

млн. м³ железобетона, что составит почти 40% объема его производства.

Для дальнейшего развития и совершенствования сборного и монолитного железобетона до 1995 г. и снижения их металлоемкости необходимо предусмотреть:

Министерству металлургии СССР

доведение удельного веса выпуска низколегированных, термомеханически упрочненных и холоднообработанных сталей для ненапрягаемой арматуры ($\sigma_T \geq 600$ МПа) до 15% общей потребности ненапрягаемой стали;

доведение объема производства высокопрочной свариваемой стержневой арматуры ($\sigma_T \geq 800$ МПа) полного сортамента (диаметром 10...32 мм) до 6...6,5% общей потребности арматуры;

организацию выпуска стабилизированной высокопрочной проволоки и арматурных канатов ($\sigma_T \geq 1500$ МПа), увеличив в 4...5 раз объем их производства;

организацию выпуска стержневой арматуры с винтовым профилем в комплектной поставке с соединительными муфтами в объеме не менее 650 тыс. т, в том числе высокопрочной не менее 150 тыс. т;

организацию и освоение промышленного производства металлической фибры;

организацию выпуска метизными заводами сварных арматурных сеток в объеме 0,3...0,4 млн. т;

разработку и организацию поставки специального сортового и листового проката, гнутых и штампованных профилей

для армирования железобетонных конструкций и закладных деталей;

Госнабу СССР

организацию территориальных участков по комплектации и первичной переработке арматуры в соответствии с заказами заводов ЖБИ и строительных организаций, расположенных в данном территориальном районе;

изготовление стальной фибры из отработанных канатов и деловых отходов металлопроката на территориальных базах (участках) комплектации;

Госплану и Госстрою СССР

разработку и введение в действие для строительных министерств и ведомств стабильных (на пятилетие) нормативов на фонды металлопроката с учетом конкретных условий строительства, срок действия которых ограничивается введением оптовой торговли на металлопродукцию;

доработку технической документации ненапрягаемых типовых железобетонных конструкций массового применения на вариант армирования сталью классов Ат-IVC и Врп-1;

Госкомцен СССР

установление оптовых цен на арматурные стали с учетом их рационального ранжирования по группам прочности, производственным переделам и использованию в железобетонных конструкциях.

УДК 691.87:693.554

С. А. МАДАТЯН, д-р техн. наук (НИИЖБ)

Высокопрочная стержневая арматура в СССР и за рубежом

Успешное развитие в 60-х годах производства высокопрочной арматурной стали для обычного и преднапряженного железобетона позволило нашей стране войти в число ведущих стран мира по уровню прочности [1...3]. Это было достигнуто, главным образом, благодаря использованию в обычном железобетоне стали классов А-III, В-1 и Вр-1 с пределом текучести 390...450 Н/мм², а в преднапряженных железобетонных конструкциях — напрягаемой стержневой арматуры классов Ат-V, А-V и Ат-VI (рис. 1, 2), натяжение которой осуществляют обычно электротермическим способом. В результате к 1986 г. средний нормативный предел текучести стали повысился на 30% и достиг 428 Н/мм², в том числе ненапрягаемой — 362 Н/мм² [1].

Годовой объем выпуска эффективных видов арматурной стали с пределом текучести >390 Н/мм² составил в 1986 г. в нашей стране около 7 млн. т [1]. При производстве в 1986 г. железобетона в

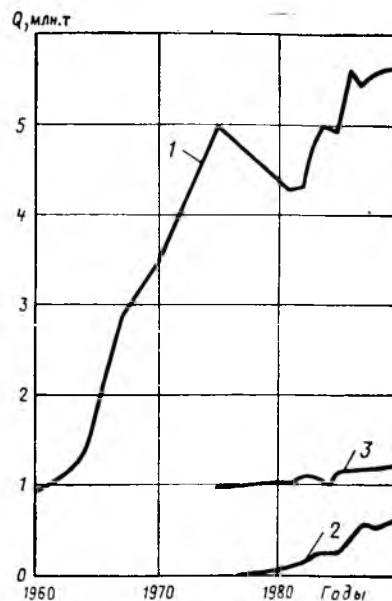


Рис. 1. Производство ненапрягаемой арматурной стали
1 — А-III; 2 — Ат-IIIС; 3 — Вр-1, В-1

