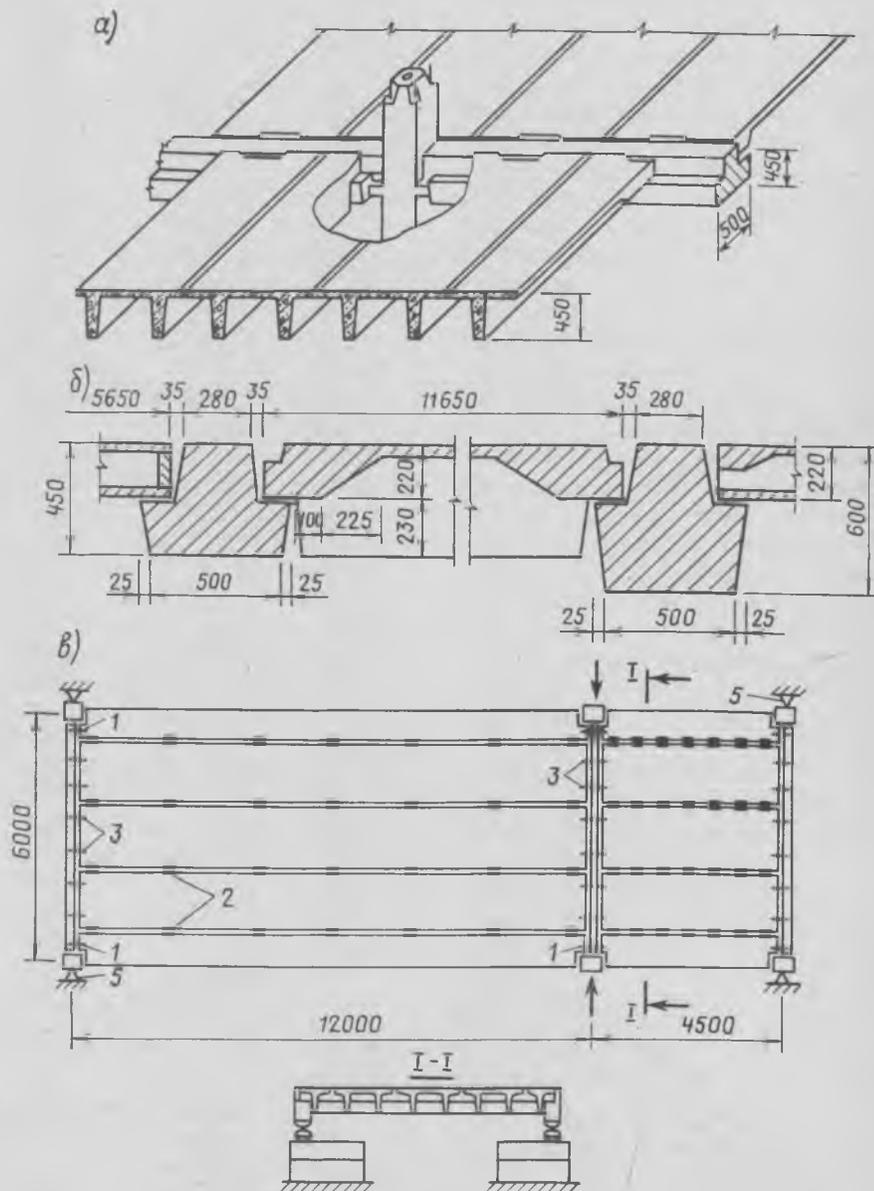


Рис. 1. Большепролетный каркас размером  $6 \times 12$  м

а — фрагмент каркаса; б — узлы опирания панелей на ригели; в — натуральный фрагмент  
1 — арматурные связи панелей-распорок; 2 — металлические межплитные стыки; 3 — арматурные связи рядовых панелей; 4 — катковые опоры; 5 — упоры крайних рам

Шифр ригеля	Повышение жесткости средних сечений ригелей вследствие, %					Суммарный эффект, %
	укладки панелей Ф-1	устройства межплитных швов Ф-3	продольных и поперечных распоров Ф-4	устройства дополнительных связей Ф-5	набетонки Ф-6	
P3-2	22/18,1*	33/20,3	10/6,1	3/-3,9	4/1,4	69/42
P1-2	21/16,4	36/30,3	9/6,7	6/-1,2	7/5,8	73/58
P2-2	7/4,2	27/22,1	8/6,8	11/0,0	1/-1,1	43/32

\* После черты — эффект совместной работы после горизонтального нагружения.

меряли прогибомерами с ценой деления 0,01 и 0,001 мм, деформации растянутой арматуры и закладных деталей — тензорезисторами, а деформации сжатого бетона — индикаторами с ценой деления 0,01 мм на базе 0,5 м, сжимающие усилия в швах — магнитоупругими датчиками напряжений.

Всего испытали шесть модификаций фрагментов в зависимости от степени его готовности. Первая модификация Ф-1 представляла собой фрагмент с панелями, уложенными на полки ригелей через слой подстилающего раствора с приваренными связями панелей распорок. Консоли подрезок крайних и средних ригелей объединялись с консолями колонн сваркой двумя фланговыми швами. Модификация Ф-2 получалась вследствие сварки металлических стыков консолей полочными металлическими пластинами. В модификации Ф-3 межплитные швы заделаны раствором, а в модификации Ф-4 дополнительно омоноличены раствором вертикальные швы между ригелями и торцами панелей. В модификации Ф-5 приварены арматурные связи к рядовым панелям, в модификации Ф-6 по верху настила была уложена стяжка толщиной 5 см из бетона марки М 300. Испытание каждой модификации включало двукратное нагружение настилов равномерной вертикальной нагрузкой, отдельных панелей вертикальной полосовой нагрузкой и панелей в точках. Кроме того, предусматривалось испытание фрагмента горизонтальной нагрузкой прямого и обратного хода при

вертикальных пригрузках 1,44; 5,3 и 11,28 кПа.

После завершения испытаний всех шести модификаций фрагмент доводили до разрушения. Вначале разрушали ригели вертикальной нагрузкой, а потом диск горизонтальной, после этого разрушали панели полосовой нагрузкой.

Полосовые и точечные загрузки панелей показали, что в совместную работу включаются только панели соседние с загруженными (рис. 2). С увеличением полосовой нагрузки ширина участка, вовлекаемого в совместную работу, возрастает. Прогибы загруженных полосовой нагрузкой крайних, полусредних и средних панелей вследствие совместной работы снизились соответственно в 2; 2,5 и 3 раза. Взаимные смещения соседних панелей по вертикали вдоль стыков шириной 3 см достигали 4,6 мм. После омоноличивания стыков и устройства монолитной подготовки взаимные смещения уменьшились почти в 2 раза, жесткость средней и крайней панели на действие полосовых вертикальных нагрузок увеличилась и составила для модификаций Ф-4 и Ф-6 по отношению к модификации Ф-2 112 и 140%.

Крайняя и средняя панели диска при действии полосовой нагрузки разрушились вслед за межплитными швами, которые разрушились в результате выкола бетона вокруг закладных деталей при нагрузках 22 кПа. Перед этим в набетонке панели вдоль ребер панелей, соседних с загруженными, образовались продольные трещины длиной более 4 м,

шириной сверху до 3—5 мм. Набетонка в центральной части разрушаемых панелей отделялась от их поверхности.

Совместная работа ригелей с настилом из сборных панелей отмечена при испытании всех модификаций фрагмента. Загружение фрагмента перекрытия вертикальной нагрузкой во всех его модификациях до и после приложения горизонтальной нагрузки позволило установить влияние каждого исследуемого фактора на эффективность включения панелей в совместную работу с ригелями (см. таблицу). Наличие у панелей торцевых ребер и шпонок по контакту с ригелями сказалось на их совместной работе сразу с первой модификации фрагмента. Панели короткого пролета у крайнего ригеля P2—2 не имели торцевых ребер и существенная податливость стыка снизила эффективность совместной работы с 21 до 7%. После устройства межплитных швов панели включались в совместную работу со всеми ригелями более равномерно и в среднем повышение их жесткости составило 32%. Влияние продольных и поперечных распоров от действия вертикальной нагрузки, дополнительных связей между торцами панелей и ригелями и набетонки сказалось на эффективности совместной работы панелей и ригелей в меньшей степени (см. таблицу).

Экспериментально установлено существенное влияние горизонтального нагружения фрагмента перекрытия на эффективность совместной работы ригелей и панелей (см. таблицу). На рис. 3 представлены прогибы среднего ригеля P3-2 после шестикратного приложения горизонтальной нагрузки в прямом и обратном направлении при трех вертикальных пригрузках. Повышение прогибов ригеля объясняется значительным расшатыванием стыков между панелями и панелями и ригелями. Однако разрушающая нагрузка на средний ригель P3-2 возросла на 50% по отношению к предельной нагрузке ригеля-близнеца, и разрушение обоих произошло в результате текучести арматуры и раздробления бетона сжатой зоны. При этом прогибы ригеля P3-2 составили при разрушении 120,6 мм, ригеля-близнеца — 51,8 мм. Разрушение крайних ригелей не было достигнуто, а максимальная прикладываемая нагрузка превышала разрушающую нагрузку у ригелей-близнецов на 30%.

Шпоночные швы между ригелем и настилом не срезались, несмотря на то, что их обмятие у среднего ригеля P3-2 достигало 10 мм, у крайнего ригеля

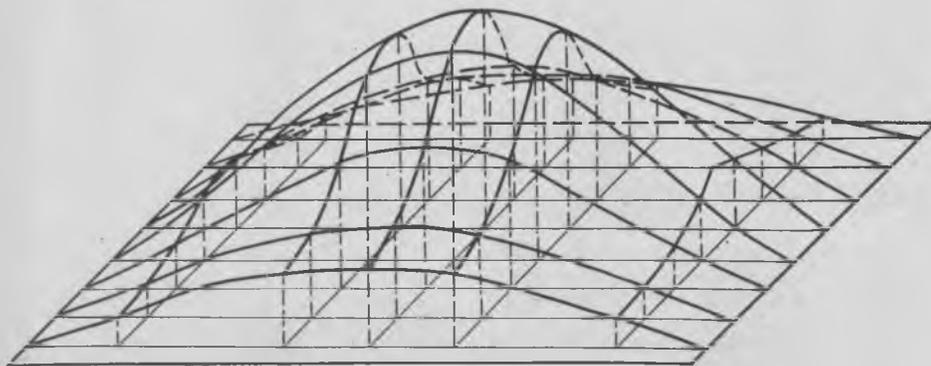


Рис. 2. Поверхности влияния для середины пролета средней панели

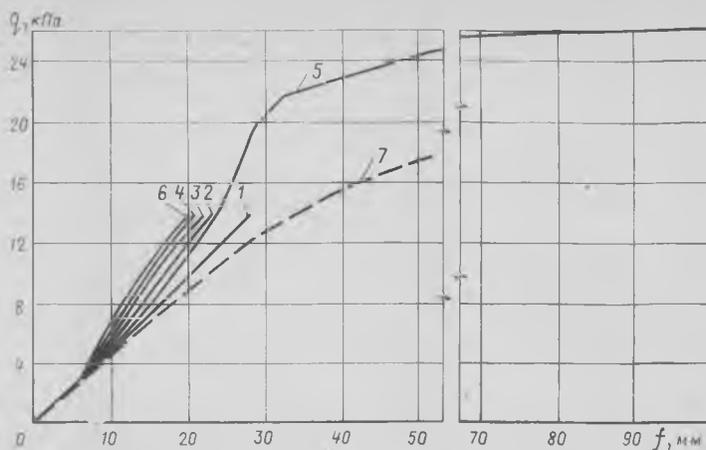


Рис. 3. Прогибы среднего ригеля  
1—4, 6 — модификации фрагмента перекрытия; 5 — при разрушении фрагмента перекрытия; 7 — без влияния настила

большого пролета Р1-2 обмятие шпонок составило 5 мм. Все это свидетельствует о значительных пластических деформациях швов и возможности использования метода предельного равновесия при расчете прочности ригелей с учетом совместной работы с настилом.

В ходе испытаний модификаций фрагмента на горизонтальную нагрузку изучали влияние степени готовности диска и вертикального пригруза на его жесткость и прочность (рис. 4).

Сварка межплитных связей увеличила жесткость диска Ф-2 почти в 2 раза, омоноличивание межплитных швов дополнительно повысило жесткость в 1,5 раза, омоноличивание торцевых швов еще в 2 раза. Суммарное возрастание жесткости модификации Ф-6 по сравнению с модификацией Ф-1 составило 5,5 раза, причем из них 49% вследствие омоноличивания торцевых швов и 51%

благодаря сварке и омоноличиванию продольных швов. Сварка закладных деталей рядовых панелей с ригелями с помощью арматурных связей из  $\varnothing 14$  класса А-III сказалась на жесткости фрагмента только при нагрузках 150—200 кН, когда торцевые швы имели большое раскрытие.

Устройство набетонки по настилу не повысило жесткость диска. Это объясняется тем, что испытания предыдущих модификаций Ф-1—Ф-5 привело к обмятию швов и текучести арматурных связей, особенно модификации Ф-5 при приложении высоких нагрузок.

Вдоль межплитных швов даже после их омоноличивания панели имели существенное взаимное смещение, что вызвало диагональные распоры при работе диска на горизонтальные нагрузки\*. Испытания фрагментов стыков консолей полок панелей на сдвиг позволили определить их жесткость, которая при неомоноличенных швах шириной 10 мм составила 30 мПа.

Модификация (Ф-6) была доведена до разрушения при пригрузе 14,4 кПа. Текучесть связей начиналась при горизонтальной нагрузке более 230 кН. Однако разрушение произошло при 330 кН в результате сдвига настила малой ячейки вдоль крайнего ригеля, что объясняется преодолением сил трения и обмятием растворных швов между ребром крайней панели и колонной. Большую ячейку разрушить не удалось.

Максимальные прогибы диска составляют 9 мм при нагрузке 300 кН.

На основе исследований разрабатываются рекомендации по проектированию настилов, ригелей, стыков и всего

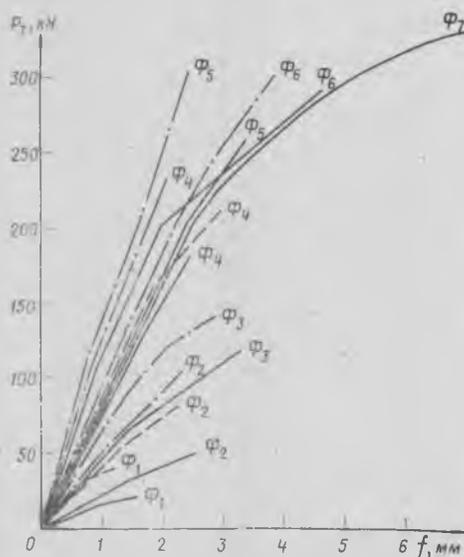


Рис. 4. Диаграмма модификаций Ф-1 — Ф-6 фрагментов диска перекрытия  
— 1,44 кПа; — — — 5,3 кПа; — — — — 11,28 кПа

\* Семченков А. С. Исследование работы дисков перекрытий из многоспустотных панелей с продольными межплитными шпонками. — Экспресс-информация, сер. 03, вып. 12, М.: ВНИИИС, 1983.

диска с учетом совместной работы конструкций.

## Выводы

Монолитная подготовка по настилу сказалась заметно только на увеличении жесткости панелей в вертикальной плоскости, на работу ригелей и фрагмента в горизонтальной плоскости ее влияние можно не учитывать.

Ширина участка настила, включающегося в работу, увеличивается при повышении полосовой нагрузки вследствие более быстрого снижения изгибной жесткости нагруженной панели.

Несущая способность панели в составе настила в результате пространственной работы увеличилась в 1,5 раза, жесткость в 2—3 раза.

Многочисленные горизонтальные нагружения фрагментов существенно влияют на совместную работу ригелей с настилом, снижая ее эффективность на 20—40%.

Большие пластические сдвиги настила вдоль полок ригеля при наличии шпонок смятия и значительные вертикальные прогибы указывают на возможность использования метода предельного равновесия.

Основными факторами увеличения жесткости диска в своей плоскости являются заделка межплитных и торцевых швов.

Существенное влияние на работу фрагмента в горизонтальной плоскости оказывает вертикальный пригруз, который заметно повышает прочность и жесткость, приводит к более ранней текучести арматурных связей и раздвижке диска.

На ВДНХ СССР

## Измерение длины арматурных сеток

Для измерения длины арматурных сеток железобетонных изделий и конструкций предназначен прибор ДАС-2. Он позволяет с необходимой точностью ( $\pm 1$  мм) производить измерения, отличающиеся простотой конструкции, удобством в эксплуатации и небольшой массой (1,61 кг).

Длина измеряемых арматурных изделий может достигать 10 м, длительность разового измерения не превышает 3 мин, габариты прибора — 750×135×90 мм. Корпус и детали прибора обладают антикоррозионной стойкостью. Измерение производится одним человеком с помощью металлической рулетки, укладываемой в шарнирной обойме корпуса.

Изготовитель — Конструкторско-технологическое бюро Мосоргстройматериалы Главмоспромстройматериалов (121019, Москва, Волхонка, 11).

В. В. БАБКОВ, А. В. ПОПОВ, кандидаты техн. наук,  
В. Н. МОХОВ, инж. (Уфимский нефтяной ин-т);  
Г. С. КОЛЕСНИК, канд. техн. наук (НИИпромстрой);  
В. А. ЯКУШИН, канд. техн. наук (НИИЖБ)

## Бетоны повышенной ударной стойкости на основе демпфирующих компонентов

В промышленном и гражданском строительстве в общем объеме непродуцированных потерь сборного железобетона значительная доля падает на забивные сваи, что является следствием преждевременного разрушения этих конструкций при погружении или необходимой последующей их срубке. Суммарные годовые потери при забивке свай в целом по стране составляют около 0,5 млн. м<sup>3</sup> железобетона или 30—40 млн. р.

Одним из путей повышения надежности и сохранности свай при забивке является повышение их ударной стойкости.

В Уфимском нефтяном институте и НИИпромстрой совместно с НИИЖБ в последние годы предложены и разработаны бетоны повышенной ударной стойкости на основе так называемых демпфирующих компонентов — минеральных добавок пониженной жесткости по отношению к естественным заполнителям [1]. Повышение ударной стойкости бетона достигается созданием его структуры с лучшей сопротивляемостью ударным нагрузкам.

Процесс твердения цемента и конгломератных материалов на его основе связан с развитием структурных напряжений и деструктивными явлениями, обусловленными усадкой гидратной связки и высокой жесткостью естественных заполнителей бетона, а также компонентов цементного камня — непрогидратированных остатков клинкера, кристаллов гидрокиси кальция. Как известно, природа значительных по величине усадочных деформаций цементного камня обусловлена потерей капиллярной, а затем и адсорбционно связанной воды и проявлением в этих условиях поверхностного натяжения, приводящего к сжатию структурных элементов тонкодисперсной гидратной связки. В силу разноразмерности кристаллов и структурной неоднородности гидратной связки эти явления уже на уровне самой связки цементного камня приводят к развитию внутренних напряжений и локальным деструктивным процессам.

На уровне растворной составляющей

бетона сравнительно маложесткая цементная связка является матрицей для жестких зерен кварцевого песка, а на уровне бетона цементно-песчаная составляющая — матрицей для зерен крупного заполнителя. На всех уровнях матрица претерпевает усадку, линейная величина которой приблизительно пропорциональна концентрации цементной связки, что в условиях ограничения свободных усадочных деформаций в присутствии жестких заполнителей приводит к развитию значительных внутренних напряжений.

Проведенный нами анализ усадочных напряжений в конгломератной структуре бетона с использованием решений теории упругости, данных по релаксации напряжений в цементном камне, а также прямые измерения усадочных напряжений с помощью датчиков внутренних напряжений показали, что абсолютные значения радиальных напряжений сжатия усадочной природы для диапазона модулей упругости естественных плотных заполнителей достигают 20—40% прочности бетона на сжатие, а тангенциальные растягивающие напряжения соизмеримы с его прочностью на растяжение [2].

В силу низких значений характеристик сцепления цементного камня с обычными тяжелыми заполнителями особенно опасными являются радиальные усадочные напряжения растяжения на границе матрицы и включений, развивающиеся при относительной объемной концентрации жестких заполнителей  $\varphi=0,4$  и более и обуславливающие начальную деструкцию конгломератного материала.

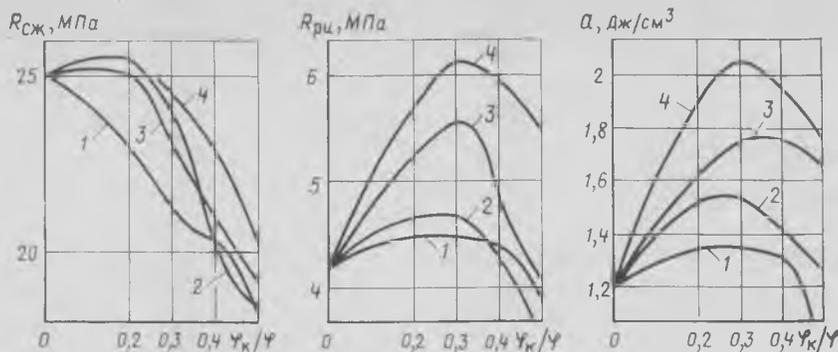
Как показали исследования, напряжения усадочной природы и сопутствующие этим напряжениям деструктивные процессы особенно неблагоприятно отражаются на ударостойкости, прочности на растяжение и морозостойкости бетона.

Одним из путей регулирования усадочных напряжений в твердеющей структуре бетона и улучшения его физико-механических характеристик является введение в цементы и бетоны демпфирующих компонентов (добавок). Эффект демпфирования, связанный со снижени-

ем усадочных напряжений и их деструктурирующего влияния, а также, как это показано в [3], с поглощением энергии деформации и торможением процесса трещинообразования при нагружении, достигается заменой части плотного заполнителя примерно одинаковым по объему количеством дисперсного компонента пониженной жесткости. Такая замена адекватна раздвижке жестких зерен плотных заполнителей, что снижает усадочные напряжения и позволяет при равном расходе цемента повысить прочность бетона на растяжение, его усталостную выносливость и ударостойкость [1—3].

В качестве демпфирующих компонентов могут быть использованы керамзитовые пески, гранулированные доменные шлаки в естественном или молотом виде, перлит, вермикулит и подобные им поризованные материалы.

Количество демпфирующего компонента должно быть таким, чтобы после перемешивания бетонной смеси до гомогенного состояния достигалась реорганизация по возможности каждой структурной ячейки системы. Как показали эксперименты, на песчано-цементных растворах с использованием керамзитовых песков нескольких фракций, полученных дроблением керамзитового гравия объемной насыпной массой 505 кг/м<sup>3</sup> и прочностью при сдавливании в цилиндре 2,6 МПа по ГОСТ 9759—79 (см. рисунок), оптимальная относительная объемная концентрация демпфирующего компонента  $\varphi_n/\varphi$  составляет 0,2—0,3 объема кварцевого песка ( $\varphi=0,62$ —относительное объемное содержание мелкого заполнителя в растворе, соответствующее для кварцевого песка цементно-песчаному раствору состава 1:3 при  $V/C=0,4$ ;  $\varphi=0,62$ .  $\varphi_n$  — относительное объемное содержание керамзитового песка). При таких уровнях  $\varphi_n/\varphi$  цементно-песчаные растворы имели наибольшие значения прочности на растяжение при изгибе  $R_{р.л}$  и удельной ударной вязкости  $a$  без потерь или при небольших потерях прочности на сжатие. Прирост прочности на растяжение при изгибе в данном случае



Зависимости прочности на сжатие  $R_{сж}$  и растяжении при изгибе  $R_{р}$ , удельной ударной вязкости  $a$  песчано-цементного раствора при замене части кварцевого песка керамзитовым различных фракций  
1 — фракция 2,5—5 мм; 2 — менее 0,315 мм; 3 — 1,25—2,5 мм; 4 — 0,315—1,25 мм

достигал 1,5 раз, а удельной ударной вязкости по результатам испытаний кубов на вертикальном копре, обеспечивающем свободное падение сбрасываемого груза, до 1,9 раз. За удельную ударную вязкость  $a$  (в Дж/см<sup>3</sup>) в данном случае принята характеристика, получаемая делением суммарной энергии, затрачиваемой на разрушение куба бетона с ребром 10 или 7 см на объем куба.