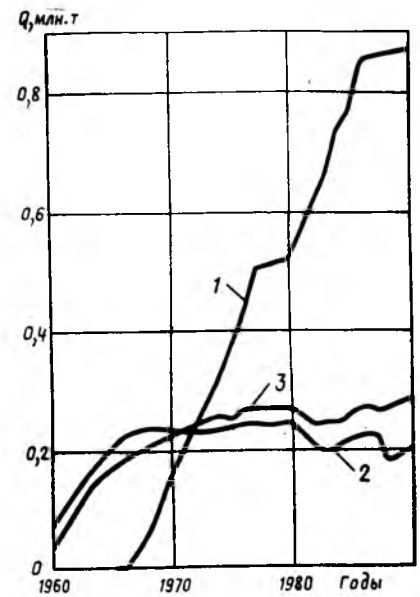


Рис. 2. Производство напрягаемой арматурной стали
1 — стержневая классов А-V, А-VI, Ат-V... Ат-VII; 2 — то же, классов А-IV и Ат-IV; 3 — высокопрочная проволока и арматурные канаты

СССР, США, Японии и странах ЕЭС 192, 180, 185 и 210...250 млн. м³ общий расход арматурной стали был около 12, 10, 11,8 и 12...14 млн. т [2...4].

По выпуску преднапряженного железобетона наша страна существенно превосходит другие страны мира. Так, в СССР, США и Японии ежегодный выпуск преднапряженного железобетона составляет 30,5; 5 и 1,32 млн. м³ (15,9; 2,8 и 0,7% общего объема железобетона).

Годовой расход высокопрочной напрягаемой арматурной стали классов Ат-V...К-7 в нашей стране около 1,1 млн. т в год (9,2% всей арматурной стали), в США около 200 тыс. т (2,6%), в Японии 63 тыс. т (0,53%) (рис. 3, 4). Общий расход напрягаемой стали в СССР, включая А-IV и А-IIIв, примерно 1350 тыс. т в год, а во всех остальных странах мира вместе взятых — 800 тыс. т [4].

В результате широкого применения термомеханически упрочненной стержневой арматуры и холодноотянутой проволоки с пределом текучести >500 Н/мм² по данным СЭВ средневзвешенный нормативный предел текучести обычной ненапрягаемой арматуры достиг в ФРГ, ГДР и Венгрии 397...401, в СССР 362 Н/мм² (табл. 1).

Сравнением механических свойств напрягаемой арматуры [2], применяемой в СССР и Японии (табл. 2), установлено, что средний предел текучести арматуры, используемой в нашей стране, составляет 946,1, а в Японии 1190,5 Н/мм² (разница около 26%).

Средний расход напрягаемой арматуры на 1 м³ преднапряженного железобетона в Японии — 47,7, США — 40, в СССР — 44,26 кг/м³. Это определяется номенклатурой преднапряженного железобетона и меньшим запасом расчета, принятым в нашей стране.

Таким образом, относительно высокий средний уровень прочности арматуры, используемой в нашей стране (см. табл. 1), определяется в значительной мере большими объемами применения напрягаемой арматуры повышенной прочности, а уровень механических свойств массовых видов ненапрягаемой арматуры на 10%, а напрягаемой 10...26% ниже, чем в передовых странах мира.

Поэтому основная задача совершенствования обычной и напрягаемой арматуры железобетонных конструкций заключается в увеличении ее прочности.