Повышение содержания демпфирующего компонента свыше 0,3 объемной концентрации естественного жесткого заполнителя нецелесообразно, так как это приводит, как правило, к потерям статической прочности и ухудшению других физико-механических характеристик бетона.

В экспериментах равноподвижность бетонных смесей обеспечивалась корректировкой расхода воды на водопоглощение керамзитового песка.

В обычных тяжелых бетонах, включающих мелкий и крупный заполнители, представляет интерес введение маложестких компонентов на двух уровнях — мелкого и крупного заполнителей. В таблице приведены результаты испытаний на сжатие и ударную стойкость кубов с ребром 10 см тяжелого бетона марки М 300 на гравии в качестве крупного заполнителя (состав 1) и адекватных по расходу цемента и объемной концентрации заполнителей бетонов с заменой 25% объема кварцевого песка в растворной части керамзитовым фракции 0—5 мм (состав 2), а также с одновременной заменой 25% объема кварцевого песка в растворной части керамзитовым и 25% объема крупного заполнителя керамзитовым гравием фракции 5—10 мм (состав 3) при корректировке расхода воды для обеспечения равноподвижности бетонных смесей (О.К. = 5 см по ГОСТ 10181.1—81).

Данные таблицы показывают, что применение керамзитового песка, а также

прочного керамзитового гравия (фракция 5—10 мм) в дозировках, близких к оптимальным, позволяет получать бетоны практически одинаковой с исходным составом тяжелого бетона прочностью на сжатие при существенном улучшении ударной стойкости. Это улучшение достигается уже сразу после пропаривания, когда усадочные напряжения в структуре бетона проявляются лишь в частичной мере; оно становится более четким при испытании кубов, прошедших хранение в течение 28 сут в воздушно-сухих условиях.

Составы бетонов	После пропаривания	Через 28 сут после пропаривания, условия хранения — воздушно-сухие
1	26,1/0,95*	34,5/1,37
2	24,6/1,29	35,8/2,62
3	23,1/1,38	36,7/2,98

\* Перед чертой — прочность на сжатие, МПа; после черты — удельная ударная вязкость, Дж/см<sup>3</sup>.

Приведенные в таблице данные показывают, что прирост ударной стойкости бетона во времени, оцениваемый по величине удельной ударной вязкости, гораздо более прироста статической прочности, что естественно и вытекает из зависимости ударной стойкости бетона (свай) от относительного уровня динамических напряжений [4].

Выдержку свай до их забивки, в особенности при обеспечении нормальной влажности, следует оценивать как способ их динамического упрочнения. При этом динамическое упрочнение бетонов на основе демпфирующих компонентов, как это следует из таблицы, а также по результатам исследований бетонов с другими демпфирующими компонентами (шлаки разной природы) протекает быстрее, чем у обычных, что можно объяснить ролью усадочных напряжений в структуре бетона, теряющего влагу.

Демпфирующей способностью прочного керамзитового гравия можно объяснить также высокую ударную стойкость свай в конструкционном керамзитобетоне [5].

Бетоны с использованием керамзитовых песков и керамзитового гравия в качестве демпфирующих компонентов прошли опытную проверку в Главбашстрое Минпромстроя СССР. На заводах треста Башстройконструкция с применением таких бетонов были выпущены опытные партии свай в объеме 0,4 тыс. м<sup>3</sup>. Забивка свай из обычного тяжелого бетона и экспериментальных показала, что в плотных и прочных грунтах свай из бетона на основе демпфирующих компонентов имели значительное преимущество. Количество случаев разрушения ствола или головы таких свай сократилось до 6 раз.

Уфимским нефтяным институтом, трестом Башстройконструкция Главбашстроя и НИИпромстроем разработана «Инструкция по проектированию составов и приготовлению бетона повышенной ударо- и морозостойкости с добавками керамзита различной дисперсности», утвержденная Минпромстроем СССР в качестве ВСН 65.10-82.

#### Выводы

Введение в состав бетонной смеси маложестких дисперсных компонентов взамен части естественных плотных мелких и крупных заполнителей обуславливает значительное повышение ударной стойкости бетона. Такой прием особенно эффективен в сочетании с выдержкой во времени. В качестве демпфирующих компонентов могут использоваться керамзитовые пески разной дисперсности, доменные шлаки, другие поризованные минеральные компоненты. Бетоны на основе демпфирующих компонентов перспективны для использования в производстве забивных свай с целью сокращения потерь при их забивке в тяжелых грунтовых условиях.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бабков В. В., Мохов В. Н., Попов А. В. и др. Забивные сваи из бетона повышенной ударной стойкости. Промышленное и жилищно-гражданское строительство. Серия III. Строительная индустрия. Реф. инф. Минпромстрой СССР, ЦБНТИ, вып. 10, 1982.
2. Бабков В. В., Нуриев Ю. Г., Мохов В. Н., Капитонов С. М. Закономерности связи структуры и прочности бетона — Строительные конструкции и материалы, защита от коррозии. Уфа, 1982.
3. Комаров П. Г. Механо-технологические основы торможения процессов разрушения бетонов ускоренного твердения: Автореф. дис. на соиск. учен. степени д-ра техн. наук. — Л., 1979.
4. Новожил Г. Ф. Ударная стойкость свай различной конструкции. — Бетон и железобетон, 1984, № 2.
5. Якушин В. А., Кубашев Е. В., Ямлеев У. А., Ляхов Ю. А. Керамзитобетонные сваи для промышленного и гражданского строительства. — Бетон и железобетон, 1981, № 5.

## Диаграмма растяжения высокопрочной арматурной стали в состоянии поставки

Наиболее перспективным направлением совершенствования теории расчета железобетонных конструкций является использование аналитических зависимостей, связывающих между собой напряжения и деформации арматуры и бетона при растяжении и сжатии. Применительно к арматурной стали необходимо установить универсальное математическое описание диаграммы растяжения и собрать необходимую информацию о действующих величинах характеристик диаграмм.

Первую задачу можно считать решенной полностью, по крайней мере для сталей, не имеющих явной площадки текучести и не приобретающих ее в результате преднапряжения. При этом имеем кусочную функцию, основу которой в упрощенном варианте [1] составляет сплайн-функция

$$\varepsilon_{a,pi} = m_i \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}} - \eta_i \right)^{n_i}, \quad (1)$$

примененная для описания криволинейной части диаграммы растяжения в интервале  $\sigma_{упр} - \text{II} \sigma_{0,2} (\sigma_{0,5})$ .

В более полном виде такое решение приведено в работе [2], где в координатах  $\sigma_a - \varepsilon_a$  аналитическое выражение диаграммы растяжения представляет собой один прямолинейный и три криволинейных участка с опорными точками  $\sigma_{упр}$  ( $E_{нач}$ ),  $\sigma_{0,2}$ ,  $\sigma_{0,5}$ ,  $\sigma_B$  и  $\delta_p$ , описываемые сплайн-функциями, подобными (1).

Обозначив  $\eta_1 = \sigma_{упр} / \sigma_{0,2}$ ;  $\eta_2 = 1$ ;  $\eta_3 = \sigma_{0,5} / \sigma_{0,2}$  и  $\eta_4 = \sigma_B / \sigma_{0,2}$ , получим уравнения:

$$\varepsilon_a = \sigma_a / E_{нач} \quad \text{при } 0 \leq \sigma_a \leq \sigma_{упр};$$

$$\varepsilon_a = \sigma_a / E_{нач} + m_1 \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}} - \eta_1 \right)^{n_1} \quad \text{при } \sigma_{упр} < \sigma_a \leq \sigma_{0,2};$$

$$\varepsilon_a = \sigma_a / E_{нач} + m_1 \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}} - \eta_1 \right)^{n_1} + m_2 \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}} - \eta_2 \right)^{n_2} \quad \text{при } \sigma_{0,2} < \sigma_a \leq \sigma_{0,5};$$

$$\varepsilon_a = \sigma_a / E_{нач} + m_1 \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}} - \eta_1 \right)^{n_1} + m_2 \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}} - \eta_2 \right)^{n_2} + m_3 \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}} - \eta_3 \right)^{n_3} \quad \text{при } \sigma_{0,5} < \sigma_a \leq \sigma_B.$$

Из условия прохождения кривых через базовые точки определяют  $m_1$ ,  $m_2$ ,  $m_3$ :

$$\left. \begin{aligned} m_1 &= \frac{0,002}{(1 - \eta_1)^{n_1}}; \\ m_2 &= \frac{0,005 - m_1(\eta_3 - \eta_1)^{n_1}}{(\eta_3 - 1)^{n_2}}; \\ m_3 &= \frac{\delta_p - m_1(\eta_4 - \eta_1)^{n_1} - m_2(\eta_4 - 1)^{n_2}}{(\eta_4 - \eta_3)^{n_3}}. \end{aligned} \right\} (3)$$

$$\text{где } \delta_p = \delta_{п} - \frac{\sigma_B}{E_{нач}};$$

$\delta_{п}$  — полное удлинение перед разрывом;  $n_1 = n_2 = n_3 = 3$ . Однако для высокопрочной проволоки, а также для некоторых других видов высокопрочной арматурной стали  $n_2$  и  $n_3$  могут изменяться от 3 до 1 [2].

Проведенные исследования позволили успешно применить уравнения (1) и (2) для решения задач упрочнения арматуры при преднапряжении и при расчете сечений изгибаемых железобетонных элементов с учетом эффектов преднапряжения.

Автором получена информация относительно средних значений и показателей изменчивости основных параметров диаграммы условно-мгновенного растяжения, используемых в формулах (2), а также в работах [1, 3].

Для подготовки справочных данных использованы результаты исследований, проведенных НИИЖБ (см. таблицу). Для каждого класса и марки стержневой арматурной стали рассмотрены результаты испытаний не менее 6 плавкопартий стали разного химического состава и различных по сортаменту.

Изменчивость условного предела текучести  $\sigma_{0,2}$  и временное сопротивление  $\sigma_B$  устанавливали при обобщении опытных данных НИИЖБ и по статистическим данным металлургических заводов во время аттестации арматурной стали на высшую категорию качества. В случаях когда  $\sigma_{0,2}$  и  $\sigma_B$ , а также показатели их изменчивости в генеральной совокупности  $S_{\sigma_{0,2}}$  и  $S_{\sigma_B}$ , полученные по данным НИИЖБ и металлургических заводов, существенно различаются, они приведены в таблице раздельно.

Арматура	$\bar{\eta}$	$\bar{\sigma}_{0,2}$ , МПа	$\bar{\sigma}_{0,5}$ , МПа	$\bar{\sigma}_B$ , МПа	$\bar{\delta}_p$ , %	$S_{\sigma_{0,2}}$ , МПа	$S_{\sigma_{0,5}}$ , МПа	$S_{\sigma_B}$ , МПа	$\frac{\bar{\sigma}_{0,5}}{\bar{\sigma}_{0,2}}$	$\frac{\bar{\sigma}_B}{\bar{\sigma}_{0,2}}$
A-111В 10—36; 35ГС, 25Г2С	0,75	588	620	688	10,3	30,6	30,0	26,0	1,05	1,17
A-IV, 80С	0,74	668	730	1073	6,3	49,6	50,0	50,5	1,09	1,61
A-IV, 20ХГ2Ц	0,40	718	850	1067	5,9	75,4	80,0	79,0	1,18	1,49
A-V, 23Х2Г2Т	0,50	898	1030	1185	4,6	79,0	80,0	75,0	1,15	1,32
A-V1, 22Х2Г2Т АЮ, 22Х2Г2Р	0,60	1086	1210	1351	3,7	33,0	39,0	49,6	1,11	1,24
АТ-V, 10—14 20ГС	0,65	919* 1016	1018 —	1117* 1220	3,0	35,8 58,9	39,0 —	35,5 60,6	1,11 —	1,21 1,20
АТ-VI, 10—14, 20ГС, 20ГС2	0,60	1047 1124	1160 —	1311 1351	3,6	50,3 44,3	55,0 —	73,4 44,3	1,11 —	1,25 1,20
АТ-V, 16—22, 20ГС, 20ГС2	0,70	971	1040	1130	3,1	56,3	60,0	63,3	1,07	1,16
Вр-II5**	0,72	1459	1560	1656	3,0	81,7	80,0	73,0	1,07	1,14
К-7 15**	0,60	1500	1610	1723	3,0	60,0	60,0	74,0	1,07	1,15

\* Данные металлургических заводов.

\*\* Результаты ограниченного числа испытаний.

Совершенствование технологии производства, расширение объемов и сортамента выпускаемой продукции вызывает необходимость постоянного корректирования механических свойств высокопрочной арматурной стали. Приведенные средние значения  $\eta$ ,  $\sigma_{0,2}$ ,  $\sigma_{0,5}$ ,  $\sigma_b$  и  $\delta_p$  и показатели их изменчивости  $S_{\sigma_{0,2}}$ ,  $S_{\sigma_{0,5}}$  и  $S_{\sigma_b}$  достаточно достоверны для расчетов железобетонных конструкций [1, 4].

Пользуясь этими данными, легко нормировать диаграмму растяжения или сжатия арматуры на уровне нормативной ( $M-1,64S$ ) и расчетной ( $M-3S$ ) обеспеченности. При этом удается избежать погрешностей, связанных с математическими трудностями, и решать поставленные задачи на базе вероятностного подхода.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мадатян С. А. Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций — М.: Стройиздат, 1980.
2. Об уточнении аналитических зависимостей диаграммы растяжения арматурных стержней/В. Н. Байков, С. А. Мадатян, Л. С. Дудолодов, В. М. Митасов.— Известия вузов. Строительство и архитектура, 1983, № 9.
3. Гуца Ю. П., Горячев Б. П., Рыбаков О. М. Исследование характера упруго-пластических деформаций стержневой напрягаемой арматуры.— В кн.: Эффективные виды арматуры железобетонных конструкций — М.: Стройиздат, 1970.
4. Митасов В. М., Михайлов В. В., Федоров А. А. Расчет железобетонных преднапряженных изгибаемых элементов с учетом упрочнения арматуры.— Бетон и железобетон, 1982, № 11.

На ВДНХ СССР

## Установка для изготовления перфорированных плит

Установка позволяет в заводских условиях формировать крупногабаритные ребристые железобетонные плиты с частыми сквозными отверстиями в полке. Такие плиты используются в качестве элементов перекрытий и площадок обслуживания технологического оборудования производственных зданий. Длина плит 6 м, ширина 1,5—2 м, масса до 8 т. Съемные конструкции пуансонов (число их в блоке достигает 130 шт.) позволяют расширить номенклатуру типоразмеров изготавливаемых изделий за счет gabаритов отверстий и системы их расположения, а также путем изменения толщины полки.

Основные элементы установки: поддон с бортами, два блока пуансонов для образования отверстий, вкладыш для устройства ребер, 8 домкратов (гидравлических или механических), фиксирующая рама, вибраторы, папояная рубашка.

Разработан комплект рабочих чертежей установки для изготовления плит ПП-2, серии 0-278, № 1381 (разработчики — Уральский промышленный проект Госстроя СССР, Свердловский филиал Индустройпроекта Минстройматериалов СССР). Установка использована на экспериментальной базе Уральского промышленного проекта при изготовлении опытно-промышленной партии плит для корпуса электролизера Таджикского алюминийного завода.

## Заводское производство

УДК 691.327:66.04

М. Ш. ТУЛЕМЫШЕВ, канд. техн. наук, В. Д. ЛЮДВИГ, инж. (Фрунзенский политехнический ин-т); Э. Ф. ЛУНЕВ, инж. (Фрунзенский ДСК)

## Термообработка бетона в кассетах индукционными нагревателями

Во Фрунзенском политехническом институте разработаны и исследованы конструкции индукционных нагревателей для термообработки бетона в кассетах [1]. Нагреватель (см. рисунок) размещен между двумя стальными стенками типовой кассеты конструкции Гипростроммаша, связанных между собой равнобокими уголками. В пространстве между соседними формами установлены индуктирующие токопроводы и изоляционные диафрагмы. Ребра жесткости устанавливаются горизонтально с расчетным шагом и со сдвижкой в шахматном порядке с тем, чтобы в образовавшейся непрерывной полости можно было разместить плоский трехзаходный зигзагообразный токопровод из стержневой арматурной стали класса А-I диаметром 14—18 мм.

Образованная таким образом полость замкнута ферромагнитным материалом, а наличие одного направления во всех трех стержнях токопровода и минимального зазора между ними и формирующими листами позволяет замкнуть в магнитопроводе часть магнитного потока индуктора. Листы опалубки соединены между собой через ребра прерывистыми сварными швами по периметру (кроме верха, где швы сплошные) и электро-сварными заклепками.

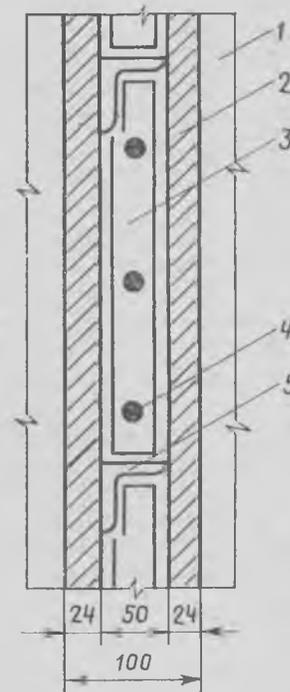
Токопровод изолируется от окружающего металла воздушным зазором, равным 15 мм, фиксируемым диафрагмами из АЦЭИДа (асбестоцементные электро-изоляционные доски, ГОСТ 4248—68) через 1 м. При исследованиях выявились высокие вибро- и температуростойкость диафрагм из АЦЭИДа. Частое расположение горизонтальных ребер, в шахматном порядке примыкающих к вертикальным уголкам периметра теплового элемента, препятствует свободной конвекции среды, а уменьшение их шага сверху и внизу нагревателя обеспечивает возможность компенсации тепловых потерь.

Такой нагреватель реализует комбинированный способ преобразования электрической энергии в тепловую за счет активного сопротивления стального токопровода, активного сопротивления «загрузки» вихревым током и гистерезиса

строительной стали. Создание ячеек из ферромагнитного материала позволяет замкнуть в цепь часть магнитного потока индуктора, включить формирующие листы опалубки в состав нагревателя, увеличить сопротивление и снизить расход стали токопровода, ускорить прогрев массивной опалубки и бетона. Групповое соединение нагревателей одной кассетной установки позволяет использовать для прогрева токи промышленной частоты и сетевого напряжения.

Безопасность эксплуатации кассет обеспечивается электроизоляцией токопровода, заземлением каждого нагревателя гибким проводом и системой защиты электроустановок.

Как показали результаты исследований и опыт промышленного применения,



Фрагмент разреза индукционного нагревателя кассет

1 — прогреваемый бетон панелей; 2 — формирующие стальные листы нагревателя; 3 — диафрагмы из АЦЭИДа; 4 — индуктирующий токопровод из стальных арматурных стержней; 5 — ребра жесткости из равнобокого уголка

такие нагреватели обладают высокой надежностью, создают безопасные условия труда, просты в изготовлении и эксплуатации. Техничко-экономические показатели стальных индукционных электронагревателей для прогрева в кассетах не уступают показателям нагревателей известных видов [1].

Расход электроэнергии составляет 70 кВт·ч/м<sup>3</sup> бетона, масса — 8—15 кг/м<sup>2</sup> поверхности нагрева, а стоимость термообработки — 1,6 р/м<sup>3</sup> бетона.

Градиент температуры по плоскости нагрева панелей не превышает 10—15°C, скорость подъема температуры в тепловом отсеке может изменяться в значительных пределах. При сравнительно массивных панелях толщиной 160 мм она принята равной 100°C/ч, что соответствует скорости подъема температуры в бетоне около 20°C/ч.

Надежность нагревателя обеспечивается за счет применения стальных стержней крупного диаметра, обладающих повышенной изгибной жесткостью и коррозионной стойкостью, электроизоляцией с использованием фиксирования воздушного зазора и с помощью диафрагм из прочного и температуростойкого материала — АЦЭИДа, виброустойчивостью и простотой всей конструкции нагревателя. Сравнительно низкий расход электроэнергии обусловлен высоким КПД теплоиспользования (величина открытой поверхности панелей составляет 2,8% общей поверхности) и возможностью использования тепла экзотермии цемента. За счет индукционного эффекта в 1,25—1,5 раза снижен расход металла на токопроводы.

Наряду с аналитическим методом разработана методика графического расчета основных параметров нагревателей, основанная на данных исследований моделей и опытно-промышленной установки. В зависимости от выбранной мощности нагревателя и диаметра токопровода по полученным кривым определяется соответствующая длина и температура нагрева. Расход материала токопровода в индукционных нагревателях по сравнению с нагревателями активного сопротивления снижается пропорционально коэффициенту индукционного эффекта  $K_{\text{и}}$ , равного отношению их полных удельных сопротивлений.  $K_{\text{и}}$  зависит от конструкции индукционных нагревателей, в частности от расстояния в свету между токо- и магнитопроводом, числа ветвей индуктора в одной полости, диаметра стержней, температуры среды и пр. В индукционных нагревателях кассет  $K_{\text{и}} = 1,25—1,5$ , в других индукционных нагревателях может достигать значений 2—3 и более.

Условия твердения бетона в кассетах при кондуктивном способе подвода тепла в принципе не зависят от вида теплоносителя. Однако применение индукционных нагревателей позволяет выбрать и автоматически поддерживать необходимый режим термообработки и несколько снизить градиент полей прочности панелей.

Оптимальные режимы электрообогрева тяжелого бетона марки М200 для стеновых панелей с применением индукционных нагревателей получены экспериментально в лаборатории термообработки железобетона ФПИ и проверены в производственных условиях. Для этой цели использована установка, состоящая из двух моделей нагревателей, разделительного стального листа и двух опалубок с кубическими ячейками и размером грани 150 мм. Установки питались от сварочного трансформатора, а выбранный режим обеспечивался величиной подаваемой мощности в период разогрева и регулятором температуры РТ-049 — в период изотермического прогрева. Число образцов в серии равно трем, испытание проводилось после остывания в течение 4, 12 и 24 ч и в возрасте 28 сут. Нагреватели, разделительный лист и опалубки укладываются горизонтально и послонно с односторонним подводом тепла к кубам. Гидростатическое давление бетонной смеси в эксперименте создавалось массой установки в пределах ее средней величины, в производственных условиях равной 0,03 МПа (для верхнего ряда 0,014, для нижнего — 0,023 МПа). Режимы выбирались с учетом минералогического состава портландцемента марки 400 Кантского цементного завода (II группа по темпу роста прочности при тепловлажностной обработке, содержание  $C_3A$  — 6,5%).

Испытывали четыре состава бетонной смеси с расходом цемента от 360 до 420 кг/м<sup>3</sup>, подвижностью 8—12 см. Смесь каждого состава подвергали термообработке по двенадцати различным режимам. В соответствии с нормами [3] и рекомендациями исследователей время предварительной выдержки во всех режимах принято равным нулю, скорость подъема температуры в тепловом отсеке 100—200°C/ч, что обеспечивает соответствующую скорость разогрева бетона 18—25°C/ч. Температура изотермического прогрева равна 85—95°C.