Теоретическое обоснование, проведенное автором, показало эффективность замены в обычном железобетоне стали класса А-III на Ат-IVС с пределом текучести >590 Н/мм² и относительным

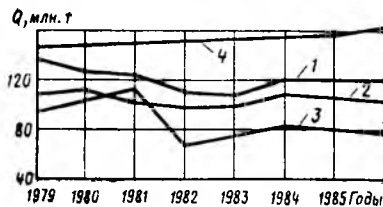


Рис. 3. Производство стали
1 — страны ЕЭС; 2 — Япония; 3 — США; 4 — СССР

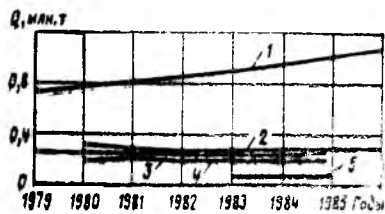


Рис. 4. Применение напрягаемой арматурной стали
1 — СССР (всего); 2 — СССР (высокопрочная проволока и канаты); 3 — страны ЕЭС; 4 — США; 5 — Япония

удлинением >12% [3]. Аналогичными работами, выполненными в странах СЭВ, ФРГ, США и Индии, установлено, что реальная экономия стали при этом достигает 10...30%.

Исследования [3, 5] сделали возможным массовое производство и успешное [3] применение новой арматурной стали класса Ат-IVС, диаметром 10...32 мм. При ее разработке исходили из того, что по пластичности, свариваемости и технологичности в строительном производстве она должна быть не хуже горячекатаной стали класса А-III.

Таблица 1

Страна	Средневзвешенный предел текучести, Н/мм ²	
	всей арматурной стали	ненапрягаемой при $\sigma_T \leq 600$
Болгария	359	322
Венгрия	518	401
ГДР	449	397
Куба	304	304
Польша	363	342
Румыния	391	354
СССР	428	362
Чехословакия	386	342

Таблица 2

$\sigma_{0,2} (\sigma_T)$, Н/мм ²	Объемы применения	
	СССР	Япония
< 600	142,0/10,5 ²	0,0/0,0
600—800	137,0/10,2	3,4/5,4
800—1000	720,0/53,3	16,9/26,9
1000—1200	108,0/8,0	4,7/7,4
1200—1400	108,0/8,0	9,4/14,9
> 1400	135,0/10,0	28,6/45,4

Примечания: 1. Статистические данные по стали класса А-IIIв отсутствуют, объемы взяты ориентировочно. 2. Перед чертой — тыс. т, после черты — %.

Были исследованы и рекомендованы к производству несколько марок такой стали — 27ГС, 28С, 25Г2С и селекст стали 35ГС при содержании углерода <0,32%.

Наилучшая однородность механических свойств, свариваемость и долговечность этой стали достигаются при производстве с наибольшей температурой самоотпуска и соответственно механическими свойствами на нижней границе. Например, по результатам испытаний стали марки 27ГС диаметром 12 мм 13 плавков комбината Криворожсталь при средних значениях σ_T , σ_u и δ_5 , равных 623, 772 Н/мм² и 26,7%, их среднеквадратические отклонения составили 8,3; 21,1 Н/мм² и 2,08%. Диаграмма растяжения характеризуется высоким пределом упругости ($\eta_1 = 0,95$) и наличием в большинстве случаев площадки текучести.

Проведенные испытания на выносливость, стойкость против коррозионного растрескивания, поведение при низких температурах (до -60°C) дали результаты не хуже, чем для стали класса А-III. Испытания железобетонных конструкций подтвердили эффективность использования стали Ат-IVС.

Почти столь же эффективно применение в обычном железобетоне упрочненной вытяжкой стали класса А-IIIв [3]. Поэтому переход на эти виды стали вместо А-III является наиболее реальным способом экономии стали в обычном железобетоне.

Напрягаемой стержневой арматуры с пределом текучести ≥ 790 Н/мм² выпускают в мире примерно 900 тыс. т в год. При этом более 800 тыс. т производят в нашей стране в виде горячекатаной и термомеханически упрочненной арматурной стали классов А-V, Ат-V и Ат-VI в соответствии с ГОСТ 5781—82 и ГОСТ 10884—81 в основном диаметрами 10...18 мм и в очень небольших объемах (15...20 тыс. т) диаметрами 20...40 мм.