В результате экспериментов выяснено, что при двухсменной работе предприятия оптимальным является режим общей длительностью 9—10 ч, обеспечивающий 70% марочной прочности после четырехчасового остывания, 87% — в возрасте 1 сут и 140% — в

возрасте 1 мес. Эти показатели обеспечиваются при расходе цемента 400 кг/м<sup>3</sup>. Составы бетонной смеси с расходом цемента 360 кг/м<sup>3</sup> обеспечивают соответственно 62, 80 и 145% марочной прочности и могут быть рекомендованы для применения в теплое время года.

При использовании индукционных нагревателей практически не изменяются ни внешний вид тепловых элементов и кассетно-формующей установки в целом, ни технологические приемы ее обслуживания (кроме термообработки). Экономическая целесообразность использования индукционных нагревателей, как и вообще электрообогрева, по сравнению с паропрогревом бетона в кассетах определяется достигнутым на данном предприятии уровнем удельного расхода пара и соотношением цен на энергию в регионе по преискуранту № 09-01. Уменьшение толщины нагревателя до 100 мм позволяет разместить в одной кассете 12 формуемых панелей вместо 10.

Так, на Фрунзенском ДСК стоимость энергии при термообработке паром с расходом 0,45 Гкал/м<sup>3</sup> составляет 3,7 р/м<sup>3</sup>, при электротермообработке с расходом электроэнергии 70 кВт·ч/м<sup>3</sup> — 1,6 р/м<sup>3</sup>, что обеспечивает снижение расхода энергии и экономию 2,1 р/м<sup>3</sup> при примерном равенстве других затрат.

С учетом включения электрообогрева кассет по скользящему графику установленная электрическая мощность возрастает на 8—11 кВт/м<sup>3</sup> прогреваемого бетона.

### Выводы

Индукционные нагреватели для термообработки бетона в кассетах надежны в эксплуатации, просты в изготовлении, выполняются из недорогих и недефицитных материалов, имеют высокие технико-экономические показатели. Применение индукционных нагревателей не осложняет технологию изготовления железобетона в кассетах, позволяет автоматизировать режимы термообработки и улучшить условия труда.

Использование электрической энергии в качестве теплоносителя при удельном ее расходе 70 кВт·ч/м<sup>3</sup> целесообразно почти повсеместно; если расход пара превышает 0,162 Гкал/м<sup>3</sup> (или 0,30 т/м<sup>3</sup>), расход энергии снижается в несколько раз.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тулемышев М. Ш., Людвиг В. Д. Применение строительных сталей для изготовления индукционных нагревателей при термообработке железобетонных панелей. Труды ФПИ. Фрунзе, 1979.
2. Цыганков И. И., Кравченко А. Ф., Забродина К. Н. Техничко-экономические показатели электронагревательных устройств для тепловой обработки бетона. — Бетон и железобетон, 1973. № 12.
3. Руководство по тепловой обработке бетонных и железобетонных изделий. М.: Стройиздат, 1974.

В. Б. БОБРОВ, А. М. ПОДВАЛЬНЫЙ, кандидаты техн. наук,  
Л. Б. БОБРОВ, С. В. ЗАРЕНИН, инженеры (НИИЖБ);  
Г. Л. ИСЕРОВ, А. П. НОВАК, инженеры (Эстонский ф-л СКТБ Стройиндустрия)

## Антикоррозионная защита гибких связей трехслойных панелей

Трехслойные железобетонные панели на гибких связях с эффективным утеплителем являются прогрессивной конструкцией. Конструктивные слои в них функционально разделены и каждый выполняет определенную роль: внутренний слой — несущий; средний слой из эффективного утеплителя обеспечивает повышенное сопротивление теплопередаче; наружный слой, подвешенный при помощи гибких связей к внутреннему, воспринимает атмосферные воздействия и температурные деформации.

Применение гибких связей позволяет изолировать внутренний несущий слой панели от температурных деформаций и устранить пути отбора тепла наружным слоем от внутреннего, что наблюдалось ранее в панелях коробчатого вида и на бетонных шпонках.

В настоящее время накоплен определенный опыт применения трехслойных панелей с бетонными шпонками и с утеплителем из фенольного пенопласта. Гибкие связи в таких панелях необходимо изготавливать из легированных и низколегированных сталей типа 10Х13Г18Д, 12Х14 АГ15 и им подобных.

Учитывая дефицит нержавеющей стали, защита гибких связей от коррозии необходима и во многих случаях определяет возможность внедрения трехслойных панелей.

Исследование коррозионных процессов на гибких связях в таких панелях с фенольным и другими утеплителями показало, что развитию коррозии связей прежде всего способствует высокая влажность утеплителя и присутствие в нем агрессивных компонентов.

Первоначально влага в утеплитель попадает в процессе термовлажностной обработки панелей, возможно также увлажнение в процессе хранения на открытой стройплощадке и в период эксплуатации зимой из-за влагопереноса из помещения.

При выборе антикоррозионного покрытия для гибких связей, стойких в различных видах утеплителей, в НИИЖБ исследовали скорость коррозии ме-

талла в зависимости от влажности воздуха, типа и влажности утеплителя.

Совместные исследования с МНИИ-ТЭП показали, что коррозия гибких связей в контакте с эффективными утеплителями зависит как от вида применяемого утеплителя, так и от его влажности. Коррозия незащищенных стальных связей и металлических покрытий возникает при относительной влажности воздуха около 100% и соответствующей ей сорбционной влажности утеплителя. В этом случае на связи образуется адсорбционная пленка влаги, при которой интенсивность коррозии стали составляет в среднем тысячные доли миллиметра в год, для алюминиевых покрытий и химически стойких сталей практически отсутствует, для цинковых покрытий — 1—1,5 мкм, для строительных сталей и 10ХНДП — 2—4 мкм.

Интенсивность коррозии строительной стали возрастает при появлении на металлических связях и покрытиях фазовой влаги и в этом случае достигает сотых и десятых долей миллиметра в год в зависимости от вида и влажности утеплителя. Скорость коррозии цинка увеличивается почти на порядок, алюминиевых покрытий остается небольшой (~2 мкм в год).

Максимальная скорость коррозии стальных гибких связей в контакте с утеплителем соответствует определенной критической влажности утеплителя. Например, для минеральной ваты на фенольной связке критическая влажность по данным эксперимента равна 30—35% по массе.

При тепловлажностной обработке панелей в пропарочной камере влажность утеплителя превышает критическую, поэтому до выхода на квазистационарный эксплуатационный режим гибкие связи находятся в контакте с утеплителем с критической влажностью и подвергаются коррозии, глубина которой составляет десятые доли миллиметра. Квазистационарный влажностный режим работы утеплителя практически при всех начальных и эксплуатационных условиях наступает не позже 2—5 лет.

На основе проведенных исследований предложены гибкие связи, выполненные из обычной арматурной стали с нанесением на них покрытий из двух слоев: первый (подслой) состоит из полимерной массы с введенным в нее ингибитором, который в указанных условиях надежно защищает металл от коррозии. Второй слой представляет собой покрытие из полиэтилена высокого давления (низкой плотности), нанесенного на арматурную сталь методом экструзии поверх ингибированного первого слоя, и предназначен для защиты арматуры от проникновения влаги и агрессивных компонентов, находящихся в теплоизоляционном слое трехслойных панелей.

Предложенные гибкие связи с полимерным покрытием во многих случаях заменяют связи из дефицитных нержавеющей сталей и обеспечивают надежную работу трехслойных панелей с фенольным, минераловатным и другими утеплителями в течение проектируемого срока эксплуатации здания.

НИИЖБ совместно с Эстонским филиалом СКТБ Стройиндустрия разработаны рабочие чертежи на автоматизированную линию по антикоррозионной защите гибких связей (см. рисунок). Линия представляет собой совокупность последовательно расположенных узлов. Принцип ее работы следующий.

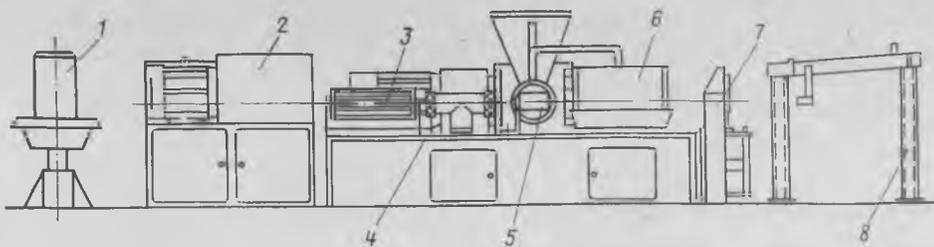
Арматура подается из бухты модернизированным станком СНЖ-357 со скоростью 0,05 и 0,1 м/с в зависимости от диаметра связей и направляется в печь предварительного нагрева. За время прохождения через печь сталь нагревается до 70—80°C. Полимерный ингибированный слой наносит под давлением не более 0,5 бар, толщина слоя регулируется сменными фильерами. Хорошие результаты получены также при использовании защитных смазок ЗЭС-ТУ (38-10-14-74-74) и АМС-1; АМС-3 (ГОСТ 2712-75), выпускаемых Оренбургским опытно-промышленным нефтемаслозаводом и др.

По ингибированному подслою экструзионным способом через формующую го-

ловку наносят защитное полиэтиленовое покрытие. Применяемый для этих целей экструдер представляет собой одночервячный пресс с диаметром шнека 20 мм производительностью 75,5 см<sup>3</sup>/мин. Экструдер имеет нагревательное устройство и регулировку подачи расплава путем изменения числа оборотов шнека. Температура в корпусе экструдера по зонам контролируется автоматически. После охлаждения в водяной камере методом орошения арматурная сталь с полимерным покрытием пневматическими ножами разрезается на мерные стержни, которые специальные пакетировщики укладывают в контейнер.

Простота изготовления и надежность эксплуатации обеспечивают бесперебойную работу линии в автоматическом режиме.

На основании разработанного проекта на Тартуском ДСК была изготовлена и



пушена в производство автоматизированная линия по производству гибких связей с полимерным антикоррозийным покрытием. Внедрение линии позволило организовать производство трехслойных железобетонных стеновых панелей

на гибких связях с эффективным утеплителем и получить экономический эффект только от замены дефицитных нержавеющей сталей в размере 19864 р. при производственной годовой программе 140 тыс. м<sup>2</sup> площади.

УДК 666.9.055:69.057.5

М. М. КАБАН, инж. (ГПКТИ Индустрпроект); В. П. ВАСИЛЕНКО, инж. (Дмитровский 3-д мостовых железобетонных конструкций)

## Новые металлоформы «Ромашка» в производстве железобетонных свай

Дмитровский завод мостовых железобетонных конструкций изготавливает железобетонные сваи сечением 35×35 см, длиной 8—16 м типовой серии 1.011-6 и типового проекта № 946 Ленгипротрансмоста по стендовой технологии в стационарно установленных на полу цеха металлоформах с обслуживанием мостовыми кранами грузоподъемностью 5 т.

До 1981 г. на заводе использовали разъемные металлоформы на пять свай каждая, продольные бортовые элементы которых постоянно вручную сдвигали и раздвигали в поперечном направлении с помощью винтов. Смазка и бетонная смесь при этом вытекали из-за неплотности примыкания между наборными элементами форм, не обеспечивалось качество изделий.

Найдено рациональное конструктивное решение новых 6-местных металлоформ «Ромашка» с гибким поддоном для изготовления длинномерных железобетонных свай сечением 35×35 см, длиной 14 и 16 м. Формы можно переналаживать для изготовления изделий меньшей длины.

Форма «Ромашка» (рис. 1) состоит из жесткого желобообразного основания-рамы, в котором на поперечных выравненных опорах размещена 6-местная

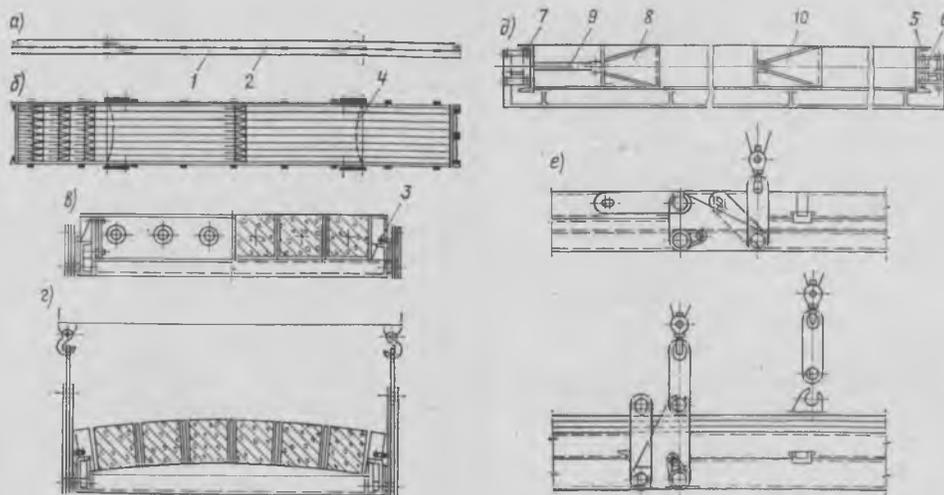


Рис. 1. Форма «Ромашка» для изготовления свай

а — вид сбоку; б — вид в плане; в — вид торца с поперечным сечением; г — поперечное сечение при распалубке; д — фрагменты продольного сечения; е — фрагменты защелпления и отсоединения захвата при разгибании; 1 — основание-рама; 2 — кассета; 3 — жесткие соединительные элементы; 4 — подкладки-распалубщики; 5 — поперечный борт для торца свай; 6 — прижим борта; 7 — поперечный борт со стороны острия свай; 8 — вкладыши острия; 9 — штанги переменной длины; 10 — разделительные вкладыши

кассета с гибким поддоном, средними и крайними продольными бортами, выполненная из □-образных формообразующих профилей гнутого листа толщиной 6 мм. Вертикально расположенные полки гнутых профилей жестко скреплены между собой сваркой и образуют продольные борта, а горизонтально расположенные составляют гибкий поддон кассеты.

Такое конструктивное решение снижает трудоемкость изготовления форм и повышает надежность их эксплуатации, улучшает качество форм и формируемых в них изделий.

Кассета объединена с основанием-рамой крайними продольными бортами, шарнирно соединенными с ним с помощью серег. Последние включают жесткие рычаги с шарнирами на концах; одним концом они вмонтированы в продольный борт кассеты, а вторым — в кронштейн, жестко прикрепленный к основанию-раме. Под кассетой перпендикулярно ее продольной оси в основании-раме шарнирно вмонтированы подкладки-распалубщики, имеющие ровную и выпукло-скатную опорные плоскости для кассеты и рычаги с захватами для поворота застропленных краном или другим механизмом подкладок-распалубщиков на 90° вокруг их продольной оси под кассетой. Рычаги удлинены 1:10 по отношению к высоте подъема выпукло-скатной опорной поверхности подкладок-распалубщиков, а это по отношению к фактической массе формы с изделиями в 10 раз уменьшает нагрузку на кран или другой механизм.

Такое конструктивное решение позволяет снизить трудозатраты при распалубке и сборке формы, распалубливать формы «Ромашка» большой массы (с изделиями), используя кран или другой механизм минимальной грузоподъемности. Кроме того, концы рычагов выполнены с отверстиями, в которых размещены оси захватов с лысками. Отверстия имеют пазы для прохода осей при вертикальном положении рычагов. Это улучшает условия эксплуатации формы, обеспечивает безопасность работы, гарантируя предотвращение подъема формы в момент и после распалубки изделий с массой формы (с изделиями и без них), превышающей грузоподъемность кранового или другого оборудования.

Примыкающие к торцам кассеты торцовые борта концами свободно опираются на полки продольных швеллеров основания-рамы. Причем со стороны торцов свай поперечный борт запирается замком-прижимом, выполненным в виде установленных на основании-раме и поворачиваемых на вертикальных осях двуплечих рычагов, одно из плеч которых изогнуто в виде С-образной скобы, контактирующей с помощью упругого или жесткого ролика с запираемым бортом, а другие соединены между собой муфтой, фиксирующей их взаимное расположение. Это упрощает конструкцию формы, создает удобство открывания и закрывания борта при ее эксплуатации, исключает деформацию кассеты прокладками-распалубщиками даже при зафиксированном положении торцового борта формы замком-прижимом.

Для образования острия свай форма «Ромашка» снабжена комплектом переставных вкладышей, каждый из которых



Рис. 2. Форма «Ромашка» в момент извлечения из нее свай

трубчатой штангой переменной длины с помощью упругих прокладок, стальных шайб и штырей объединен и фиксирован с торцовым бортом.

Для изготовления свай малой длины (7, 6 и 5 м) форма снабжена комплектом разделительных вкладышей, образующих одновременно торец одной свай и острие другой. Разделительные вкладыши устанавливаются на платки, жестко укрепленные к гибкому листу-поддону по длине кассеты, и этим фиксируют положение вкладышей для свай заданной длины.

#### Техническая характеристика металлоформ «Ромашка»

Марка	ФРСМ16-35	ФРСМ14-35
	(по проекту)	(фактическая)
Габаритные размеры, мм	17436×2600×496	15436×2600×496
Бетонемкость, шт/м <sup>3</sup>	6/11,88	6/11,16
Общая масса формируемых изделий, т	29,7	25,98
Масса формы, т	9,5	8,6
Масса формы с изделиями, т	39,2	34,58
Металлоемкость к объему бетона, т/м <sup>3</sup>	0,799	0,77
Заводская стоимость формы, р.	—	4313

При работе в форму краном укладывают сварные и вязаные армокаркасы. Бетонную смесь подают бадей, раскладывают, уплотняют глубинными вибраторами и заглаживают поверхности отформованных изделий мастерками.

После твердения бетона изделия распалубливают, вначале освобождая торцовый борт: вынув фиксирующий штырь из муфты, сдвигают ее по рычагам в ту или другую сторону, поворачивая на вертикальных осях, отводят в сторону двуплечие рычаги с прижимными роликами от торцового борта. Затем, застропив краном захваты рычагов подкладок-распалубщиков, разгибают кассеты с затвердевшими изделиями, приподнимая середину ее всего на 70 мм от выровненной поверхности основания-рамы поворотом с кантователем, и устанавливают подкладки-распалубщики выпукло-скатными опорными поверхностями вверх. Жесткие соединительные рычаги с шарнирами на концах при подъеме кассеты подкладками-распалубщиками

радиально снизу вверх проворачиваются в кронштейнах серег, этим они оттягивают наружу крайние продольные борта кассеты от изделий и обеспечивают распалубку. Застропив краном, из формы свободно извлекают изделия-сваи, переносят и укладывают их на складе готовой продукции (рис. 2).

Очистив и смазав опалубочные поверхности кассеты, торцового борта и вкладышей, уложив армокаркасы, кассету формы выравнивают к следующему формированию свай. Для этого краном подкладки-распалубщики поворачивают в обратном направлении и устанавливают ровной опорной поверхностью вверх. Выровняв кассету, поворотом двуплечих рычагов торцовый борт роликами прижимают к кассете, надвигают соединительную муфту на оба рычага и фиксируют штырем. Разгибание и выравнивание кассеты осуществляется самопроизвольно за счет массы ее, уложенных армокаркасов, бетона формируемых и распалубливаемых свай.

Заводские испытания форм «Ромашка» проведены на Дмитровском заводе мостовых железобетонных конструкций в 1981 г. За истекший период эксплуатации в таких формах изготовлено железобетонных свай сечением 35×35 см, длиной 6—16 м в 1981 г. — 12,88, в 1982 г. — 11,4, в 1983 г. — 10,93 тыс. м<sup>3</sup>.

Качество мостовых железобетонных свай, изготовляемых в формах «Ромашка», выгодно отличается от изготовляемых в разъемных металлоформах. Свай соответствуют требованиям типового проекта и ГОСТ 19804—74.

С внедрением форм «Ромашка» снижена трудоемкость изготовления мостовых железобетонных свай, исключены утечки и потери смазки и бетонной смеси под формы, трудоемкие ручные операции разборки и сборки форм, уборки рабочих мест от смазки и бетонного мусора, значительно возросла производительность труда, улучшены условия труда, повышена культура производства свай на заводе. На изготовлении форм «Ромашка» уменьшен расход стали по сравнению с разъемными в 1,9 раза, а соответственно снижена и стоимость форм. Одновременно увеличена возможность выпуска свай на тех же производственных площадях в формовочном цехе завода. Экономический эффект от внедрения новых форм «Ромашка» составляет 11 960 р.

Шатурским опытно-экспериментальным механическим заводом изготовлены новые формы «Ромашка». Для существующего листогибочного оборудования, разработана и внедрена в производство специальная оснастка, обеспечивающая изготовление длинномерных □-образных коробов, полногнутых из листовой стали толщиной 3—6 мм. Оснастка упрощает и снижает трудоемкость изготовления металлоформ «Ромашка», повышает их качество, надежность эксплуатации.

В 1984 г. разработаны новые 7-, 6- и 5-местные формы «Ромашка» для производства железобетонных свай соответственно сечениями 30×30, 35×35 и 40×40 см, длиной 15, 14 и 16 м на Дмитровском заводе МЖБК и заводах треста Мостостройиндустрия.

Техническую документацию на формы «Ромашка» можно получить по адресу: 127434 Москва, Дмитровское шоссе, д. 9.

А. В. ГРАНОВСКИЙ, канд. техн. наук (ЦНИИСК);  
В. И. СЕРГЕЕВ, С. А. ПЕТРОВ, инженеры (з-д КПД, Сыктывкар)

## Повышение прочности опорных зон многопустотных плит перекрытий

Совершенствование конструкций большепролетных железобетонных многопустотных плит перекрытий в многоэтажных крупнопанельных зданиях с широким шагом несущих стен связано с уточнением их работы как изгибаемых элементов [1] и разработкой конструктивных мероприятий, обеспечивающих требуемую прочность их опорных зон. В настоящее время применяются следующие методы усиления опорных зон многопустотных плит: заделка пустот бетонными пробками; увеличение толщины продольных ребер в опорных зонах путем заведения металлических пустотообразователей с противоположных сторон при изготовлении плиты [2]; механизированная заделка пустот в заводских условиях путем добетонирования с вибропригрузом опорных участков плит (метод обрушения) [3].

Широко применяемый на заводах ЖБК метод заделки пустот многопустотных плит перекрытий бетонными пробками обладает рядом существенных

недостатков, обусловленных низким уровнем технологии изготовления и заделки бетонных пробок и соответственно большими трудо- и энергозатратами. Качество заделки пустот пробками и качество опорных поверхностей плит трудно контролировать. При увеличении толщины продольных ребер в опорных зонах путем заведения металлических пустотообразователей указанных технологических недостатков можно избежать, однако прочность опорных участков несколько снижается по сравнению с плитами, у которых торцы качественно заделаны бетонными пробками.

Метод [3] дает возможность также избежать недостатков, связанных с применением бетонных пробок, и одновременно обеспечить более высокую прочность опорных торцов плит. При его использовании на один из торцов плиты укладывается определенное количество бетонной смеси, объем которой

соответствует объему пустот на опорных участках плит при ширине заделки пустот 15—20 см. Под давлением специального вибробруса смесь продавливает верхнюю грань плиты, заполняет пустоты в ее опорной зоне и уплотняется. Один из недостатков данного способа заключается в том, что при уплотнении бетонной смеси происходит частичное обрушение (обмятие) бетонных ребер (рис. 1). Структурные же связи (сцепление) между бетоном-заполнителем и ранее отформованной его массой в зоне контакта по высоте ребра менее прочны, чем в любой другой зоне плиты. Это следует учитывать в связи с частичным защемлением плиты и появлением растягивающих усилий в верхней зоне при ее изгибе.

На заводе КПД в Сыктывкаре усовершенствован способ усиления опорных участков многопустотных плит. В процессе формирования плиты бетонная смесь, уложенная на один из ее торцов и предназначенная для заделки пустот, уплотняется с помощью игольчатых вибраторов, установленных над пустотами плит (см. рис. 1). При данном способе можно избежать разрушения опорных участков бетонных ребер и обеспечить надежную работу конструкции как изгибаемого элемента.