Высокопрочную стержневую арматуру за рубежом изготавливают обычно механическим упрочнением, т. е. сочетанием упрочнения вытяжкой или холодной прокатки с низкотемпературным отпуском для удаления водорода и снятия внутренних напряжений. В очень небольших количествах в Японии выпускают термически упрочненные стержни с индукционным нагревом под закалку и отпуск, а в ФРГ и СССР — самоупрочняющуюся горячекатаную сталь.

Стержни изготавливают диаметрами 20, 23, 26, 32 и 36 мм гладкими с последующей накаткой резьбы для соединения их между собой и анкеровки или с винтовым периодическим профилем. Эти

способы производства более дорогие, энергоемкие и трудоемкие по сравнению с термомеханическим упрочнением в потоке проката, применяемым в СССР. Однако механотермическое упрочнение обеспечивает безотходную технологию и возможность использования экономичных углеродистых сталей.

Поскольку стержневую арматуру за рубежом, как правило, натягивают на бетон, то преимущественно изготавливают арматуру больших диаметров с гладкой поверхностью и несколько большей прочностью, чем принято в нашей стране для массовых изделий. Применяемая за рубежом напрягаемая стержневая арма-

тура находится на уровне прочности промежуточном между отечественной арматурой классов А-V и Ат-VI.

Поэтому осуществляемое в настоящее время в нашей стране освоение производства стержневой арматуры классов А-V, А-VI и Ат-VI диаметром до 40 мм и Ат-VII диаметром до 28 мм, в том числе с винтовым периодическим профилем позволит не только достичь, но и превысить уровень прочности напрягаемой стержневой арматурной стали, используемой за рубежом.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Михайлов К. В., Рогатин Ю. А. Со-
стояние и перспективы применения арма-

турных сталей // Новое в создании и применении арматуры железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ. — 1986. — С. 4—9.

2. The application of prestresser concrete in Japan—some general data // FIP notes. — 1987 — N 2. — P. 9.

3. Мадатян С. А., Черненко В. Т., Брагинский В. А. Эффективные виды арматуры // Бетон и железобетон. — 1988. — № 9. — С. 21—23.

4. H. R. Muller. New aspects of the future of prestressing steels and systems // FIP notes. — 1989. — N 2. — P. 18—22.

5. Высокопрочная арматурная сталь / А. А. Кугушин, И. Г. Узлов, В. В. Калмыков и др. — М.: Металлургия. — 1986. — 272 с.

УДК 691.87.001.612

В. С. ГУМЕНЮК, канд. техн. наук (ЦНИИС)

Требования к свойствам арматурных сталей для транспортных сооружений

Транспортное строительство осуществляется в различных климатических и геологических условиях. Характерной его особенностью является многообразие возводимых зданий и сооружений. Для выполнения намеченной программы строительства в настоящее время применяется около 2 млн. м³ преднапряженных железобетонных конструкций, что составляет около 38% общего объема производства сборного железобетона, из них: 730 тыс. м³ — плиты сборных дорожных и аэродромных покрытий, 700 тыс. м³ — несущие конструкции зданий различного назначения, 160 тыс. м³ — несущие конструкции для электрификации железных дорог, 150 тыс. м³ — мостовые конструкции, 200..250 тыс. м³ — конструкции для других видов строительства.

В качестве напрягаемой арматуры плит дорожных и аэродромных покрытий и конструкций зданий применяют термоупрочненную сталь классов Ат-IV, Ат-V, в незначительных объемах — упрочненную вытяжкой сталь класса А-IIIв, высокопрочную арматурную проволоку. Основным видом напрягаемой арматуры конструкций для электрификации железных дорог и мостовых сооружений является высокопрочная арматурная проволока диаметром 5 мм, в мостостроении в небольших количествах применяют семипроволочные арматурные канаты. В общем объеме напрягае-

мой арматуры доля проволоки и канатов составляет 35%, что примерно вдвое превышает соответствующий общесюжный показатель.