В ЦНИИСКе были выполнены исследования прочности платформенных стыков, элементы которых — плиты перекрытия изготовлялись на заводе КПД по указанной технологии. В качестве эталонной (I серия) были приняты образцы стыков, плиты перекрытий которых имели уменьшенные на опорных участках отверстия диаметром 50 мм, образованные коническими наконечниками пустотообразователей (рис. 2). В образцах II серии опорные зоны плит перекрытий усиливались на основе применения способа механизированного уплотнения бетона на опорном участке (см. рис. 2), предложенного на заводе КПД.

Экспериментальные образцы платформенных стыков при подготовке к испытаниям монтировали из двух стеновых панелей размером  $110 \times 50 \times 16$  см с заделанными между ними участками плит перекрытий размерами  $110 \times 40 \times 22$  см. Армирование элементов стыка — панелей и плит перекрытий — осуществлялось в соответствии с принятым проектом серии III-125, разработанным КБ по железобетону Госстроя РСФСР. В экспериментальных образцах плит перекрытий было по пять пустот.

Испытания проводили по методике ЦНИИСКА. Для монтажных растворяемых швов, толщина которых составляла

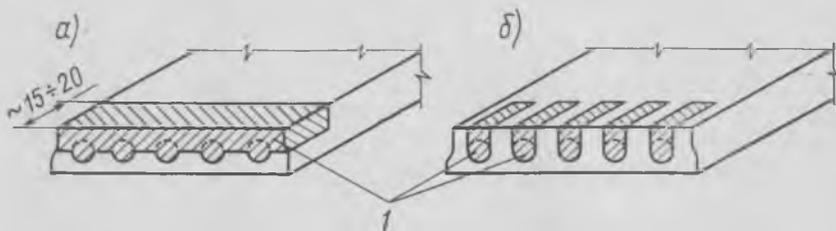


Рис. 1. Характер обрушения торцов плит перекрытий  
а — по способу [3]; б — по способу завода КПД; 1 — зона обрушения

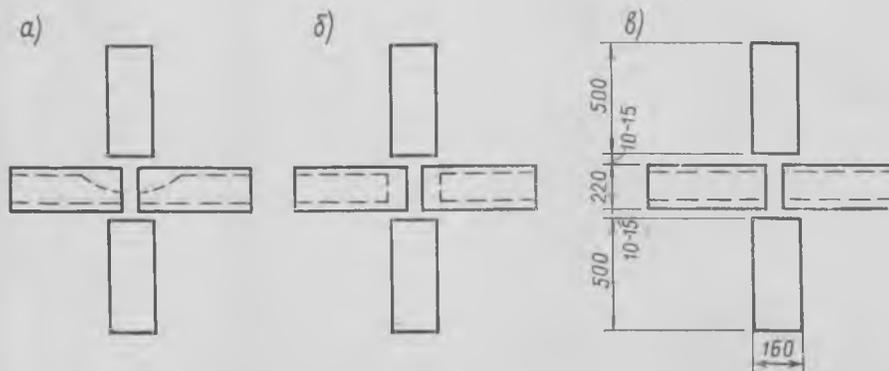


Рис. 2. Варианты испытанных стыков  
а, б и в — соответственно I, II и III серий

10—15 мм, состав раствора подбирался таким образом, чтобы в день испытаний его прочность составляла 10 МПа. Вертикальные деформации растворного шва и возможные величины горизонтальной раздвижки плит перекрытий измеряли с помощью индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм. В опытных образцах стыков вертикальный шов между торцами плит тщательно заделывали раствором той же марки, что и горизонтальный шов.

Призменная прочность бетона плит перекрытий и стеновых панелей, определенная по результатам испытаний призм и отдельных образцов панелей, составила в среднем 17,7 МПа. Эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки по толщине панелей изменялся в различных образцах от 0,2 до 1,9 см. Величина разрушающей нагрузки в образцах I серии (эталон) составила в среднем 1700 кН, в образцах стыков II серии — 1900 кН.

Таким образом, применение плит перекрытий, опорные зоны которых усилены на основе усовершенствованного на заводе КПД способа механизированной заделки пустот, позволяет увеличить несущую способность платформенных стыков на 18% по сравнению с эталонными образцами.

Одновременно были проведены испытания образцов платформенных стыков

(III серия), у которых отверстия диаметром 127 мм в опорных зонах плит перекрытий не заделывались бетоном (рис. 2, в). Испытания позволили оценить прочность опорных участков плит при отсутствии пустот или несовершенной их заделке. Анализ показал, что несущая способность образцов при отсутствии заделки пустот в опорных зонах плит снижается в среднем на 43% по сравнению с эталонными и составляет  $\approx 950$  кН. При этом расчетная предельная несущая способность платформенных стыков стеновых панелей при марке бетона М300 и плит перекрытий марки М250, вычисленная по рекомендациям проекта ВСН 32-80, составила соответственно 758, 840 и 567 кН. Величина отношения разрушающей экспериментальной нагрузки к расчетной предельной несущей способности стыка равняется для образцов I и II серий — 2, 3, для образцов III серии — 1, 7.

В образцах I и II серий было отмечено одновременное появление трещин — в опорной зоне стеновой панели и в плитах перекрытий в местах их заделки в стены. В образцах III серии разрушение стыка происходило в результате среза бетона опорной зоны плиты.

#### Выводы

Как показали экспериментальные исследования, применение в заводских условиях способа механизированной за-

делки пустот на опорных участках многпустотных плит перекрытий по технологии завода КПД позволяет устранить трудоемкие работы, связанные с изготовлением бетонных пробок и их заделкой в плиты. Повышается производительность труда при изготовлении плит перекрытий, значительно увеличивается прочность их опорных торцов при использовании в платформенных стыках крупнопанельных зданий. Результаты исследований позволяют рекомендовать применение многпустотных плит с усиленными по технологии завода КПД опорными участками в 9-этажных крупнопанельных зданиях серии III-125 с шагом несущих поперечных стен 6,5 м, строящихся в настоящее время в Сыктывкаре. Следует также отметить необходимость совершенствования указанной технологии метода обрушения с целью обеспечения более высокого качества верхней поверхности плит в их опорной зоне.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Крамарь В. Г., Эпп А. Я., Арзуманян К. М. Прочность узлов сопряжения преднапряженных многпустотных панелей перекрытий со стенами.—The NINTH INTERNATIONAL CONGRESS OF THE FIP. Stockholm, June 6—10, 1982.
2. Камейко В. А., Грановский А. В., Грановский В. Д. и др. Повышение прочности платформенных стыков — Бетон и железобетон. 1983, № 5.
3. Алексеев П. И. Усовершенствование многпустотных железобетонных плит перекрытий.—Жилищное строительство, 1980, № 10.

## Строительное производство

УДК 666.972.54.001.57

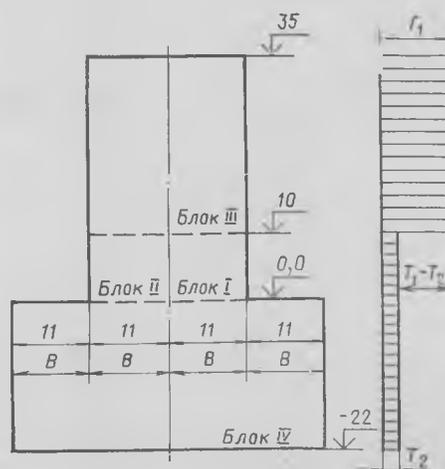
Н. П. РОЗАНОВ, д-р техн. наук, проф.,  
Г. М. КАГАНОВ, В. П. МАЛЯВИН, кандидаты техн. наук,  
В. А. ЗИМНЮКОВ, В. В. КОМАРДИНА, инженеры (МГМИ)

## Моделирование термонапряженного состояния массивного бетона

При возведении различных монолитных сооружений (массивные фундаменты, подземные сооружения и т. д.) зачастую возникает необходимость их послойного бетонирования.

Температурный режим бетонной кладки при перекрытии ранее уложенных блоков на скальное или бетонное основание чрезвычайно сложен. При взаимодействии между разогревающимися верхним и остывшими, более жесткими перекрываемыми блоками возникают дополнительные растягивающие напряжения, приводящие к трещинообразованию в продолжении вилочного шва. Вероятность возникновения такой трещины тем больше, чем выше температурный перепад.

Необходимо было определить тепловой режим бетона вблизи окончания вилочного шва и температурные напряжения



при заданных температурных перепадах между центрами блоков сооружения ( $\Delta T$ ) на основе разработанной ранее методики моделирования термонапряженного состояния бетонных сооружений на физических моделях [1].

Геометрические размеры принятых для моделирования блоков приведены на рис. 1. Размеры модели выбраны таким образом, чтобы учитывалось влияние основания. Ширина его (блок IV) составляет 4В, а высота — 2В (где В — ширина блока II). Модель представляла собой пластину с отношением толщины к высоте 0,053.

Рис. 1. Схема теплового нагружения модели

Температурный перепад  $\Delta T$  создавался при охлаждении нижних блоков I и II совместно с основанием. Блоки I, II и IV (основание) имели модуль упругости и прочность на растяжение бетона марки М250, а блок III — бетона марки М200. Величина коэффициента линейного теплового расширения принималась равной  $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ .

Начальные значения модулей упругости в условиях естественного твердения были приняты для бетонов марки М200 и М250 соответственно  $265 \cdot 10^9$  и  $240 \cdot 10^9$  Па.

Предельная растяжимость, т. е. максимальная величина относительной деформации  $\varepsilon_{\text{пред}}$  соответствовала растягивающему напряжению  $\sigma = R_p$ . Согласно СНиП II-56-77, с учетом ползучести  $\varepsilon_{\text{пред}} = 1 \cdot 10^{-4}$  служила критерием трещинообразования на данном этапе работ.

Моделирование осуществлялось по общим законам подобия [2]. В результате величины масштабов моделирования составили:

$$\alpha_{E_1} = \frac{E_m}{E_n} = \frac{34\,800}{265\,000} = \frac{1}{7,6} \quad \text{и}$$

$$\alpha_{E_2} = \frac{22\,000}{240\,000} = \frac{1}{10,8} \quad \text{— масштабы модулей упругости;}$$

$$\alpha_\sigma = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_n} = \frac{\varepsilon_{\text{м пред}}}{\varepsilon_{\text{н пред}}} = \frac{3 \cdot 10^{-1}}{1 \cdot 10^{-4}} = 3 \quad \text{— масштаб относительных деформаций;}$$

$$\alpha_a = \frac{\alpha_m}{\alpha_n} = \frac{18 \cdot 10^{-6}}{10 \cdot 10^{-6}} = 1,8 \quad \text{—}$$

масштаб коэффициентов температурного расширения;

$$\alpha_\sigma = \frac{\sigma_m}{\sigma_n} = \frac{3}{10,5} = \frac{1}{3,63} \quad \text{— масштаб напряжений;}$$

$$\Delta \alpha_t = \frac{\Delta t_m}{\Delta t_n} = \frac{3}{1,8} = 1,67 \quad \text{— масштаб температур.}$$

В качестве модельного материала ис-

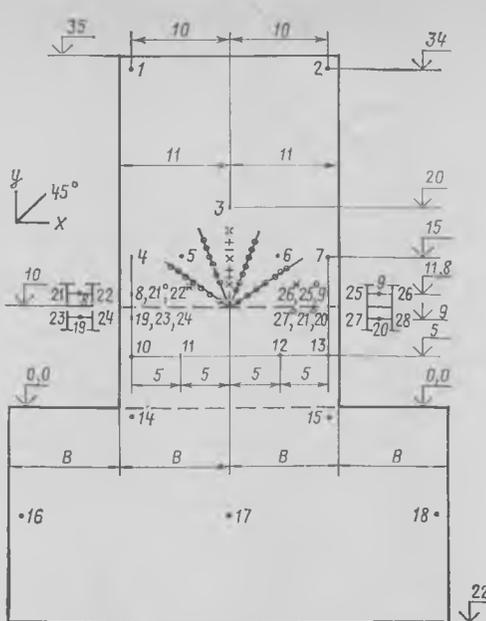


Рис. 2. Схема размещения измерительной аппаратуры

Примечание. 8 — термомпары, установленные в середине сечения; 21° — термомпары, установленные на основной поверхности; 22\* — термомпары, установленные на дублирующей поверхности;  $\Delta$  — условное обозначение тензорезисторов

пользовали гипсовый раствор с В/Г = 0,8 для блоков I, II, IV и В/Г = 1,6 для блока III. Модели блоков и основания в масштабе 1:75.

Технология изготовления модели такова. Вначале заливали блок I, затем блок II (боковую поверхность блока I перед подливкой блока II покрывали

№ блоков модели	$E_{\text{ст}} \times 10^9, \text{ Па}$	$R_p \times 10^6, \text{ Па}$	$\alpha \cdot 10^{-5}$ при $T = 273 \text{ К}$	$\lambda, \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$	$\alpha \cdot 10^{-6}, \text{ м}^2/\text{с}$
I	34 400	64,4	1,83	0,268	0,250
II	33 600	62,9	1,83	0,268	0,250
III	22 000	26,2	1,80	0,140	0,166
IV	36 000	67,4	1,80	0,140	0,166

тонким слоем смазки, препятствующей сцеплению). Технология позволила получить вертикальный шов очень малой толщины. Затем подливали блоки III и IV на предварительно покрытые слоем смазки поверхности блоков I и II, устанавливали маяки. Модель сушили до воздушно-сухого состояния в течение 12 сут, после чего разбирали на отдельные блоки. Места соединений блоков I и II с блоками III и IV штрабили, покрывали лаком, и модель собирали с применением гипсового раствора. Это обеспечило надежное сцепление между блоками по горизонтальным швам.

В таблице приведены физико-механические и теплофизические параметры материала модели (средние значения), полученные при испытании контрольных образцов.

Для замера температуры на модели установили 30 внутренних и поверхностных хромель-копелевых термоэлектрических преобразователей. Диаметр каждого провода 0,2 мм, длина 2 м, изоляция — стеклочулок. Температуру измеряли прибором ПП-63 (класса 0,05) через 2 мин.

Возникающие в модели от тепловой нагрузки деформации замерялись 49 тензорезисторами. Использовали тензорезисторы фольговые типа 2ФКТК, база 5 мм, сопротивление 110 Ом, коэффициент сопротивления  $(9,2 \pm 1,2) \cdot 10^{-6} \text{ Ом}/(\text{Ом} \cdot \text{К})$ . Схема размещения измерительной аппаратуры приведена на рис. 2. Деформации замеряли через определенные промежутки времени на полуавтоматическом мосту переменного тока типа АЭЛТ-4М. Цена деления прибора —  $1,5 \cdot 10^{-6}$  единиц относительной деформации.

Задачу решали в два этапа. На первом оценивали возможность трещинообразования в продолжении вилочного шва без измерения напряженного состояния. В этой серии опытов замеряли только температуру внутренними термоэлектрическими преобразователями. Опыты проводили в холодильной камере. Для предупреждения отсырения модели в камере ее покрывали двумя слоями нитролака. На блоке III были установлены нагреватель из графоткани и теплоизоляция из пенополистирола. Начальная температура в холодильной камере была 284 К. Блок нагрели до 296 К (температура заливки модели), а температуру в камере понижали ступенями до 267 К (за 4 ч). Примерно через 2 ч после начала опыта температуру блока III повысили с 296 до 302,6 К и поддерживали ее в течение 0,5 ч, после чего блок III охладили до первоначальной температуры (296 К).

Построен график изменения температуры и определен перепад температур  $\Delta T$  между блоком III (отметка 15 м) и блоками I—II (отметка 5 м) в створе вилочного шва, который составил 29,6 К или  $\Delta T = 17,8 \text{ К}$  (для натурального сооружения).

На втором этапе определяли напряженное состояние блока III и оценивали возможное трещинообразование в месте продолжения вилочного шва при создании температурного перепада  $\Delta T$  между центрами блоков (I, II и III). Опыты второго этапа проводили на специальной установке, в которой блоки I, II, IV охлаждались, а III имел комнатную температуру (296 К).

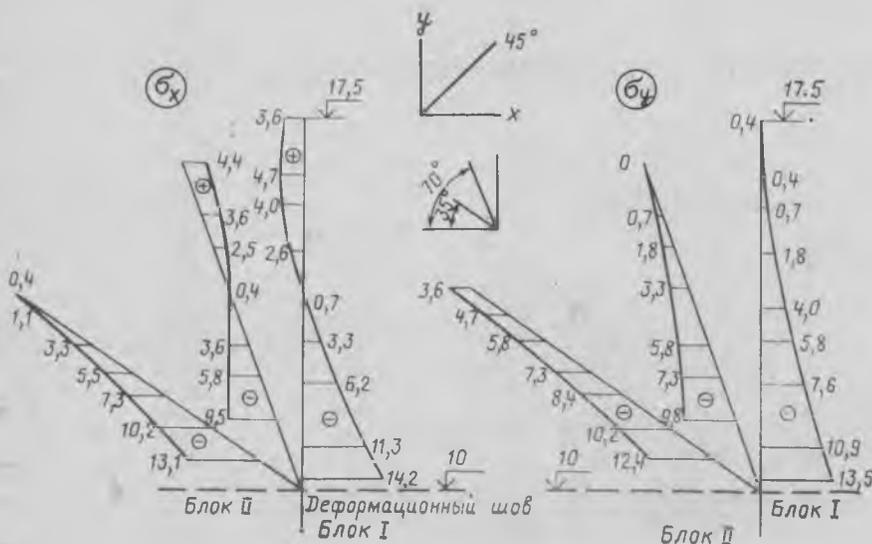


Рис. 3. Эпюры напряжений  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$ ,  $10^6 \text{ Па}$   $\times \tau_{xy} \approx 0$

## Прочность и жесткость штампованных закладных деталей в обжатом бетоне

Установка состояла из двух листопроточных теплообменников размером  $50 \times 116$  см; внешней теплоизоляции и шлангов, по которым в теплообменники подавали и отводили раствор поваренной соли. Рассол охлаждали в сборном баке с помощью холодильного агрегата ФАК-07 до температуры 258 К и подавали в теплообменник насосом «Кама-3».

На втором этапе провели три опыта: в первом минимальная температура на модели в центре блоков I—II составила 274 К, во втором — 272,5 К, в третьем — 268 К. Также построен график изменения температур, определен температурный перепад между блоком III и блоками I, II в створе вилочного шва ( $\nabla 15$  и  $\nabla 5$  м).

Максимальная величина  $\Delta T$  составила 16 К.

Полученные на модели деформации (приняты по 3-му опыту второго этапа с наибольшим перепадом  $\Delta T$ ) пересчитывались в модельные напряжения по формулам теории упругости и, согласно установленному масштабу напряжений, пересчитывались на натуру.

Распределение напряжений в зоне окончания вилочного шва в блоке III показано на рис. 3. В продолжении вилочного шва действуют значительные горизонтальные (поперек шва) растягивающие напряжения  $\sigma_x$ , достигающие  $14,2 \times 10^5$  МПа. От отметки 14,4 м эти напряжения переходят в сжимающие, т. е. зона растягивающих напряжений над швом достигает 4,4 м.

Вертикальные напряжения  $\sigma_y$  вблизи шва — также растягивающие и составляют  $13,5 \cdot 10^5$  Па. Касательные напряжения во всех точках измерения (см. рис. 3) оказались близкими к нулю. Следовательно, полученные величины нормальных напряжений действуют по траекториям, близким к площадкам действия главных напряжений, и замеренные величины напряжений можно считать наибольшими.

Образования трещин на продолжении шва не было отмечено ни в одном опыте.

Максимальная величина относительно-го удлинения над швом составила  $\epsilon_{\max} = 0,6 \cdot 10^{-4}$ , что близко к предельной растяжимости бетона в одноосном напряженном состоянии, но значительно меньше величины  $\epsilon_{\text{пред}} = 1 \cdot 10^{-4}$ , принятой с учетом ползучести.

### Выводы

Полученные результаты отражают первую попытку проведения экспериментальных исследований для определения теплового и термонапряженного состояния бетонных блоков, уложенных на скальное или бетонное основание.

Разработанная в МГМИ методика моделирования является надежным инструментом при решении подобного рода задач для различных бетонных сооружений с необходимой для практических целей точностью.

Экспериментальными исследованиями работы штампованных закладных деталей со сферическими выступами на анкерных участках\* установлено, что разрушение заделки деталей во фрагментах внутренних несущих стеновых панелей происходит от раскалывания бетона полосовыми анкерами [1]. Однако в реальных условиях зона анкеровки закладной детали подвергается обжатию вышележащими железобетонными элементами. Направление сжимающих напряжений от обжатия примерно перпендикулярно плоскости полосовых анкеров, а величина их, согласно расчетам МНИИТЭП, изменяется по высоте крупнопанельного здания от 0,03 до 0,4  $R_{\text{пр}}$ .

Для определения действительной прочности и жесткости заделки штампованных закладных деталей в несущих стеновых панелях при совместном действии сдвигающих и прижимающих сил, а также для выработки предложений по их расчету, в НИИЖБ испытали 15 образцов-фрагментов внутренних стеновых панелей размером  $940 \times 800 \times 140$  мм из бетона марки М 200, армированных легким пространственным каркасом из стержней  $\varnothing 5$  мм В-1. В каждом фрагменте было

забетонировано по две закладные детали основной марки (4Ш1) Московского территориального каталога.

Испытания проводили в стальной замкнутой раме (рис. 1). Поперечные сжимающие напряжения в зоне анкеровки деталей создавались горизонтальным гидродомкратом, а сдвигающие силы, действующие на штампованные детали, — вертикальным гидродомкратом. Снижение влияния сил трения между прижимным штампом и бетоном на напряженно-деформированное состояние зоны анкеровки достигалось установкой антифрикционных прокладок толщиной 4 мм из двух слоев фторопласта. Величину сжимающих напряжений под штампом  $\sigma_{06}$  варьировали в пределах (0,015—0,72)  $R_{\text{пр}}$ . Три контрольных образца-фрагмента испытали без поперечного обжатия.

Перемещения пластины закладной детали в плоскости и из плоскости торца фрагмента замеряли четырьмя индикаторами часового типа, установленными симметрично относительно плоскости фрагмента по два с каждой стороны.

Деформации бетона в направлении перпендикулярном к линиям вероятного раскалывания и откалывания устанавливали по показаниям тензорезисторов с базой 50 мм, наклеенных с переменным шагом вдоль этих линий.

\* А. с. № 552396. Дмитриев И. Н. Закладная деталь — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1977, № 2.

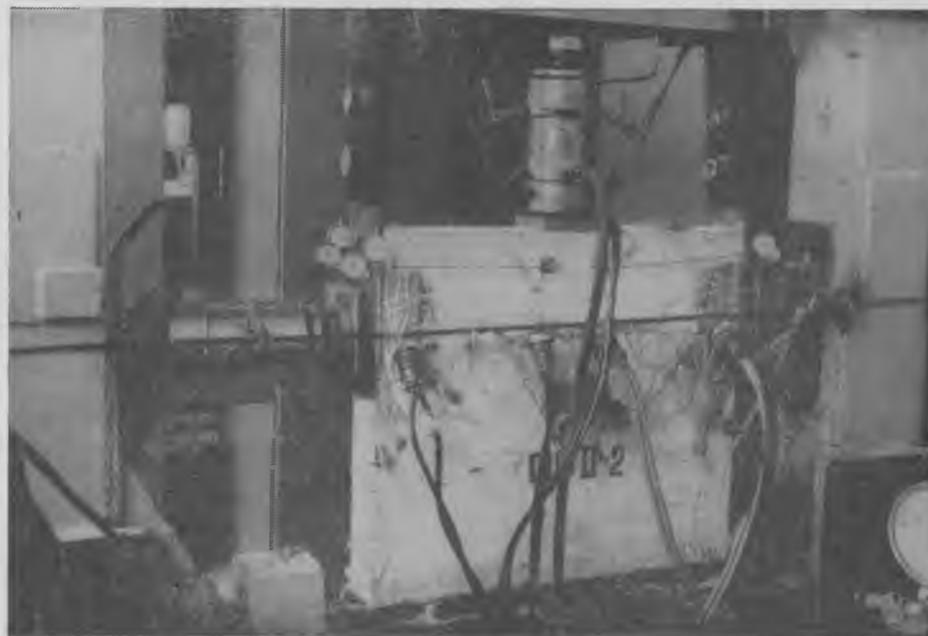


Рис. 1. Испытание образцов-фрагментов внутренних стеновых панелей

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Розанов Н. П. и др. Исследование термонапряженного состояния облегченных бетонных плотин на моделях и усовершенствованные методики моделирования. — В кн.: Научные исследования по гидротехнике в 1974 г. — Л.: Энергия, 1975.
2. Третьяченко Г. Н. Моделирование при изучении прочности конструкций. — Киев: Наукова Думка, 1979.