Требования к железобетонным конструкциям транспортных зданий и сооружений определяются условиями производства, строительства и эксплуатации с учетом необходимой надежности и долговечности. Отличительными особенностями некоторых сооружений (мостов, тоннелей, метро, гидротехнических) являются длительность строительства; значительные размеры; многообразие сочетаний нагрузок, включая динамические и сейсмические, и неблагоприятных воздействий окружающей среды; повышенные требования к длительности и бесперебойности эксплуатации. С учетом общих требований к железобетонным конструкциям и указанных отличительных особенностей транспортных сооружений конструкции условно можно разделить на два вида, отличающиеся тем, что к одному из них наряду с требованиями, характерными для большинства железобетонных конструкций, предъявляются специальные требования для обеспечения необходимой надежности с учетом особенностей производства работ и эксплуатации. Ко второму виду можно отнести железобетонные конструкции мостовых сооружений.

Специфическими особенностями мостовых конструкций являются высокая

ответственность сооружения; длительный срок службы; большие пролеты; невозможность либо сложность замены и усиления конструкции в случае выхода ее из строя; территориальная рассредоточенность и эксплуатация при повышенной влажности, зачастую при повышенном содержании в окружающей среде коррозионно-активных агентов, при температурных колебаниях, при низких отрицательных температурах (минус 40°C и ниже), при динамическом воздействии от транспортных средств; значительная продолжительность строительства; высокий удельный расход арматурной стали; необходимость защиты напрягаемой арматуры от коррозии и др. Конструктивные, строительные и эксплуатационные особенности мостовых сооружений в наибольшей степени характерны для мостов больших пролетов, в меньшей — для сборных типовых конструкций. Основным видом напрягаемой арматуры являются пучки из 24 или 48 параллельно расположенных круглых проволок диаметром 5 мм по ГОСТ 7348—81.

Известно, что между требованиями к железобетонным конструкциям в сооружении и к свойствам арматурных сталей существует прямая связь. Например, из-за высокой ответственности мостовых сооружений и с учетом качества применяемой арматурной стали коэффициент надежности по арматуре, норма-

руемый СНиП 2.05.03—84, выше, чем в железобетонных конструкциях общего назначения, проектируемых по СНиП 2.03.01—84.

Требования к свойствам арматурных сталей, необходимые для обеспечения эксплуатации конструкции в сооружении, регламентируются соответствующими стандартами на арматурную сталь и нормативными документами на проектирование железобетонных конструкций. Причем, некоторые свойства арматурных сталей гарантируются без включения в стандарты их браковочных количественных показателей (например, обеспеченность параметров механических свойств для проволоки и канатов, предел выносливости, стойкость против динамических воздействий, хладостойкость, релаксационная стойкость, стойкость против коррозионного растрескивания под напряжением). Предполагается, что эти свойства обеспечиваются применением стали определенных марок и оптимальной технологии изготовления арматуры. Их показатели рассчитываются и учитываются в соответствии с положениями норм проектирования железобетонных конструкций.

Ранее с учетом условий строительства и особенностей эксплуатации железобетонных мостов были определены требования к свойствам и условиям поставки высокопрочной арматурной проволоки [1]. Основные положения этих требований, включающие поставку проволоки диаметром 5...8 мм с повышенными показателями механических свойств и коррозионной стойкости и гарантией их обеспеченности, ужесточение контроля качества, сохраняют силу и в настоящее время. Указанные требования учитывали передовой зарубежный опыт производства арматурной проволоки, но, к сожалению, не были реализованы.