Результаты экспериментального исследования работы штампованных закладных деталей в обжатом бетоне представлены на рис. 2, 3.

Анализ результатов испытаний свидетельствует о том, что наличие поперечных сжимающих напряжений в бетоне зоны заделки полосовых анкеров существенно улучшает работу закладных деталей на сдвигающую силу. Установлено, что при обжатии бетона зоны анкеровки штампованной детали до  $\sigma_{об} \geq 0,03 R_{пр}$  предельное состояние по раскалыванию не реализуется, разрушение происходит в результате откалывания бетонного массива по линии, проходящей через последний сферический выступ полосового

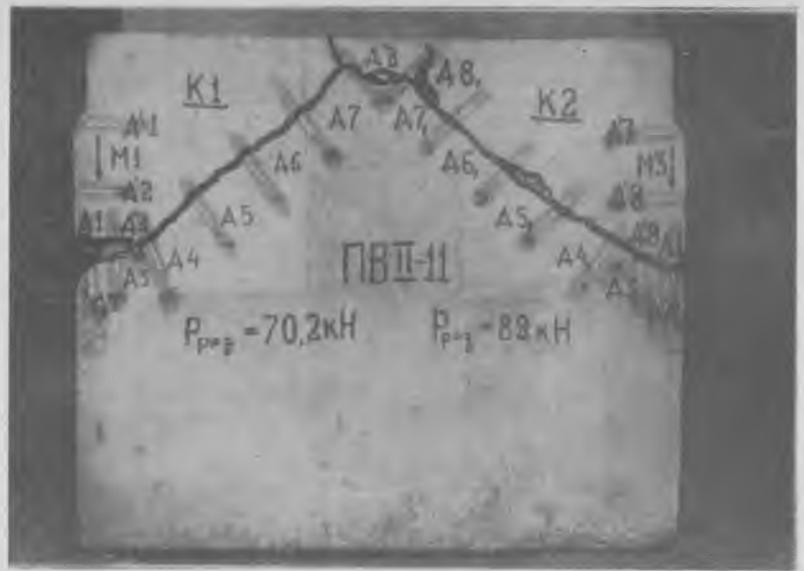


Рис. 4. Характер разрушения обжатого фрагмента

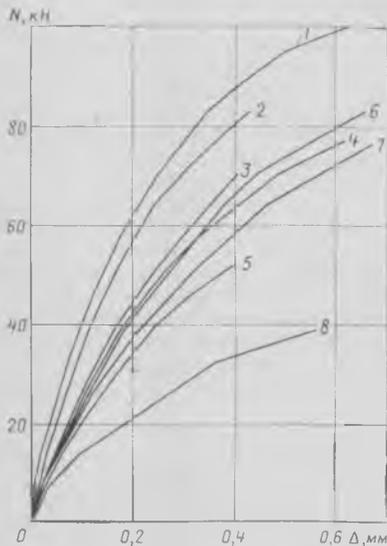


Рис. 2. Влияние поперечного обжатия на перемещения штампованных закладных деталей

1—5 — фрагменты из бетона  $R=21$  МПа, обжатые до напряжений 0,72; 0,5; 0,25; 0,125 и 0  $R_{пр}$ ; 6—8 — то же, из бетона  $R=16$  МПа, обжатые до напряжений 0,5; 0,25 и 0,1  $R_{пр}$

анкера под углом к верхней грани фрагмента примерно равным  $45^\circ$  (рис. 4). При этом величина разрушающей нагрузки увеличивается с повышением напряжений поперечного обжатия. Начальные трещины откалывания при  $\sigma_{об} = (0,03-0,25) R_{пр}$  образуются у концов полосовых анкеров и затем развиваются к торцевой и верхней граням фрагментов, а при  $\sigma_{об} > 0,25 R_{пр}$  наибольшие главные растягивающие напряжения в бетоне смещаются ближе к торцевой грани. Это объясняется, по-видимому, влиянием на предельное состояние заделки напряжений от обжатия, удельное значение которых уменьшается с удалением от штампа.

Расчетная зависимость несущей способности по откалыванию бетона зоны анкеровки штампованной закладной детали от величины напряжений попереч-

ного обжатия может быть принята в виде:

$$N_{i,отк} = 0,5 R_p (h + c) b (1 + m_p 2,5 \times \left. \begin{matrix} \times \frac{\sigma_{об}}{R_{пр}} \end{matrix} \right), \quad (1)$$

где  $N_{i,отк}$  — расчетное значение откалывающей силы;  $h, c$  — расстояние от центра последнего сферического выступа полосового анкера до грани панели соответственно в направлении сдвигающей силы  $N$  и перпендикулярном ей;  $b$  — толщина панели;  $\sigma_{об}$  — сжимающие напряжения в бетоне зоны анкеровки от поперечного обжатия, определяемые как для упругого материала от постоянно действующей нагрузки:  $\sigma_{об} \leq 0,5 R_{пр}$ ;  $m_p$  — понижающий коэффициент, учитывающий разброс в значениях опытных данных и возможность неравномерного обжатия бетона в натуральных конструкциях:  $m_p = 0,5$ .

Следует отметить, что формула (1) базируется на опытных данных, полученных при  $\sigma_{об} \leq 0,5 R_{пр}$ , так как при больших уровнях обжатия разрушение фрагмента наступило от разрыва полосовых анкеров в сечении, проходящем через центры первых сферических выступов.

Влияние поперечного обжатия на жесткость заделки закладных деталей проявляется в несколько меньшей степени, чем на несущей способности. При этом фактор обжатия больше влияет на жесткость сцепления полосовых анкеров в предельном состоянии, когда взаимные смещения системы «бетон — анкер» значительны, что объясняется нарушением адгезионных связей, практически не зависящих от напряженно-деформированного состояния окружающего бетона, и повышением удельного значения сил зацепления и трения в общем сопротивлении сдвигу анкера.

На графиках  $\Delta - N$  критические точки, характеризующие начало интенсивного роста перемещений закладной детали вследствие смятия под сферическими выступами и образования микротрещин в контактном слое, с повышением поперечного обжатия становятся более

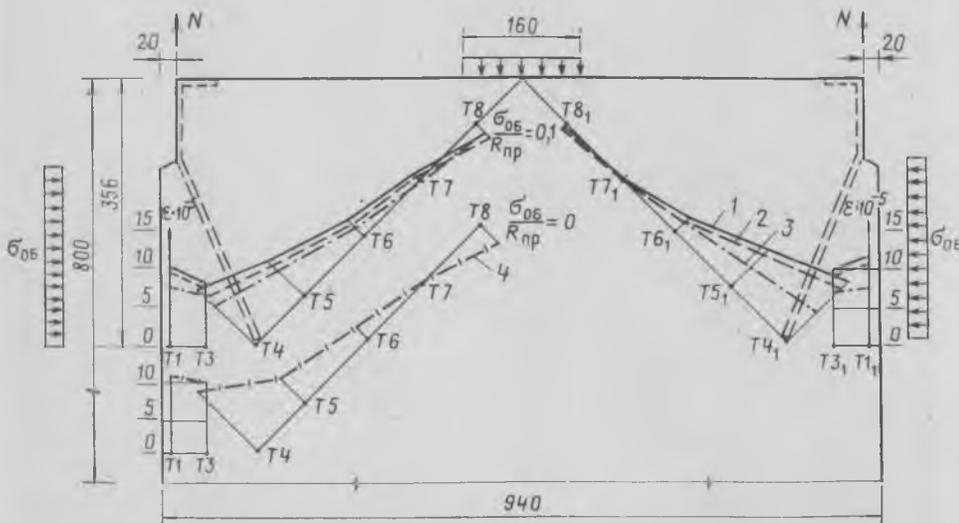


Рис. 3. Эпюры деформаций бетона по линии вероятного откола

1—3 — при обжатии фрагмента до  $\sigma_{об} = 0,1 R_{пр}$  и нагрузки на закладную деталь 82,8, 75,5, 63,9 кН; 4 — то же, без обжатия при нагрузке на закладную деталь 63,9 кН

ярко выражены, а критическая нагрузка и соответствующее ей перемещение увеличиваются.

Обработка экспериментальных данных позволила уточнить выражение расчетной формулы по смятию бетона под сферическими выступами полосовых анкеров, которая приведена в работе [2]. При наличии поперечного обжатия расчет на смятие бетона под сферическими выступами штампованных закладных деталей рекомендуется производить из условия

$$N \leq 1,33 \sqrt{R_{пр}} F_{см}^B (19 - n_{с.в}) \times n_{с.в} n_{п.а} \left( 1 + m_p 1,1 \sqrt{\frac{\sigma_{об}}{R_{пр}}} \right) \quad (2)$$

где  $F_{см}^B$  — площадь проекции поверхности смятия одного сферического выступа на плоскость нормальную продольной оси анкера, мм<sup>2</sup>;  $n_{с.в}$  — число сферических выступов на одном полосовом анкере;  $n_{с.в} \leq 9$ ;  $n_{п.а}$  — число полосовых анкеров по направлению осевой выдергивающей силы  $N$ .

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Катин Н. И., Сомов В. М., Хардаев П. К. Штампованные закладные детали железобетонных изделий крупнопанельных жилых зданий. — В кн.: Штампованные и сварные закладные детали железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1979.
- Катин Н. И., Хардаев П. К. Расчет и конструирование штампованных закладных деталей крупнопанельных жилых зданий. — Бетон и железобетон, 1980, № 9.

На ВДНХ СССР

## Теплые полы

Для устройства теплых полов животноводческих помещений, а также других сельскохозяйственных или промышленных и гражданских зданий ЛатНИИСтроительства Гостроя ЛатвССР (ведущая организация-разработчик) предложены покрытия из теплоизоляционно-конструктивных композитных бетонов (ТККБ) на основе термопластичного связующего (полиэтилена) и зернистых наполнителей (песка, гравия, керамзита, перлита, щебня). Такие полы обладают высокой химической стойкостью, нетоксичностью, малой полимероемкостью, хорошими физико-механическими свойствами. По теплотехническим показателям они близки к деревянным полам, но значительно долговечнее их.

ТККБ получают смешением нагретого наполнителя заданного фракционного состава с ненагретым связующим, взятых в определенных соотношениях. Изделия из ТККБ изготавливают путем уплотнения горячей смеси в форме и последующего их охлаждения. Конструкции решены в двух вариантах: комплексные крупноразмерные плиты, укладываемые на грунтовое основание, и однослойные плиты покрытий.

Комплексные плиты полной заводской готовности, включающие покрытие из ТККБ и подстилающий слой, разработаны 10 типоразмеров (площадью от 1,9 до 4,7 м<sup>2</sup>) для различных животноводческих зданий.

На фермах колхоза «Ропажн» Рижского района ЛатвССР впервые уложено 1500 м<sup>2</sup> таких полов.

УДК 624.016.046

П. Ф. ДРОЗДОВ, д-р техн. наук (МИСИ),  
В. А. ДЗЮБА, канд. техн. наук (Комсомольский-на-Амуре политехнический ин-т);  
Л. Л. ПАНЬШИН, канд. техн. наук (ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов)

## Прочность диафрагм каркасных многоэтажных зданий

Уточнение методов проектирования сборных железобетонных диафрагм жесткости каркаса серии 1.020-1 с учетом перераспределения усилий вследствие нелинейных и пластических деформаций материала позволяет вскрыть дополнительные резервы и в итоге повысить технико-экономическую эффективность полносборного гражданского строительства. Основой уточненного расчета являются достоверные диаграммы деформирования конструктивных элементов и стыков. Особенно важны полные диаграммы с нисходящей ветвью.

Экспериментальные диаграммы деформирования конструкций и соединений каркасных диафрагм были получены по методу контролируемых перемещений.

Испытательная установка обеспечивала деформирование образца с заданной скоростью (рис. 1). Основной частью установки является винтовой домкрат, позволяющий задавать с выбранным шагом перемещения исследуемой конструкции и выдерживать их неизменными на каждой ступени до полной стабилизации напряженно-деформированного состояния. Усилия измеряли динамометром, включенным в систему последовательно с опытным образцом. Деформации и перемещения фиксировали стандартными приборами (индикаторами, прогибомерами, механическими тензометрами, датчиками сопротивления и др.).

Специфика метода контролируемых перемещений выражается в конфигурации экспериментальной диаграммы — вследствие ползучести и пластических деформаций при выдерживании на каждой ступени происходит релаксация усилий в образце, которая выражается в появлении характерных вертикальных участков.

С помощью установки были испытаны бетонные образцы, а также модели элементов и стыков каркасных диафрагм (колонн, стеновых панелей, связей сдвига).

Для экспериментов использовали призмы сечением 100×100 мм со средней прочностью 21 МПа (серия I), 16 МПа (серия II) и 13 МПа (серия III) (рис. 2).

При деформациях, отвечающих нелинейному участку восходящей ветви графика (стадия пластического деформирования) и начальному участку нисходящей ветви (стадия микроразрушений) видимые признаки разрушений отсутствовали. При достаточно больших деформациях появляются и развиваются трещины, в том числе сквозные, выколы и др. (стадия интенсивного разрушения).

Аналитическая зависимость, выражающая связь между усилием в сжатом бетонном элементе и его деформациями  $\epsilon$ , предложена в форме

при  $\epsilon < \epsilon_{bi}$

$$N_b = \frac{N_{bu} \alpha_b r}{r^2 + (\alpha - 2)r + 1} \quad (1)$$

$$N_{bu} = R_c A_b \quad (2)$$

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{bu} E_b}{R_c} \quad (3)$$

$$r = \frac{\epsilon}{\epsilon_{bu}} \quad (4)$$

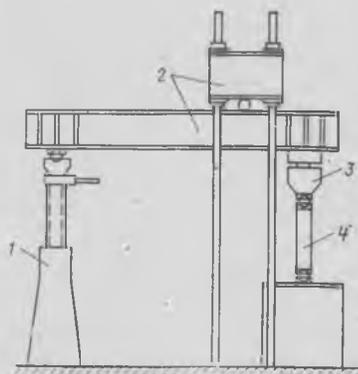


Рис. 1. Установка для испытаний  
1 — винтовой домкрат; 2 — рычаг; 3 — динамометр; 4 — опытный образец

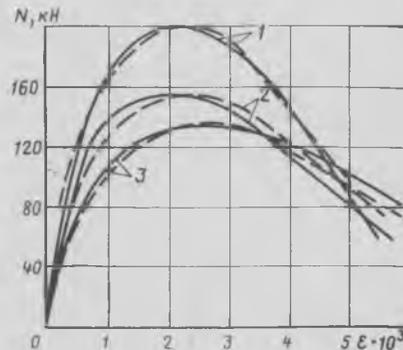


Рис. 2. Средние графики деформирования бетонных образцов  
1—3 — номера серий  
— экспериментальные графики;  
--- расчетные графики

при  $\epsilon > \epsilon_{bi}$

$$N_b = N_{bi} - \frac{(N_{bi} - N_{bi}) (\epsilon - \epsilon_{bi})}{\epsilon_{bi} - \epsilon_{bi}}, \quad (5)$$

где  $\epsilon_{bi}$  — деформации бетона, определяющие начало стадии интенсивного разрушения;  $N_{bu}$  — несущая способность бетонного элемента;  $\alpha_b$  — коэффициент пластичности;  $R_c$  — призматическая прочность бетона;  $A_b$  — площадь бетонного элемента;  $\epsilon_{bu}$  — деформации бетона при напряжениях, равных призматической прочности;  $E_b$  — модуль упругости бетона;  $\epsilon_{bl}$  — предельные деформации при полном разрушении бетона;  $N_{bl}$  — усилие в бетонном элементе в начале стадии интенсивного разрушения;  $N_{bl}$  — предельное усилие в бетонном элементе при полном разрушении.

Полученные экспериментальные данные, а также [1, 2] позволяют принять следующие количественные оценки параметров графика деформирования сжатого бетона:  $\epsilon_{bi} = 1,5 \epsilon_{bu}$ ;  $\epsilon_{bl} = 2,5 \epsilon_{bu}$ ;  $N_{bl} = 0,5 N_{bu}$ . Опытами установлено, что деформации  $\epsilon_{bu}$  меняются от 0,002 при  $R_c = 20$  МПа до 0,0025 при  $R_c = 15$  МПа.

Для железобетонных элементов расчетную диаграмму сжатия до начала стадии интенсивного разрушения можно получить, суммируя уравнения деформирования бетона (1) с уравнениями деформирования арматуры. Если конструкции армированы стальными, имеющими площадку текучести, расчетные зависимости, описывающие связь между усилием в железобетонном элементе  $N_r$  и его деформациями  $\epsilon$ , принимают вид:

$$\text{при } \epsilon < \frac{R_s}{A_s}$$

$$N_r = N_b + \epsilon E_s A_s;$$

$$\text{при } \epsilon > \frac{R_s}{A_s}$$

$$N_r = N_b + R_s A_s, \quad (7)$$

где  $R_s$  — расчетное сопротивление арматуры;  $E_s$  — модуль упругости арматуры;  $A_s$  — площадь арматуры. При  $\epsilon_{bi} < \epsilon < \epsilon_{rl}$  ( $\epsilon_{rl}$  — предельная деформация железобетонного элемента) можно пользоваться зависимостью (5), подставляя в нее характеристику железобетонной конструкции. При оценке предельных усилий и деформаций следует считаться с возможной потерей устойчивости арматуры и принимать соответствующие параметры с некоторой осторожностью:

$$\left. \begin{aligned} N_{rl} &= 0,5 (N_{bi} + R_s A_s); \\ \epsilon_{rl} &= 2 \epsilon_{bi}. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Сопоставление предложенных аналитических зависимостей с результатами опыта для бетонных элементов представлено на рис. 2. Испытания сжатых моделей железобетонных элементов (колонн, стеновых панелей) также подтвердили справедливость расчетных формул.

Помимо сжатых бетонных и железобетонных элементов испытывали модели сварных стыков диафрагм, работающих на сдвиг. Сварные стыки каркасных диафрагм выполняются приваркой листовых монтажных накладок к закладным дета-

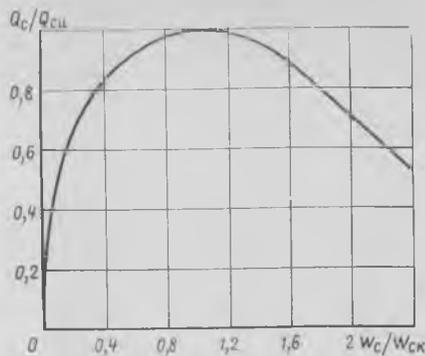


Рис. 3. Расчетный график деформирования сварных стыков

лям конструктивных элементов. Закладные детали закрепляют в стеновых панелях и в колоннах касательными и нормальными анкерами. В результате испытаний предложена зависимость между поперечной силой  $Q_c$  в стыке и взаимным перемещением  $W_c$  концов связи в диапазоне  $W_c < W_{ci}$ .

$$Q_c = \frac{Q_{ci} \alpha_c r}{r^2 + (\alpha_c - 2) r + 1}; \quad (9)$$

$$= \frac{W_c}{W_{ci}}; \quad (10)$$

$$W_{ci} = \alpha_c \delta_c Q_{ci}, \quad (11)$$

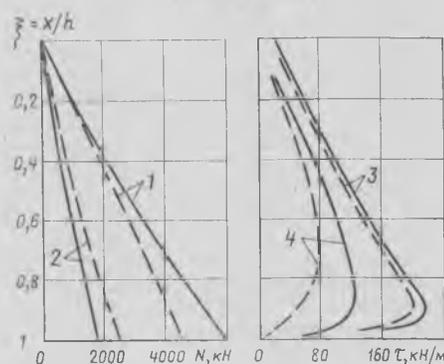
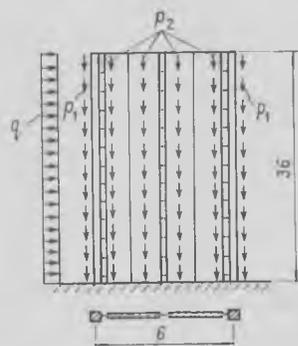


Рис. 4. Результаты расчета сборной диафрагмы

1, 2 — эпюры продольных сил в более сжатых диафрагменной колонне и полосе стеновой панели; 3, 4 — эпюры сдвигающих усилий в крайнем и среднем швах  
— результаты неупругого расчета; --- результаты упругого расчета  
 $p_1 = 75$  кН/м;  $p_2 = 37,5$  кН/м;  $q = 12,5$  кН/м

где  $Q_{cu}$  — несущая способность соединения;  $\alpha_c$  — коэффициент пластичности связи;  $\alpha_c = 5,25$ ;  $W_{cu}$  — перемещение связи, отвечающее несущей способности;  $W_{ci}$  — перемещение связи, определяющее начало стадии интенсивного разрушения;  $\delta_c$  — начальная податливость связи.

Несущую способность связи можно оценивать с учетом СНиП II-21-75. Начальную податливость связи допустимо назначать в соответствии с рекомендациями СВН 32-77. Результаты испытаний позволяют принимать следующие значения параметров диаграммы деформирования сварных стыков:  $W_{ci} = 1,5 W_{ci}$ ;  $W_{ci} = 2,5 W_{cu}$ ;  $Q_{ci} = 0,5 Q_{cu}$ .

В диапазоне  $W_{ci} < W_c < W_{ci}$  диаграмма деформирования выражается интерполяционной зависимостью, аналогичной (5).

При сопоставлении расчетной диаграммы деформаций стыка с результатами опыта отмечается хорошее совпадение (рис. 3).

На основе полученных данных были проведены расчетные исследования перераспределения усилий в сборных железобетонных диафрагмах серии 1.020-1. В расчетах применена полосовая модификация дискретно-континуальной модели, в которой столбами являются диафрагменные колонны и сравнительно узкие полосы, выделенные в пределах стеновых панелей и объединенные фиктивными абсолютно жесткими связями сдвига. Использование такой расчетной модели, в элементах которой возникают преимущественно осевые усилия, позволило существенно упростить подготовку исходных данных. Расчеты выполнены на ЭВМ М-6000 по программе ПРЕСС. В качестве примера на рис. 4 представлены результаты расчета сборной типовой диафрагмы на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок в виде эпюр внутренних усилий. Несущая способность диафрагменных колонн принята равной 6000 кН. Отмечается существенное перераспределение усилий, в результате которого значительно повышается несущая способность диафрагмы (при расчете в упругой стадии без учета перераспределения усилий при исчерпании прочности стеновой панели усилия в колонне не достигают предельных значений).

В результате экспериментально-теоретических исследований были разработаны практические приемы расчета сборных диафрагм по предельным состояниям, включенные в указания по расчету зданий, проектируемых с применением конструкций серии 1.020-1.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Байков В. Н. Расчет изгибаемых элементов с учетом экспериментальных зависимостей между напряжениями и деформациями для бетона и высокопрочной арматуры. — Известия вузов. Строительство и архитектура, 1981, № 5.
2. Карпенко Н. И., Мухамедиев Т. А. Расчету прочности нормальных сечений изгибаемых элементов. — Бетон и железобетон, 1983, № 4.

Л. П. МАКАРЕНКО, канд. техн. наук (Украинский ин-т инженеров водного хозяйства)

## Оценка деформаций бетонов с учетом нелинейной ползучести

Способ оценки прочности  $R_\tau$  и относительных деформаций  $\varepsilon_{\sigma\tau}$ ,  $\varepsilon_{\sigma t\tau}$  бетонов при постоянных режимах окружающей среды и загрузки в зависимости от основных факторов, влияющих на развитие этих процессов (напряжения  $\sigma$ , начальный уровень  $\eta_\tau = \sigma/R_\tau$ , возраст бетона  $t-\tau$ ), распространяется на любые виды и марки бетона при первичном кратковременном и длительном центральном сжатии, растяжении и кручении. Режим кратковременного нагружения соответствует  $v_\sigma = d\sigma/dt = \text{const}$  при  $0 \leq \tau \leq \infty$  и  $0 \leq \sigma \leq R_\sigma$ ; режим длительного нагружения характеризуется сохранением на протяжении  $0 \leq t-\tau \leq \infty$  достигнутых при кратковременном нагружении в возрасте  $0 \leq \tau \leq \infty$  постоянных напряжений  $0 \leq \sigma_t = \sigma_\tau = \text{const} \leq R_{\text{дл}}$ .

Рассматриваемый способ основан на статистических обобщенных по результатам 154-х серий опытов некоторых особенностей твердения и развития продольных, поперечных, сдвиговых и угловых деформаций тяжелого и легкого бетонов марок М50—М800 при кратковременном и длительном сжатии, растяжении и кручении с возраста 1 сут  $\leq \tau \leq 14$  лет при уровне напряжений  $0 \leq \eta_\tau \leq 0,95$

и продолжительности загрузки  $0 \leq \tau \leq 6$  лет.

Твердение, кратковременное и длительное деформирование при постоянных режимах окружающей среды и загрузки являются случайными процессами, напоминающими цепные механизмы, которые развиваются в соответствии с экстремальными принципами. Поэтому они аппроксимируются на всем протяжении и во взаимосвязи гиперболическими корреляционными зависимостями вида  $y = f(x) = x/M_{xy} x(a+bx)$ , которые статистически линеаризируются по опытным данным заменой зависимой переменной  $y$  секущим модулем  $M_{xy} = x/y = a+bx$  (см. рисунок, ГОСТ 24452—80, ГОСТ 24544—81):

$$R_\tau = \frac{\sqrt[3]{\tau}}{M_{R\tau}} = R_\infty \frac{\sqrt[3]{\tau}}{4,16 + \sqrt[3]{\tau}}; \quad (1)$$

$$\varepsilon_{\sigma\tau} = \varepsilon_{\sigma\tau}^{\text{уп}} + \varepsilon_{\sigma\tau}^{\text{бп}} = \frac{\sigma}{E'_{\sigma\tau}} = \frac{\sigma}{E_{0\tau} - \frac{E_{0\tau} - E'_{R\tau}}{R_\tau} \sigma}$$

Зависимости	Соотношение исследуемых величин	n, шт.	r	$\frac{r}{m_r}$	M	$\pm \sigma$ , %	$\pm P$ , %
(2), (3), (4), (5)	$(E'_{\sigma t\tau} / E'_{\sigma\tau})^{\text{кп}} / (E'_{\sigma t\tau} / E'_{\sigma\tau})^{\text{оп}}$	4352	-0,9907	3878	1,001	0,99	0,04
(6)	$(E'_{R\tau} / R_\tau)^{\text{кп}} / (E'_{R\tau} / R_\tau)^{\text{оп}}$	103	—	—	1,005	7,29	2,50
—	$(R_{\text{к}})_{ij} / R_{\text{к}}$	253	—	—	0,977	13,8	10,0
—	$(R_\infty)_{ij} / R_\infty$	253	—	—	1,004	7,36	3,54
—	$(E_\infty)_{ij} / E_\infty$	253	—	—	1,003	2,99	1,29
—	$(\sigma_{\text{сж}})_{ij} / \sigma_{\text{сж}}$	1810	—	—	1,000	5,67	1,27
—	$(E_{\text{сж}})_{ij} / E_{\text{сж}}$	1810	—	—	1,001	15,4	2,81
(9)	$R_{\text{т}}^{\text{кп}} / R_{\text{т}}^{\text{оп}}$	297	+0,9492	123	1,000	18,3	1,09
(1)	$\alpha R_{\text{т}}^{\text{кп}} / \alpha R_{\text{т}}^{\text{оп}}$	75	—	—	1,052	20,5	2,37
(12)	$\alpha E_{\text{сж}}^{\text{кп}} / \alpha E_{\text{сж}}^{\text{оп}}$	22	-0,9982	80	0,973	16,1	4,44
(13)	$(\alpha R_{\text{к}})_{ij} / \alpha R_{\text{к}}$	15	—	—	0,215	29,7	7,00
(14)	$\alpha \sigma_{\text{сж}}^{\text{кп}} / \alpha \sigma_{\text{сж}}^{\text{оп}}$	103	—	—	0,985	3,21	0,68
(15)	$\alpha E_{0\tau}^{\text{кп}} / \alpha E_{0\tau}^{\text{оп}}$	122	—	—	1,021	9,26	0,84
—	$(\alpha R_{28})_{ij} / \alpha R_{28}$	18	—	—	0,480	30,4	7,15
—	$(\alpha E_{0,28})_{ij} / \alpha E_{0,28}$	18	—	—	0,809	9,62	2,27

$$= \frac{\sigma}{E_{0\tau} - \frac{E_{0\tau} - E_{\text{сж}}}{\sigma_{\text{сж}}} \sigma}; \quad (2)$$

$$\varepsilon_{\sigma t\tau} = \varepsilon_{\sigma\tau} + \varepsilon_{\sigma t\tau}^{\text{дп}} = (\varepsilon_{\sigma\tau}^{\text{уп}} + \varepsilon_{\sigma t\tau}^{\text{л, дп}}) + (\varepsilon_{\sigma\tau}^{\text{бп}} + \varepsilon_{\sigma t\tau}^{\text{н, дп}}) = \frac{\sigma}{E'_{\sigma t\tau}} =$$

$$= \frac{\sigma}{E_{0t\tau} - \frac{E_{0t\tau} - E'_{R\tau}}{R_\tau} \sigma} = \frac{\sigma}{E_{0t\tau} - \frac{E_{0t\tau} - E_{\text{сж}}}{\sigma_{\text{сж}}} \sigma}; \quad (3)$$

$$E'_{\sigma\tau} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{\sigma\tau}} = E_{0\tau} - \frac{E_{0\tau} - E'_{R\tau}}{R_\tau} \sigma = E_{0\tau} - \frac{E_{0\tau} - E_{\text{сж}}}{\sigma_{\text{сж}}} \sigma; \quad (4)$$

$$E'_{\sigma t\tau} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{\sigma t\tau}} = E_{0t\tau} - \frac{E_{0t\tau} - E'_{R t\tau}}{R_\tau} \sigma = E_{0t\tau} - \frac{E_{0t\tau} - E_{\text{сж}}}{\sigma_{\text{сж}}} \sigma; \quad (5)$$

где  $\varepsilon_{\sigma\tau}^{\text{уп}} = \sigma/E_{0\tau}$ ,  $\varepsilon_{\sigma\tau}^{\text{бп}}$  — относительные упругие деформации и нелинейные деформации быстронатекающей ползучести при кратковременном нагружении;  $\varepsilon_{\sigma t\tau}^{\text{л, дп}}$ ,  $\varepsilon_{\sigma t\tau}^{\text{н, дп}}$ ,  $\varepsilon_{\sigma t\tau}^{\text{дп}} = \varepsilon_{\sigma t\tau}^{\text{л, дп}} + \varepsilon_{\sigma t\tau}^{\text{н, дп}}$  — линейные, нелинейные и суммарные относительные деформации длительной ползучести;  $(\varepsilon_{\sigma\tau}^{\text{уп}} + \varepsilon_{\sigma\tau}^{\text{н, дп}}) = \sigma/E_{0\tau}$  — линейные деформации кратковременного и последующего длительного нагружения;  $E_{0\tau}$  — модуль упругости при кратковременном и модуль линейных деформаций при кратковременном и последующем длительном нагружении;  $E'_{\sigma\tau}$ ,  $E'_{\sigma t\tau}$ ,  $E'_{R\tau}$ ,  $E'_{R t\tau}$  — секущие модули деформаций кратковременного и длительного нагружения бетона при  $0 < \sigma < R_\tau$  и  $\sigma = R_\tau$ ;  $\tau$  и  $t-\tau$ , сут.

Зависимость  $E'_{R\tau} - R_\tau$  при кратковременном нагружении является линейной корреляционной (см. рисунок и таблицу):

$$E'_{R\tau} = \frac{R_\tau}{\varepsilon_{R\tau}} = R_\tau \frac{E_\infty}{R_\infty}; \quad (6)$$

где  $E_\infty$ ,  $R_\infty$  — модуль деформаций и прочность бетона при полном окаменении в возрасте  $\tau = \infty$ , т. е. при завершившейся гидратации цементного камня и отсутствии быстронатекающих деформаций ползучести.

В таблице представлены статистические характеристики исследуемых корреляционных зависимостей и вариационных рядов соотношений теоретических и опытных значений искомым величин, подчиняющихся закону нормального распределения.

Опытно-корреляционные прямые зависимости  $E'_{\sigma\tau} - \sigma$  по формуле (4) при кратковременном нагружении и  $0 \leq \tau \leq \infty$ ,  $0 \leq \sigma \leq R_\tau$  образуют верную диаграмму

(см. рисунок) с вершиной в общей параметрической точке  $K (R_K; E_\infty)$ , являющейся вследствие неоднородности бетона и несовершенства опыта центром точек взаимного пересечения прямых, наклон которых с осью  $\sigma$ , т. е. пластичность бетона, с увеличением  $\tau$  уменьшается, приближаясь при  $\tau = \infty$  к нулю. Как видно из рисунка, точка  $K$  определяет при  $\tau = \infty$  другую параметрическую точку  $M (R_\infty; E_\infty)$  диаграммы  $E_{\sigma\tau} - \sigma$ , т. е. предельную кратковременную прочность  $R_\infty$  и предельный кратковременный модуль деформаций бетона  $E_\infty$ .

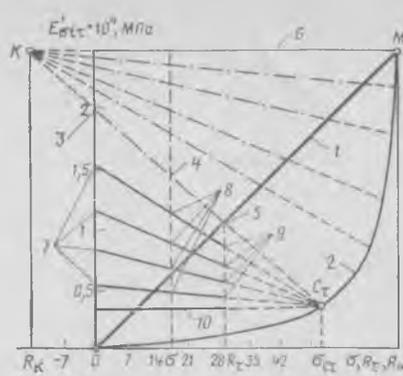
Семейства опытно-корреляционных прямых зависимостей  $E_{\sigma\tau} - \sigma$  по формуле (5) в процессе длительного нагружения при  $0 \leq t - \tau \leq \infty$  с фиксированными значениями  $0 \leq \tau \leq \infty$  образуют верные диаграммы (см. рисунок) с вершинами в параметрических точках  $C_\tau (\sigma_{c\tau}; E_{c\tau} = E_{\infty\tau})$ , являющихся центрами взаимного пересечения прямых, наклон которых с осью  $\sigma$ , т. е. нелинейность деформаций, с увеличением  $t - \tau$  уменьшается, приближаясь при  $t - \tau = \infty$  к нулю. Как видно из рисунка, точки  $C_\tau$  определяют при  $t - \tau = \infty$  предельный длительный модуль деформаций бетона  $E_{c\tau} = E_{\infty\tau}$ , нагруженного в возрасте  $0 \leq t \leq \infty$ , к моменту его окаменения независимо от  $\eta_\tau = \sigma/R_\tau$ . С увеличением  $\tau$  координаты точки  $C_\tau$  увеличиваются, достигая  $R_\infty$  и  $E_\infty$  при  $\tau = \infty$ .

Верные диаграммы корреляционных прямых  $E_{\sigma\tau} - \sigma$ ,  $E_{\sigma t\tau} - \sigma$  кратковременного и длительного нагружения бетонов с различными численными значениями параметров  $R_\infty, E_\infty, R_K, \sigma_{c\tau}, E_{c\tau} = E_{\infty\tau}$  были обобщены по относительным величинам во всех 154-х сериях опытов.

$$\begin{aligned} \alpha \sigma &= \frac{\sigma}{R_\infty}; \quad \alpha E_{\sigma\tau} = \frac{E_{\sigma\tau}}{E_\infty}; \\ \alpha R_\tau &= \frac{R_\tau}{R_\infty} = \alpha E_{R\tau} = \frac{E_{R\tau}}{E_\infty}; \\ \alpha R_K &= \frac{|R_K|}{E_\infty}; \quad \alpha E_{0\tau} = \frac{E_{0\tau}}{E_\infty}; \\ \alpha E_{\sigma t\tau} &= \frac{E_{\sigma t\tau}}{E_\infty}; \quad \alpha E_{0 t\tau} = \frac{E_{0 t\tau}}{E_\infty}; \\ \alpha \sigma_{c\tau} &= \frac{\sigma_{c\tau}}{R_\infty}; \quad \alpha E_{c\tau} = \frac{E_{c\tau}}{E_\infty} = \\ &= \alpha E_{\infty\tau} = \frac{E_{\infty\tau}}{E_\infty}. \end{aligned} \quad (7)$$

Согласно (7) и геометрии верных диаграмм  $E_{\sigma\tau} - \sigma$ ,  $E_{\sigma t\tau} - \sigma$  между прочностными и деформативными характеристиками бетонов существуют зависимости

$$\begin{aligned} \frac{1 - \alpha E_{0\tau}}{\alpha R_K} &= \frac{\alpha E_{0\tau} - \alpha R_\tau}{\alpha R_\tau} = \\ &= \frac{1 - \alpha R_\tau}{\alpha R_K - \alpha R_\tau} = \frac{1 - \alpha E_{c\tau}}{\alpha R_K + \alpha \sigma_{c\tau}} = \\ &= \frac{\alpha R_\tau - \alpha E_{c\tau}}{\alpha \sigma_{c\tau} - \alpha R_\tau}. \end{aligned} \quad (8)$$



Верные диаграммы линейных корреляционных зависимостей  $E_{\sigma\tau} - \sigma$ ,  $E_{\sigma t\tau} - \sigma$  кратковременного (---) и длительного (—) нагружения бетона в возрасте  $0 \leq \tau \leq \infty$ , их параметры  $E_{0\tau}, E_{0 t\tau}, E_{R\tau}, E_{R t\tau}$  и параметрические точки  $K, M, C_\tau$  с координатами  $R_K, E_\infty, R_\infty, 0 \leq \sigma_{c\tau} \leq R_\infty, 0 \leq E_{\infty\tau} = E_{c\tau} \leq E_\infty$  по зависимости (6); 2 — по зависимости (12); 3 —  $E_{0\tau}$ ; 4 —  $E_{\sigma\tau}$ ; 5 —  $E_{R\tau}$ ; 6 —  $E_\infty$ ; 7 —  $E_{0 t\tau}$ ; 8 —  $E_{\sigma t\tau}$ ; 9 —  $E_{R t\tau}$ ; 10 —  $E_{\infty\tau} = E_{c\tau}$ .

Статистический анализ верных диаграмм  $E_{\sigma\tau} - \sigma$  свидетельствует о том, что коэффициент относительного изменения секущих модулей деформаций бетонов  $K_{t\tau}$  при длительном нагружении  $0 \leq t - \tau \leq \infty$  независимо от  $0 \leq \sigma \leq R_{дл}$  и  $0 \leq \tau \leq \infty$

$$\begin{aligned} K_{t\tau} &= \frac{E'_{\sigma t\tau} - E'_{\sigma\tau}}{E'_{\sigma\tau} - E_{c\tau}} = \frac{E_{0 t\tau} - E_{0\tau}}{E_{0\tau} - E_{c\tau}} = \\ &= \frac{\sqrt{t-\tau}}{5 + \sqrt{t-\tau}}; \quad \frac{\partial K_{t\tau}}{\partial \sigma} = \frac{\partial K_{t\tau}}{\partial \tau} = 0, \quad (9) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{откуда} \quad E'_{\sigma t\tau} &= E'_{0\tau} - \\ &- (E_{\sigma\tau} - E_{c\tau}) \frac{\sqrt{t-\tau}}{5 + \sqrt{t-\tau}}; \quad (10) \\ E_{0 t\tau} &= E_{0\tau} - \\ &- (E_{0\tau} - E_{c\tau}) \frac{\sqrt{t-\tau}}{5 + \sqrt{t-\tau}}. \quad (11) \end{aligned}$$

Аппроксимация зависимости (9) произведена линейризацией ее по методу секущих моделей при  $M'_K = \sqrt{t-\tau}/K_{t\tau} = 5 + \sqrt{t-\tau}$ .

Гиперболическая зависимость  $\alpha E_{c\tau} - \alpha \sigma_{c\tau}$  установлена линейризацией ее опытно-корреляционной зависимостью

$$\begin{aligned} M'_{c\tau} &= \alpha E_{c\tau} / \alpha \sigma_{c\tau} = 19 - 18 \alpha \sigma_{c\tau}; \\ \alpha E_{c\tau} &= \frac{E_{c\tau}}{E_\infty} = \frac{\alpha \sigma_{c\tau}}{19 + 18 \alpha \sigma_{c\tau}}. \quad (12) \end{aligned}$$

Среднее статистическое  $\alpha R_K$  по результатам опытов (см. таблицу).

$$\alpha R_K = \frac{|R_K|}{R_\infty} = 0,215. \quad (13)$$

Зависимости  $(\alpha \sigma_{c\tau} - \alpha R_\tau)$ ,  $(\alpha E_{0\tau} - \alpha R_\tau)$ ,  $(\alpha \sigma_{c\tau} - \tau)$ ,  $(\alpha E_{0\tau} - \tau)$  определя-

ют при совместном решении формулы (8) с учетом (1), (6), (13) и рисунка:

$$\begin{aligned} \alpha \sigma_{c\tau} &= \frac{\sigma_{c\tau}}{R_\infty} = \\ &= \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}; \quad (14) \\ A &= 18(1 - \alpha R_\tau); \quad B = - \\ &- (19 + 18 \alpha R_K \alpha R_\tau) = \\ &= - (19,215 + 3,87 \alpha R_\tau); \\ C &= 19(1 + \alpha R_K) \alpha R_\tau = 23,085 \alpha R_\tau; \\ \alpha E_{0\tau} &= \frac{E_{0\tau}}{E_\infty} = 1 - \frac{\alpha R_K(1 - \alpha R_\tau)}{\alpha R_K + \alpha R_\tau} = \\ &= \frac{1,215 \alpha R_\tau}{0,215 + \alpha R_\tau}. \quad (15) \end{aligned}$$

При  $\tau = 28$  сут  $\alpha R_{28} = R_{28}/R_\infty = 0,413$ ;  
 $\alpha E_{0,28} = E_{0,28}/E_\infty = 0,799$ .

Знание модулей деформаций  $E_{0\tau}, E_{0 t\tau}, E'_{\sigma\tau}, E'_{\sigma t\tau}$  позволяет установить, кроме деформаций по (2), (3), все деформативные характеристики бетонов, согласно [1] и ГОСТ 24452-80, ГОСТ 24544-81, с разделением их на линейные и нелинейные составляющие (удельную ползучесть и др.).

Пример. Дано: бетон мелкозернистый естественного твердения;  $\tau = 14$  сут;  $R_{пр\tau}^{оп} = 32,1$  МПа;  $\eta_\tau = \sigma/R_{пр\tau}^{оп} = 0,87$ ;  $\sigma = 27,93$  МПа;  $t - \tau = 0$ ; 230 сут. Необходимо определить  $\varepsilon_{\sigma\tau}, \varepsilon_{\sigma t\tau}^{дп} = \varepsilon_{\sigma t\tau} - \varepsilon_{\sigma\tau}$  при центральной сжатии.

По СНиП II-21-75  $R_{пр\tau}^{оп} = (1 - 1,64 v)$  и при  $v = 0,134$   $R_{пр\tau}^{н} = 25$  МПа. По табл. 11 и 18 СНиП  $R_\tau = 44,2$  МПа,  $E_{0\tau} = 34260$  МПа. При  $\tau = 14$  сут по (1) и (6)  $\alpha R_{пр\tau} = \alpha E_{R_{пр\tau}} = 0,367$ , откуда  $R_{пр\infty} = 87,47$  МПа. При  $t - \tau = 0$  по (15)  $\alpha E_{0\tau} = 0,766$ , откуда по (6)  $E_\infty = 47730$  МПа и  $E'_{R_{пр\tau}} = 16420$  МПа. По (4) при  $t - \tau = 0$ :  $E'_{\sigma\tau} = 18740$  МПа и  $\varepsilon_{\sigma\tau} = 149,0 \cdot 10^{-5}$ . При  $t - \tau = 230$  сут по (14), (12), (11) соответственно:  $\alpha \sigma_{c\tau} = 0,692$ ,  $E_{c\tau} = E_{\infty\tau} = 3770$  МПа,  $E'_{\sigma t\tau} = 7410$  МПа, откуда по (3)  $\varepsilon_{\sigma t\tau} = \sigma/E'_{\sigma t\tau} = 376,9 \cdot 10^{-5}$ . Деформации длительной ползучести  $\varepsilon_{\sigma t\tau}^{дп} = \varepsilon_{\sigma t\tau} - \varepsilon_{\sigma\tau} = 227,9 \cdot 10^{-5}$ . Опытное значение ее по [2] составляет  $223,8 \cdot 10^{-5}$ , отклонение  $+1,8\%$ . При  $t - \tau = \infty$   $\varepsilon_{\sigma\infty} = \sigma/E_{c\tau} = 760 \cdot 10^{-5}$ .

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Методические рекомендации по исследованию усадки и ползучести бетона. — М.: Стройиздат, 1975.

Г. К. ВОРОБЬЕВ, канд. техн. наук, А. В. ФАДЕЕВ, инж. (ГипроНИИАвиапром)

## Армопенобетонные плиты покрытий промзданий после длительной эксплуатации

Обследовали армопенобетонные плиты покрытий корпусов промышленных зданий длиной до 270 м с пролетами ферм 12, 18, 24 и 36 м. Корпуса, находящиеся в эксплуатации с 1953—1954 гг., обслуживаются опорными кранами грузоподъемностью 10, 25, 50 т (рис. 1). Плитами покрытия этих корпусов служат мелко-размерные сплошные армопенобетонные с торцами в виде «ласточкина хвоста», прямоугольными торцами и доборными плитами. Плиты были выполнены в соответствии с ГОСТ 1781—49, но длина их была увеличена.

Обследование проводили для выяснения возможности дальнейшей эксплуатации плит покрытия и их надежности после 30 лет эксплуатации с помощью визуального осмотра плит покрытия, детального осмотра и испытания плит покрытия на прочность по методике [1].

Наиболее характерными дефектами при визуальном осмотре плит покрытия являлись трещины в плитах до 0,3 мм (579 шт.), ржавые пятна на поверхности плит, коррозия арматуры (632 шт.), раковины, отверстия до 20 мм (28 шт.), отслоения пенобетона (309 шт.), нарушение опирания (41 шт.), выкол пенобетона с обнажением арматуры до 20 см (902 шт.), высолы, белый налет (1782 шт.), отслоение штукатурки между швами плит (358 шт.).

При визуальном осмотре было выявлено 4109 дефектных армопенобетонных плит покрытия. Эти плиты были отобраны для дальнейшего осмотра и освидетельствования.

Характерными дефектами при детальном осмотре плит были трещины с шириной раскрытия более 0,3 мм (29 шт.), обнажение арматуры более 20 см (88 шт.), отслоение (47 шт.) и выколы пенобетона, отверстия более 20 мм (111 шт.), отслоение штукатурки (47 шт.). После детального осмотра дефекты были обнаружены в 134 армопенобетонных плитах.

Наибольшее число дефектов наблюдается в эндонных зонах. По проекту в них должны быть расположены железобетонные плиты покрытия, но практиче-

ски везде установлены армопенобетонные. Частично на армопенобетонные плиты, особенно в зоне эндон, нанесен слой торкрет-бетона, иногда превышающий 70—80 мм. Во многих местах возможно падение кусков набетонки.

Плиты покрытия с различными дефектами предполагалось снять с кровли и подвергнуть испытаниям на прочность.

В сжатой зоне пенобетона снимаемых плит были обнаружены продольные и поперечные трещины. Это объясняется отсутствием армирования сжатой зоны. Все армопенобетонные плиты покрытия с различными дефектами, подготовленные для снятия с кровли и прочностных испытаний, разрушились в процессе снятия и подлежат замене.



Рис. 2. Испытательный стенд

1 — армопенобетонная плита; 2 — распределяющая конструкция; 3 — грузы; 4 — прогибомеры



Рис. 3. Разрушение плиты

1 — продольная арматура; 2 — поперечная арматура

Для испытаний на прочность были сняты армопенобетонные плиты с наибольшими дефектами. До начала испытаний их тщательно осматривали, фиксировали дефекты всех видов, измеряли прогиб. В сжатой зоне плит были обнаружены трещины с шириной раскрытия 0,2—0,3 мм. Испытания плит покрытия проводили по методике ГОСТ 1781—49, 55 и [2] на специальном стенде (рис. 2).

Загружение плит покрытия осуществляли ступенями с 10-минутной выдержкой после каждой. В качестве грузов использовали тарированные круглые пластинчатые гири массой по 25 кг. Отсчеты по прогибомерам Максимова измеряли сразу после нагружения плиты и после 10-минутной выдержки.

Пригодность плит для дальнейшей эксплуатации определяли по критериям прочности, жесткости и трещиностойкости.

Первые поперечные трещины по низу плиты появились после нагружения на плиту 700 кг на расстояниях 890 и 300 мм от опоры. Разрушение одной из плит произошло фактически по этим трещинам (рис. 3). Таким образом, армопенобетонные плиты по всем критериям пригодны для дальнейшей эксплуатации.

После разрушения плиты снимали со стенда, регистрировали диаметр, шаг арматуры, толщину защитного слоя. Отбирали также образцы пенобетона для его проверки на прочность. Предел прочности пенобетона на сжатие составил около 3 МПа.

Армопенобетонные плиты покрытия армировали с отступлением от ГОСТ 1781—49, 55 хомутами поперечной арматуры незамкнутого профиля при отсутствии арматуры сжатой зоны пенобетона. Длина плит составляла 3000—3070 мм.

Визуальные обследования и испытания армопенобетонных плит покрытия выявили необходимость замены 2775 дефектных плит (в основном в эндонных зонах) из общего числа 16 996. Плиты рекомендуется заменять оцинкованным стальным оprofilированным настилом. Необходимо отремонтировать кровлю, водостоки и ликвидировать все источники фильтрации влаги через гидроизоляционный ковер.

На дефектных плитах, не подлежащих замене, следует произвести ремонт защитного слоя поризованным раствором либо раствором на основе перлита с добавлением эмульсии ПВА.

Таким образом, визуальные исследования и испытания армопенобетонных плит покрытия после 30 лет эксплуатации показали, что их прочность, жесткость и трещиностойкость соответствуют требованиям нормативных документов.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Воробьев Г. К., Яшаев М. Н. К совершенствованию контроля армоцементных и железобетонных плит покрытия промышленных зданий.— Промышленное строительство, 1983, № 12.
2. Шмольский М. Д. Контроль качества сборных железобетонных конструкций.— Киев: Будвельник, 1959.

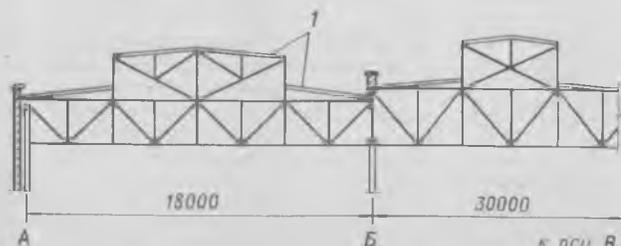


Рис. 1. Поперечный разрез корпуса

1 — армопенобетонные плиты покрытия

В. С. ДИКАРЕВСКИЙ, д-р техн. наук,  
П. П. ЯКУБЧИК, О. А. ПРОДОУС, кандидаты техн. наук,  
Ю. А. СМИРНОВ, инж. (ЛИИЖТ)

## Измерение параметров шероховатости внутренней поверхности напорных труб

С января 1985 г. введен в действие ГОСТ 12 586.0—83 «Трубы железобетонные напорные виброгидропрессованные», в котором впервые в отечественной и мировой практике производства железобетонных напорных труб предусмотрен заводской контроль параметров шероховатости внутренней поверхности. Эти параметры заметно влияют на гидравлическое сопротивление трубопровода при его эксплуатации и как следствие на расход электроэнергии, потребляемой насосно-силовым оборудованием при перекачке жидкостей.

Для выполнения требований ГОСТа по контролю за этими параметрами в ЛИИЖТ разработана методика измерения шероховатости внутренней поверхности труб. Количественную оценку шероховатости внутренних стенок труб в соответствии с ГОСТ 2789—73 производят при помощи параметров  $R_a$  и  $S_m$  [1].  $R_a$  — среднее арифметическое отклонение профиля от средней линии, характеризующее интегральную высоту неровностей,  $S_m$  — средний шаг между неровностями, которые измеряют по профилограммам поверхности.

Эти параметры наиболее информативны для оценки шероховатостей, поэтому их рекомендуется принимать в качестве основных для описания шероховатости стенок железобетонных напорных труб. Для выпускаемых в настоящее время труб по исследованиям ЛИИЖТ  $R_a \approx 90$  мкм,  $S_m \approx 4$  мм.

Параметры  $R_a$  и  $S_m$  для железобетонных напорных труб устанавливают по методу профилографирования, сущность которого заключается в снятии профилограмм шероховатости, т. е. кривых, воспроизводящих профиль исследуемой поверхности с различным увеличением. Для записи профилограмм и определения па-

Таблица 1

Параметры шероховатости	
$R_a$ , мкм	$S_m$ , мм
35,4/32,7*	3,9/4,2
27,9/28,4	5,2/5,1
37,1/38,5	6,8/3,9
29,7/31,8	4,6/4,7
31,6/32,8	4,4/4,9

\* Перед чертой — для образца; после черты — для слепка.

раметров шероховатости железобетонных труб рекомендуется использовать профилограф-профилометр модели 296, выпускаемый заводом «Калибр». Прибор основан на принципе ошупывания неровностей исследуемой поверхности стенок трубы алмазной иглой и преобразования возникающих при этом колебаний иглы в пропорциональные им изменения напряжения. Усиление и преобразование электрических сигналов, поступающих от датчика, а также управление работой прибора осуществляется блоком питания и измерительным блоком (рис. 1). Они соединены с приводом и записывающим прибором специальными шлангами. Записывающий прибор служит для снятия на диаграммную ленту результатов измерения неровностей исследуемой поверхности. Показания параметра  $R_a$  фиксируются на шкале показывающего прибора, расположенного на передней панели блока питания. Таким образом, прибор можно использовать в качестве профилометра и профилографа.

Профилограф-профилометр является стационарным прибором. Поэтому при исследовании внутренней поверхности трубы запись параметров шероховатости

можно производить либо с кусочков, отколотых с внутренней поверхности трубы, либо со слепков. Метод с использованием слепков заключается в том, что на определенном материале фиксируется отпечаток исследуемой поверхности.

Для слепков с внутренней поверхности железобетонных труб таким материалом является смесь канифоли с добавкой 1% общей массы порошкообразного графита. Критерием пригодности канифоли с графитом для получения слепков служит степень соответствия неровностей на слепке неровностям на контрольном образце. Для оценки погрешности при установлении  $R_a$  и  $S_m$  железобетонных напорных труб по канифольным слепкам авторами записаны профилограммы внутренней поверхности трубы по отколотым с ее поверхности отдельным образцам и непосредственно по снятым с этих образцов слепкам. При этом ошупывающую иглу прибора по поверхности слепка проводили по возможности по тем же трассам, что и по поверхности образца. Расхождение между средними значениями  $R_a$  и  $S_m$  образца и слепка не превышало 2% (табл. 1), что является вполне допустимым. Для снятия слепков на внутреннюю поверхность трубы устанавливают разборную металлическую рамку размером 100×15×15 мм, стенки которой смазаны тонким слоем машинного масла. Это делается для облегчения отделения канифоли от металла при затвердении. В металлическую рамку заливают разогретую канифоль с графитом. После затвердения канифоли слепок вместе с рамкой снимают с трубы. По полученным таким образом слепкам выполняют в стационарных условиях на профилографе-профилометре измерения параметров шероховатости внутренней поверхности трубы.

Шероховатость внутренней поверхности напорных труб заводского изготовления относится, в основном, к 1 классу чистоты поверхности по ГОСТ 2789—73. Для определения шероховатости внутренней поверхности этих труб можно использовать также портативный переносной прибор, разработанный в Ленинградском институте точной механики и оптики [2, 3], позволяющий производить измерения на металлических, окрашенных и неметаллических поверхностях в производственных и лабораторных условиях при любом положении в пространстве без перенастройки. На рис. 2 показан профилометрический блок прибора, состоящего из усилительно-измерительного устройства, показывающего прибора, стенового механизма и накладного ошупывающего устройства. Стеновой

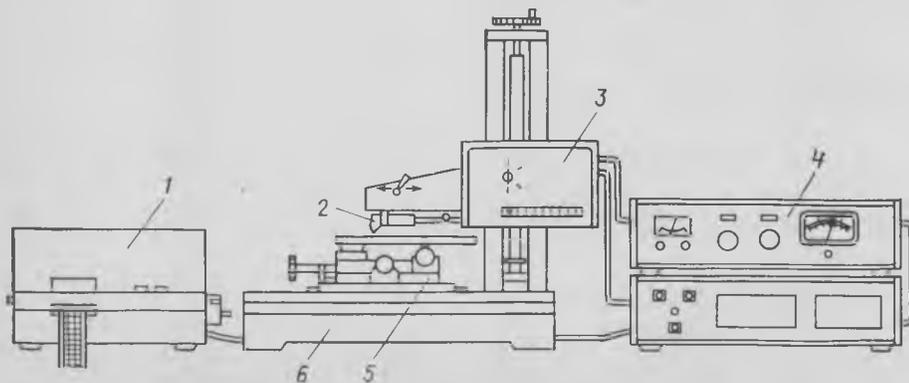


Рис. 1. Профилограф-профилометр модели 296 завода «Калибр»  
1 — записывающий прибор; 2 — датчик; 3 — привод; 4 — измерительный блок; 5 — измерительный стол; 6 — стойка с датчиком и столом для измерений

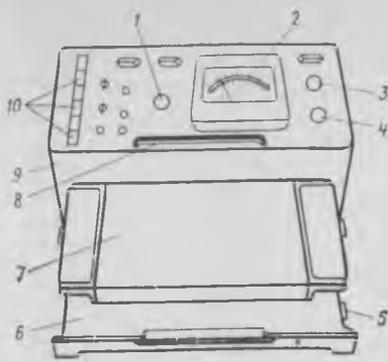


Рис. 2. Портативный переносной прибор ЛИТМО для измерения параметров и записи профиля шероховатости поверхности

1 — рукоятка переключения отсечек шага; 2 — показывающий прибор; 3 — рукоятка изменения пределов измерения; 4 — накладное осязвающее устройство; 5 — рукоятка перемещения подъемного столика; 6 — стеновый механизм; 7 — накладное осязвающее устройство; 8 — рукоятка для переноски блока; 9 — усилительно-измерительное устройство; 10 — универсальные зажимы

Таблица 2

$R_a$ , мкм	Класс шероховатости	Предел измерений, мкм	Трасса измерений, мм	Отсечка шага, мм	Среднее показание $R_a$ , мкм	Погрешность прибора, %
48/48*	1/1	100/100	100/100	25/25	48,21/48,60	0,43/1,25
31/31	2/2	100/100	100/100	25/25	31,15/31,40	0,48/1,29

\* Перед чертой — для образца; после черты — для слепка.

механизм служит для установки образцов на подъемном столике, вертикальное перемещение которого производится рукояткой и для ориентированной установки и закрепления накладного осязвающего устройства при измерении шероховатости, для изменения пределов измерений и отсечек шага служат рукоятки переключателей. Передача измерительной информации и дистанционное управление записью профилограмм производится через универсальные зажимы.

Шероховатость внутренней поверхности железобетонных труб с помощью портативного переносного прибора ЛИТМО можно определять визуально по стрелочному прибору или по профилограммам.

Для измерений в цеху усилительно-измерительное устройство устанавливается ножками на крышке переносного металлического ящика и закрепляют на нем боковыми запорами. Затем освобождают накладное осязвающее устройство от крепления на стендовом механизме и отводят подвижную опору. При этом осязвающая игла перемещается вверх от уровня установочных опор. Далее оператор устанавливает накладное осязвающее устройство на исследуемую поверхность вдоль оси трубы и убеждается, что стрелка измерительного прибора совпала с нулевой отметкой. После этого он включает электропривод и начинается перемещение каретки с измерительным преобразователем, которое автоматически прекращается по окончании длины трассирования. Параметр шероховатости, предел измерения и отсечку шага устанавливают предварительно

по рукоятками переключателей на усилительно-измерительном устройстве.

При регистрации профиля поверхности в виде профилограмм используется записывающее устройство Р-468, аналогичное тому, которое применяется при записи на профилографах-профилометрах завода «Калибр». Запись осуществляется электроискровым способом со 100-кратным увеличением профиля исследуемой поверхности.

К преимуществам портативного прибора ЛИТМО относятся его универсальность и надежность в работе, простота в обращении по сравнению с другими подобными приборами. Возможность стрелочной индикации параметров шероховатости поверхности труб позволяет рекомендовать его для постоянного заводского контроля качества внутренней поверхности выпускаемых напорных труб.

В табл. 2 приведены данные проверки погрешности показаний прибора ЛИТМО по контрольным образцам и слепкам.

Для определения  $R_a$  и  $S_m$  на профилограмме проводят среднюю линию (рис. 3). При этом допускается приближенное установление положения средней линии. На участке профилограммы проводят среднюю линию параллельно об-

щему направлению профиля таким образом, чтобы площади, очерченные прибором по обеим сторонам от этой линии, были примерно равны между собой. Шаг дискретизации  $\Delta X$ , через который следует измерить величины отклонения профиля  $y_i$  (см. рис. 3), определяют по графику в зависимости от интервала корреляции  $\tau_k$  и коэффициента  $K$  (рис. 4)

$$K = \frac{n}{m}, \quad (1)$$

где  $n$  — число пересечений профилограммы со средней линией для длины профилограммы  $L$ , содержащей 2—3 базовые длины;  $m$  — число вершин выступов профилограммы на длине  $L$ .

Интервал корреляции  $\tau_k$  профиля, записанного на профилограмме, определяют по графику в зависимости от  $K$  (рис. 5).

Измерив в точках, соответствующих шагу дискретизации, отклонения профиля  $y_i$ , значение  $R_a$  подсчитывают по формуле

$$R_a = \frac{1}{V_B N} \sum_{i=1}^n |y_i| \cdot 10^3, \quad (2)$$

где  $N$  — число измеренных отклонений профиля от средней линии;  $V_B$  — масштаб вертикального увеличения.

Расчетами установлено, что при приближенном определении положения средней линии погрешность измерения  $R_a$  не превышает 3% величины измеряемого параметра.

Для нахождения  $S_m$  на профилограмме длиной  $L$  измеряют число шагов неровностей профиля  $S_{mi}$  (см. рис. 3). Значения  $S_m$  вычисляют по формуле

$$S_m = \frac{1}{V_T n} \sum_{i=1}^n S_{mi}, \quad (3)$$

где  $n$  — число шагов неровностей профиля на длине  $L$ ;  $V_T$  — масштаб горизонтального увеличения.

Точность определения  $R_a$  и  $S_m$  зависит от длины профилограммы  $L$ . Для обеспечения 95% точности измерения длина трассы измерения, т.е. длина профилограммы  $L$ , должна составлять 2—3 базовые длины (базовая длина для внутренней поверхности железобетонных напорных труб обычно принимается равной 25 мм).

Места измерения  $R_a$  регламентированы ГОСТ 12586.0—83 и находятся на расстоянии 0,5 м от раструбного и втулочного концов труб.

Предложенная методика позволит осуществлять постоянный контроль за качеством стенок труб и соответствие их шероховатости требованиям ГОСТ 12586.0—83 на заводах-изготовителях.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Дикаревский В. С., Якубчик П. П., Продоус О. А. О формулах для расчета коэффициента гидравлического сопротивления железобетонных напорных труб.— В сб. трудов ЛИИЖТ: Водоснабжение и водоотведение на железнодорожном транспорте. Л., 1980.
2. Бельфор М. А., Кузьмин Ю. П. Прибор для измерения шероховатости поверхности. Измерительная техника, 1976, № 9.
3. Оценка шероховатости внутренней поверхности виброгидропрессованных труб/ В. С. Дикаревский, П. П. Якубчик, О. А. Продоус и др.— Бетон и железобетон, 1980, № 9.

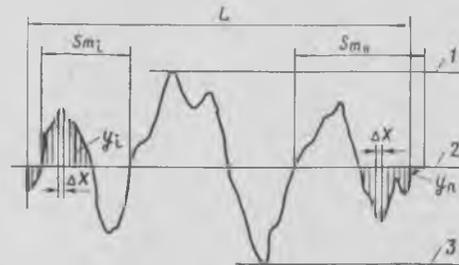


Рис. 3. График профиля внутренней поверхности железобетонной трубы  
Линии: 1 — выступ; 2 — средняя; 3 — впадин

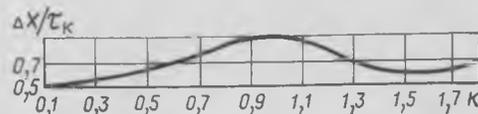


Рис. 4. График для определения шага дискретизации  $\Delta X$

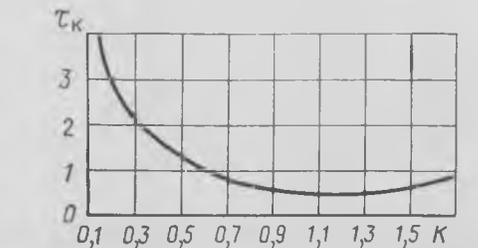


Рис. 5. График для определения интервала корреляции  $\tau_k$  профиля

## К 80-летию со дня рождения Б. Г. Скрамтаева



Имя Бориса Григорьевича Скрамтаева (1905—1966 гг.) — лауреата Государственной премии СССР, доктора технических наук, профессора — прочно вошло в историю строительства нашей страны. В январе 1985 г. выдающемуся ученому, педагогу и общественному деятелю исполнилось бы 80 лет.

Человек широкой технической эрудиции, большого организаторского и научного таланта, он оставил в наследство последующим поколениям советских строителей результаты почти 40-летней неутомимой деятельности в области исследования свойств и развития производства многих строительных материалов. Наиболее важных и значимых итогов он добился при изучении свойств и разработке технологии бетона — одного из основных строительных материалов XX века.

Будучи студентом Харьковского технологического института, он участвовал в строительстве первенца советского гидростроения — Волховской ГЭС. Значительные по тем временам масштабы бетонных работ поразили его и послужили своеобразной отправной точкой дальнейшей деятельности молодого исследователя. Существенную роль в выборе буду-

щего пути сыграли также известные теоретики бетона и железобетона — профессор Я. В. Столяров, основатель украинской школы железобетона, и Н. М. Беляев, один из основоположников ленинградской школы советских специалистов в области бетонов.

В своем первом обобщенном труде по теории и технологии бетона в 1931 г. Б. Г. Скрамтаев пытается разобраться в сложных вопросах теории прочности бетона и технологии его изготовления с целью использования полученных результатов и выводов при создании научно обоснованного метода расчета состава бетона. Он обобщает все известные методы эффективного контроля параметров затвердевшего бетона и бетонной смеси. Поднятые в этом труде вопросы практически составили основу всей последующей деятельности выдающегося ученого.

Б. Г. Скрамтаеву мы обязаны появлением хорошо известной ныне зависимости прочности бетона —  $R_0 = A \cdot R_{II}$  ( $\frac{C}{V} - C$ ), а также логарифмической зависимости изменения прочности бетона во времени. Много сделал он и для создания простого и надежного метода контроля подвижности (пластичности) бетонной смеси. Ему принадлежит одна из ведущих ролей в деле обоснования целесообразности и возможности внедрения жестких бетонных смесей в практику строительства. Значительное внимание им было уделено разработке методов ускорения твердения бетона, вопросам зимнего бетонирования, исследованию и внедрению эффективных и разнообразных методов контроля качества бетона в конструкциях и сооружениях. Поэтому не случайно имя профессора Б. Г. Скрамтаева стоит одним из первых среди имен тех, кому обязана рождением отечественная промышленность сборного железобетона.

Не обошел своим вниманием Б. Г. Скрамтаев и вопросы исследования и внедрения в строительство легких бетонов. Особенно много он сделал в области крупнопористых бетонов. При его участии в стране была создана база по производству искусственных пористых заполнителей для бетона.

Заметный след оставил профессор Б. Г. Скрамтаев и в смежной отрасли — производстве неорганических вяжущих материалов. Хорошо известны его работы по гипсу, а его (вместе с группой коллег) работа по созданию и внедрению новых видов цементов была отмечена в 1950 г. Государственной премией СССР. Не случайно в первые послевоенные годы ему было доверено руководить созданием НИИ цемента, который он возглавлял затем в течение почти шести лет.

Однако главным делом его жизни была разработка научно обоснованного, достаточно простого и надежного метода расчета состава тяжелого бетона. Одним из важных этапов этой работы было участие во Всесоюзном конкурсе на создание эффективного метода расчета состава бетона, на котором метод Б. Г. Скрамтаева был признан лучшим, поскольку был наиболее убедительным и логически завершенным. Сегодня с удовлетворением можно признать, что разработанный ученым метод проектирования состава бетона выдержал проверку

временем и является надежной базой для дальнейшего совершенствования теории и практики технологии бетона.

Имя Б. Г. Скрамтаева хорошо известно также за пределами нашей Родины.

Б. Г. Скрамтаев написал и опубликовал более 400 монографий, учебников, пособий, брошюр, руководств и статей. Вместе с тем он очень много занимался и редакторской работой, особенно помогая молодым авторам и производственникам.

Хотелось бы отметить, что это был не просто талантливый ученый-одиночка. Одной из характерных особенностей деятельности Б. Г. Скрамтаева была опора на созданные им коллективы единомышленников и тесное взаимодействие с коллегами по научным интересам. Так было, когда он возглавлял лаборатории бетонов в Украинском институте сооружений и в Центральном научно-исследовательском институте промышленных сооружений, когда руководил созданными им лабораториями при кафедрах строительных материалов в Московском инженерно-строительном институте и в Военно-инженерной академии им. В. В. Куйбышева. Многие из его учеников стали известными учеными в области бетонов и в смежных областях. С полным основанием можно утверждать, что существует научная школа, созданная профессором Б. Г. Скрамтаевым, питомцы которой продолжают решать насущные задачи развития теории и технологии бетонов.

Портрет выдающегося ученого дополняет его деятельность в Академии строительства и архитектуры СССР, действительным членом и членом Президиума которой он состоял. Именно в этот период в полной мере он предстает как умелый организатор науки и талантливый ее пропагандист; курирует создание известного ныне НИИЖБа; является одним из инициаторов издания специализированного журнала «Бетон и железобетон», членом редакционной коллегии которого он был до самой кончины, возглавляет ряд делегаций советских специалистов на зарубежных съездах, конференциях и встречах. В начале 60-х годов он избирается первым от СССР президентом Международного союза лабораторий по испытанию строительных материалов и конструкций (РИЛЕМ). В 1964 г. он в качестве председателя оргкомитета организует и успешно проводит в Москве Международную конференцию по проблемам ускорения твердения бетона.

Значительны заслуги Б. Г. Скрамтаева в становлении технологической специализации в строительных институтах нашей страны.

Наследие коммуниста, ученого, организатора науки и воспитателя научной смены служит сегодня нам и будет служить последующим поколениям. В трудах и делах профессора Б. Г. Скрамтаева наследники традиций и успехов советской школы бетоноведов будут впредь черпать не только необходимые знания и идеи, но и методологию проведения исследований, что, безусловно, будет способствовать достижению еще более значительных успехов на благо нашей великой Родины.

П. Ф. ШУБЕНКИН, проф.,  
А. Б. МАРЦИНЧИК, канд. техн. наук

## Экономно

## использовать ресурсы

Решения XXVI съезда партии, последующих Пленумов ЦК КПСС о необходимости более эффективного использования ресурсов для улучшения положения дел в капитальном строительстве определяют долговременную программу действий, мобилизуют на борьбу за бережливое, подлинно хозяйское отношение к социалистической собственности.

Новым шагом на пути выполнения решений партии по этой важнейшей народнохозяйственной проблеме явились постановления ЦК КПСС и Совета Министров СССР «Об улучшении планирования, организации и управления капитальным строительством», а также указания Генерального секретаря ЦК КПСС, Председателя Президиума Верховного Совета СССР товарища К. У. Черненко по вопросу, связанному с укреплением материально-технической базы, дальнейшей индустриализацией строительства.

Выполняя указания партии и правительства, трудовые коллективы строительных организаций и промышленных предприятий, научно-исследовательских, проектно-конструкторских и технологических организаций Главмосстроя в последнее время активизировали работу по экономии и рациональному использованию материальных и топливно-энергетических ресурсов.

Некоторые итоги проделанного и следующие задачи в этом направлении были рассмотрены на состоявшейся в октябре прошлого года научно-практической конференции «Пути экономии материальных и топливно-энергетических ресурсов на предприятиях и в строительных организациях Главмосстроя».

На конференции отмечалось, что, реализуя мероприятия Целевой комплексной программы по экономии материальных и топливно-энергетических ресурсов на 1981—1985 гг., строительные организации и промышленные предприятия главка за три года текущей пятилетки добились выполнения директивных заданий по экономии цемента, проката черных металлов, топлива, электроэнергии и горюче-смазочных материалов.

Экономия ресурсов достигнута в результате повышения проектно-сметной документации, применения новых эффективных материалов и изделий, совершенствования технологии строительно-монтажных работ и изготовления железобетонных конструкций, повышения качества работ, внедрения прогрессивных форм организации труда — бригадного хозрасчета и сквозного поточного бригадного подряда, укрепления производственной дисциплины, систематического совершенствования нормативной базы, усиления контроля за использованием ресурсов, целенаправленной деятельностью изобретателей и рационализаторов, а также в результате большой организаторской работы хозяйственных

руководителей, партийных, профсоюзных и комсомольских организаций по мобилизации трудовых коллективов на выполнение и перевыполнение социалистических обязательств по экономии ресурсов.

Вместе с тем уровень работы по повышению эффективности использования материальных ресурсов на промышленных предприятиях и в строительных организациях главка еще не в полной мере отвечает поставленным задачам. Недостаточно эффективно ведется работа по снижению расхода цемента и металла при производстве железобетонных конструкций на заводах домостроительных комбинатов; в строительном производстве слабо ведется борьба с потерями материалов, вызываемых недостатками в складировании и хранении их на строительных площадках; перерасходуются материалы из-за нарушений технологии, в результате переломов и устранения брака; не обеспечивается должный контроль за расходом материалов, учет и списание их на производство в ряде случаев осуществляется по фактическому расходу без учета производственных норм; имеют место сверхнормативные запасы материальных ресурсов на строительных объектах и складах.

В целях успешного решения задач по повышению эффективности использования и реализации резервов экономии материальных и топливно-энергетических ресурсов конференция рекомендовала руководителям, инженерно-техническим работникам, партийному, профсоюзному и комсомольскому активам, группам и постам народного контроля строительных организаций, промышленных предприятий, научных, проектно-конструкторских и технологических организаций Главмосстроя:

Продолжить работу по мобилизации трудовых коллективов на более полное использование резервов экономии ресурсов, добиваться выполнения каждым трудовым коллективом установленных заданий по экономии основных строительных материалов, топлива, электроэнергии, горюче-смазочных материалов.

Постоянно добиваться экономного расходования строительных материалов и снижения затрат в строительстве на основе совершенствования проектных решений, внедрения материало- и энерго-сберегающих технологий производства изделий и повышения их заводской готовности, применения эффективных материалов, широкого внедрения средств механизации и автоматизации промышленного и строительного производства, укрепления технологической дисциплины и улучшения качества строительно-монтажных работ, широкого распространения бригадного хозрасчета и сквозного поточного бригадного подряда.

Постоянно совершенствовать нормативную базу. Разрабатываемые производственные нормы расхода материалов должны быть динамичными, отражать достижения научно-технического прогресса и передового опыта, играть мобилизующую роль в усилении режима экономии.

При реконструкции заводов железобетонных изделий добиваться внедрения материало- и энергоемких технологий. Осуществлять утилизацию некондиционных железобетонных изделий с

целью извлечения арматуры и вторичного использования щебня.

Усилить авторский надзор за соблюдением проектов производства работ в части выполнения технологии строительства, а также норм и правил складирования и хранения изделий и материалов, добиваясь повышения его действительности и оперативности в устранении выявленных нарушений.

Шире использовать сухие цементно-песчаные смеси для приготовления раствора в построечных условиях, что позволит снизить непроизводительные потери цемента и повысить качество работ. Увеличить объемы применения зол и шлаков ТЭЦ в целях экономии цемента при производстве железобетонных конструкций. Совершенствовать автоматизированную систему регулирования поставок и контроля за расходом товарного раствора и бетонной смеси.

Повышать эффективность бригадного хозрасчета и сквозного поточного бригадного подряда, а также систему экономического стимулирования за экономией материалов, рассматривая этот метод как главное направление в борьбе за рациональное использование ресурсов. Широко распространять опыт бригад, имеющих личные счета экономии.

Группам и постам народного контроля строительных организаций и промышленных предприятий ужесточить контроль за выполнением установленных заданий по экономии ресурсов, решительно пресекать проявления бесхозяйственности и расточительства. В своей работе постоянно руководствоваться положениями и выводами, вытекающими из речи товарища К. У. Черненко на Всесоюзном совещании народных контролеров в октябре 1984 г.

Обеспечить участие работников в общественных смотрах, конкурсах эффективности использования материальных и топливно-энергетических ресурсов. Широко использовать средства наглядной агитации. Регулярно освещать в периодической печати работу строительных организаций, промышленных предприятий, комплексных и специализированных бригад по экономии ресурсов, доходячо показывать их достижения, вскрывать имеющиеся недостатки, широко пропагандировать опыт передовых коллективов.

Усилить работу по воспитанию у всех работников чувства непримиримого отношения к бесхозяйственности, сознательного отношения к труду, гордости за свою профессию, ответственности за выполнение своего гражданского и профессионального долга.

Высокое качество строительства, бережливое отношение к использованию материальных ресурсов — дело чести каждого рабочего, каждого специалиста и руководителя, всех трудовых коллективов.

Участники научно-практической конференции выразили уверенность в том, что коллектив ордена Ленина Главмосстроя приложит все силы для успешного выполнения задач по усилению режима экономии материальных и топливно-энергетических ресурсов, поставленных XXVI съездом КПСС и последующими Пленумами ЦК КПСС, и на этой основе обеспечит дальнейшее повышение эффективности строительства.

*Semchikov A. S., Desyatnik E. I., Kutovoy A. F., Tretjakov B. B., Makarov G. D., Semko Yu. N., Bogdanov V. F., Makarenko S. K.* Tests of floor disks made of 2T panels

*Babkov V. V., Popov A. V., Mokhov V. N., Kolesnik G. S., Yakushin V. A.* Concretes of high impact resistance based on damping components

*Madatyan S. A.* Tension diagram of high-strength reinforcing steel in supply  
*Tulemyshev M. Sh., Lyudvig V. D., Lunev E. F.* Concrete thermal treatment in removable forms by induction heaters  
*Kaban M. M., Vasilenko V. P.* New metal moulds «Camomile» in production of reinforced concrete piles

*Bobrov V. B., Podvalnyi A. M., Bobrov L. B., Zarenin S. V., Iserov G. L., Novak A. P.* Untirust coating of flexible couplings in three-layer panels

*Granovsky A. V., Sergeev V. I., Petrov S. A.* Strength raising for supporting zones of multi-hollow floor slabs

*Rozanov N. P., Kaganov G. M., Malavin V. P., Zimnyukov V. A., Komardina V. V.* Modelling of thermostressed state for massive concrete

*Katin N. I., Sinyukov A. D.* Strength and rigidity of formed inserts in stressing concrete

*Drozdov P. F., Dzyuba V. A., Panshin L. L.* Diaphragm strength in carcass multi-storeyed buildings

*Makarenko L. P.* Assessment of concrete deformations with regard to nonlinear creeping

*Vorobiev G. K., Fadeev A. A.* Ferrofoam concrete roof slabs for industrial buildings after long-term service

*Semtchenko A. S., Dessjatnik E. I., Koutovoy A. Ph., Tretjakov B. B., Makarov G. D., Semko Yu. N., Bogdanov V. Ph., Makarenko S. K.* Les essais des disques des recouvrements en panneaux 2T

*Babkov V. V., Popov A. V., Mokhov V. N., Kolesnik G. S., Yakouchine V. A.* Les bétons de résistance élevée au choc sur la base des composants amortissants  
*Madatjan S. A.* La courbe de traction d'acier à béton à haute résistance à l'état de livraison

*Toulemyshev M. Ch., Ludvig V. D., Louneuv E. Ph.* Le traitement thermique du béton dans les caissons par les chauffeurs inductifs

*Kaban M. M., Vassilenko V. P.* Les nouveaux formes métalliques du type «Romachka» dans la production des pieux en béton armé

*Bobrov V. B., Podvalnyi A. M., Bobrov L. B., Zarenine S. V., Isserov G. L., Novak A. P.* La protection contre la corrosion des liaisons flexibles des panneaux à trois couches

*Granovsky A. V., Sergheev V. I., Petrov S. A.* L'augmentation de la résistance des zones d'appui des planchers à plusieurs vides

*Rozanov N. P., Kaganov G. M., Malavine V. P., Zimnukov V. A., Komardina V. V.* La simulation de l'état thermocontraint du béton de corps

*Katine N. I., Sinukov A. D.* La résistance et la rigidité des éléments emboutis dans le béton serré

*Drozdov P. Ph., Dzuba V. A., Panchine L. L.* La résistance des diaphragmes des bâtiments à plusieurs étages avec le carcasse

*Makarenko L. P.* L'évaluation des déformations des bétons compte tenu de fluage non-linéaire

*Vorobjeuv G. K., Phadéev A. A.* Les dalles de revêtements en armomousse-béton pour les bâtiments industriels après le service de longue durée

*Semtschenkow A. S., Dessjatnik Je. I., Kutovoj A. F., Tretjakow B. B., Makarov G. D., Semko Ju. N., Bogdanow W. F., Makarenko S. K.* Versuche von Deckenscheiben aus 2T-Platten

*Babkow W. W., Popow A. W., Mochow W. N., Kolesnick G. S., Jakuschin W. A.* Betone von erhöhter Schlagbeständigkeit auf Grundlage von dämpfenden Komponenten

*Madatjan S. A.* Dehnungs-Linie des hochfesten Bewehrungsstahls im Lieferungs-zustand

*Tulemyschew M. Sch., Ljudwig W. D., Lunew E. F.* Wärmebehandlung des Betons in Formbatterien mit Induktionserwärmern

*Kaban M. M., Wassilenko W. P.* Neue Metallformen «Kamille» in Produktion von Stahlbetonpfählen

*Bobrow W. B., Podwalnyj A. M., Bobrow L. B., Sarenin S. W., Isserow G. L., Nowack A. P.* Korrosionsschutz von biegsamen Verbindungen für dreischichtige Platten

*Granowski A. W., Sergejew W. I., Petrov S. A.* Erhöhung der Festigkeit von Auflagerbereichen für hohlraumreiche Deckenplatten

*Rosanow N. P., Kaganow G. M., Malijawin W. P., Simnjuckow W. A., Komardina W. W.* Modellierung des thermisch gespannten Zustandes des Massivbetons

*Katin N. I., Sinjuckow A. D.* Festigkeit und Steifigkeit von gestanzten Einlege-teilen in zusammengesprestem Beton

*Drozdow P. F., Dsjuba W. A., Panjschin L. L.* Festigkeit von Diaphragmen für mehrgeschossige Skelettgebäude

*Makarenko L. P.* Beurteilung von Beton deformationen unter Berücksichtigung des nichtlinearen Kriechens

*Worobjow G. K., Fadejew A. A.* Dachplatten aus Armoschaumbeton für Industriegebäude nach Dauerausnutzung

## Вниманию авторов и читателей!

Напоминаем, что редакция журнала «Бетон и железобетон» переехала в другое помещение по адресу: Георгиевский пер., д. 1, строение 5, 3-й этаж. Телефоны редакции: 292-41-34; 292-62-05.

Почтовый адрес редакции (экспедиция) остается прежним: 101442, ГСП, Москва, К-6, Каляевская ул., 23 а.

При отправке рукописей в редакцию просьба указывать полные паспортные данные и почтовые адреса (с 6-значным индексом) всех авторов статьи.

Редакционная коллегия: И. Н. Ахвердов, Ю. М. Баженов, В. Н. Байков, А. И. Буракас, Ю. В. Волконский, А. А. Гвоздев, А. М. Горшков, П. А. Демянюк, В. Т. Ильин, Н. М. Колоколов, М. Г. Костюковски, В. В. Михайлов, К. В. Михайлов (главный редактор), В. М. Москвин, Ю. М. Мухин, Д. А. Паньковский, В. С. Подлесных, Б. Я. Рискинд, С. И. Сименко, В. В. Судаков, Д. М. Чудновский, А. А. Шлыков (зам. главного редактора)

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Л. А. Егорова*

Сдано в набор 13.12.84.  
Формат 60×90<sup>1/8</sup>

Подписано в печать 24.01.85.

Печать высокая

Усл. печ. л. 4,0

Усл. кр.-отт. 4,75

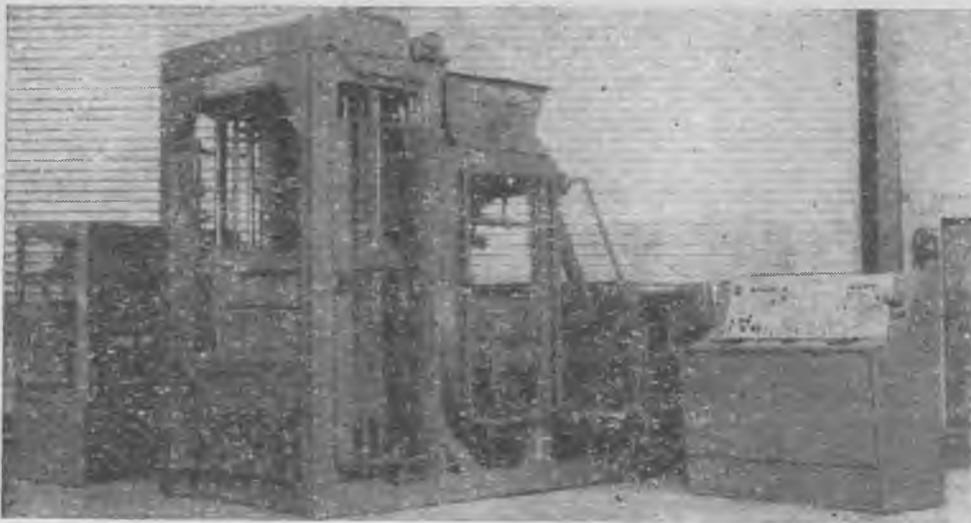
Уч.-изд. л. 5,69

Тираж 14310

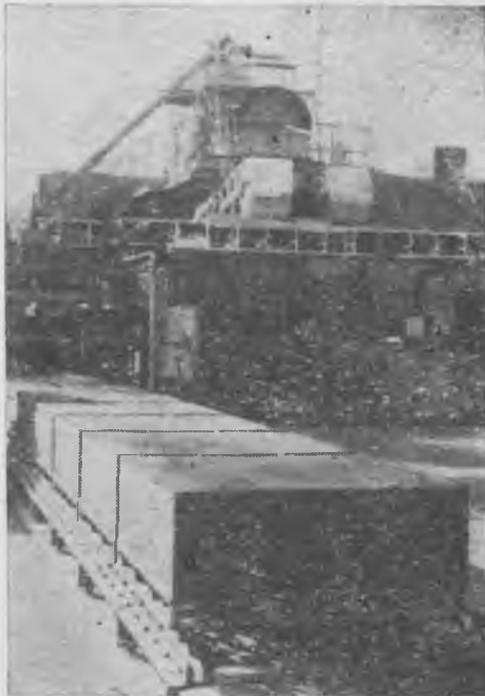
Т-02920  
Заказ 496

Почтовый адрес редакции: 101442, Москва, ГСП-4, Каляевская, 23а Тел. 292-41-34, 292-62-05

Подольский филиал производственного объединения «Периодика» Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли  
142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25



Пресс типа «ВИБРО-ПРЕСС» пригоден для получения блоков размером от  $30 \times 30$  до  $120 \times 100$  см. ВИБРО-ПРЕССЫ гарантируют наилучшее качество и высокую производительность. Мы выпускаем 250-, 500- и 750-тонные прессы.



Пригодные для мелких, средних и крупных серий. С вертикальной или горизонтальной системой транспортировки блоков. Наш 750-тонный пресс позволяет производить блоки размером  $40 \times 40$  см за один рабочий цикл, производительность до  $100 \text{ м}^2/\text{ч}$ .

Приобретение товаров у иностранных фирм осуществляется организациями и предприятиями в установленном порядке через министерства и ведомства, в ведении которых они находятся. Запросы на проспекты и каталоги следует направлять по адресу: 113461, Москва, ул. Каховка, 31. В/О «Внешторгреклама». При запросе ссылаетесь на № заказа 3707—4/117/14—417.

Vibro-Block

### МАШИНЫ для ПРОИЗВОДСТВА БЕТОННЫХ БЛОКОВ

Фирма «ВИБРО-БЛОК» по первому требованию поставляет новые автоматические универсальные машины для производства бетонных блоков типа VB2DS, отвечающих высоким требованиям.

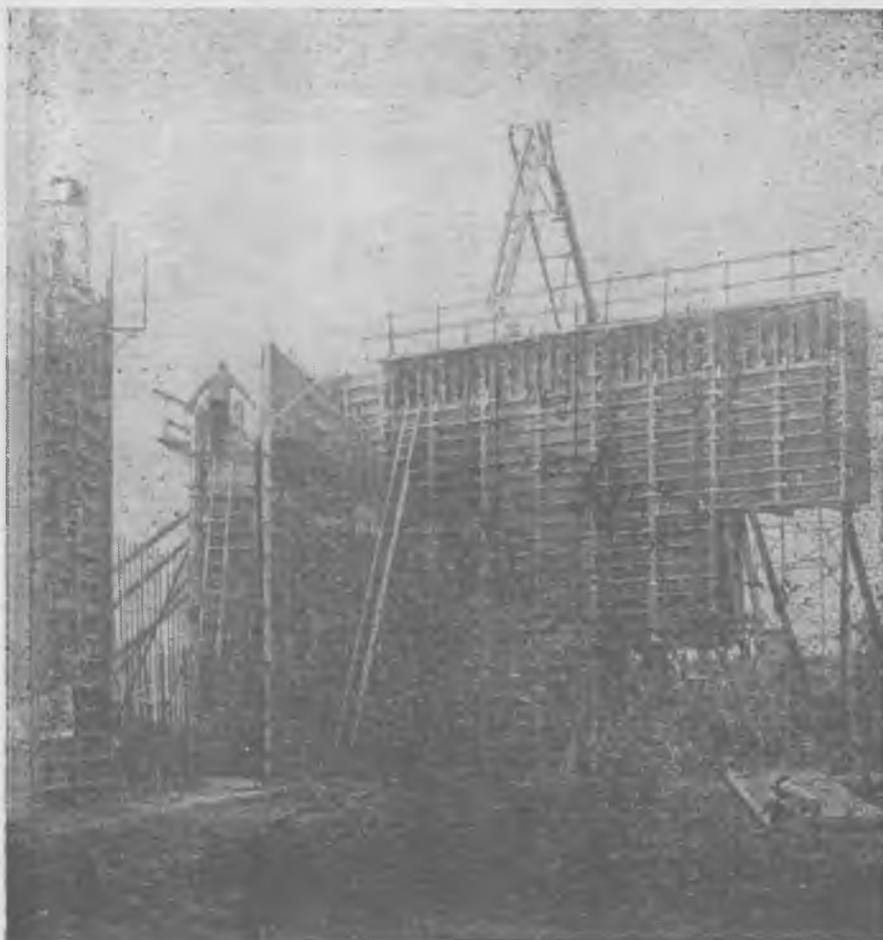
Для производства одно- и двухслойных изделий  
Рациональные по технологии и производству

Пригодны для производства продукции, применяемой в высотном строительстве и строительстве подземных сооружений: полых блоков, пустотелых камней для заполнения часторебристых перекрытий; камней для мощения, бордюрного камня, плит тротуара, каналов для прокладки кабеля или отвода сточных вод и т. п. Высота в готовом виде 50-500 мм.

Фирма «ВИБРО-БЛОК» наряду с готовыми установками поставляет автоматические дозаторы, весы и смесители, мешалки, формы и системы регулирования в комплекте.

Vibro-Block

Maschinen für die Betonstein-Industrie  
VIBRO-BLOCK MASCHINENBAU GMBH & CO. KG  
D—7128 Lauffen/Neckar. Im Brühl 60  
P. O. Box 270. Telefon (07133) 60 68  
Telex 7 28 402 vibro d



Парк "Сокольники", Москва,

павильон 4А, стенд № 1412

19—17 марта 1985 г.

## Приглашаем к информационному стенду по опалубке фирмы НОЕ!

Здесь, на выставке «Промышленность и техника Баден — Вюртемберга, земли Федеративной Республики Германии» мы показываем Вам примеры рационально выполненных программ — примеры высокого уровня наших опалубок, нашей технологии, нашего опыта. Будь то высотное строительство, шахтостроение, сооружение промышленных объектов или подводное строительство, изготовление деталей зданий или структурирование поверхности

бетона — фирма НОЕ всегда предложит оптимальное решение опалубки, предназначенное для данного конкретного случая. Грамотное проектирование и конструирование, интенсивные консультации и тщательный инструктаж — обязательные элементы службы сервиса фирмы НОЕ.

Где бы и что бы Вы ни строили, фирма НОЕ — Ваш надежный партнер. Мы рады Вашему визиту.

NOE — Schaltechnik GmbH  
Kuntzestr. 72, 7334 Suessem  
Телефон (07162), 181, телекс 727228  
Федеративная Республика Германии



### У нас Ваш бетон

Вологодская областная универсальная научная библиотека  
в самой лучшей опалубке  
[www.booksite.ru](http://www.booksite.ru)