Важное значение имеет качество применяемой в строительстве высокопрочной арматурной проволоки. При производстве мостовых железобетонных конструкций осуществляется сплошной контроль качества поставляемой проволоки, при котором образцы отбирают и испытывают от концов каждого мотка. Из-за несоответствия требованиям ГОСТ 7348—81 в 1983 г. было отбраковано 7,2% всего объема поставленной проволоки, в том числе 5,4% по разрывному усилию, в 1987 г. соответственно 1,1 и 0,9%, что свидетельствовало о повышении качества проволоки.

В 1988—1989 гг. в ЦНИИСе была проведена оценка качества проволоки производства Волгоградского завода по ГОСТ 7348—81 с изменением № 3 и по ТУ 14-4-1503—88. Параметры механиче-

Параметры механических свойств	ГОСТ 7348—81 с изменением № 3					ТУ 14-4-1503—88			
	5В Ф	5Вр	6В	6Вр	7В	5В	5Вр	6В	7В
<i>По данным испытаний завода</i>									
Разрывное усилие	0,986 380	0,968 402	0,852 350	0,755 158	0,96 218	—	0,999 368	0,999 74	0,998 22
Относительное удлинение после разрыва	0,996 380	0,998 402	0,97 350	0,985 158	0,839 218	—	0,999 368	0,988 74	0,808 22
<i>По данным испытаний ЦНИИСе</i>									
Разрывное усилие	0,999 30	0,999 20	—	0,999 30	0,999 20	0,999 30	—	—	0,999 20
Усилия, соответствующее условному пределу текучести	0,999 30	0,999 20	—	0,999 30	0,999 20	0,999 30	—	—	0,999 20
Относительное удлинение после разрыва	0,999 30	0,999 20	—	0,608 30	0,143 20	0,999 30	—	—	0,178 20

Примечание. Над чертой — вероятность обеспечения нормируемых параметров, под чертой — объем выборки.

ских свойств проволоки диаметром 5...8 мм в ТУ 14-4-1503—88 отвечают требованиям ГОСТ 7348—81 до введения изменения № 3. По данным заводских испытаний за второе полугодие 1988 г. и испытанных в ЦНИИСе образцов проволоки, отобранных от 5...10 мотков в каждой из исследованных партий, проведена статистическая обработка фактических значений параметров основных механических свойств и определена доверительная вероятность, с которой обеспечиваются их нормируемые значения.

Результаты исследований (см. таблицу) свидетельствуют, что проволока одинакового диаметра и вида имеет по ТУ 14-4-1503—88, как правило, большую обеспеченность параметров механических свойств, чем проволока по ГОСТ 7348—81 с изменением № 3. Проволока диаметром 6 мм круглая и периодического профиля по данным заводских испытаний имеет низкую обеспеченность разрывного усилия, которое не удовлетворяет требованиям норм проектирования железобетонных конструкций. По данным испытаний ЦНИИСе проволока периодического профиля диаметром 6 мм, партии которой прошли заводской контроль качества, имеет высокую обеспеченность прочностных свойств и низкую обеспеченность пластических свойств. Такой же результат получен и для круглой проволоки диаметром 7 мм. Следовательно, принятая технология изготовления проволоки диаметром 6 и 7 мм не позволяет одновременно обеспечить с высокой доверительной вероятностью нормируемые параметры прочностных и пластических свойств.

Пластические свойства проволоки, которые определяются нормированным относительным удлинением после разрыва, обеспечивают эффективное использова-

ние в железобетоне повышенных прочностных свойств стали и должны исключить опасность хрупкого разрушения конструкции от разрыва арматуры. Высокая ответственность мостовых сооружений не позволяет использовать арматурную сталь с недостаточно гарантированными пластическими свойствами. В настоящее время нормы и стандарты не нормируют вероятность обеспечения пластических свойств арматурных сталей. Однако важность этого параметра для нормальной работы железобетонных конструкций и выявленная нестабильность его для проволоки диаметром более 5 мм вызывают необходимость нормирования обеспеченности пластических свойств, в частности для проволоки с высокими прочностными показателями. В первом приближении можно принять, что пластические свойства должны соответствовать нижней границе одностороннего доверительного интервала с вероятностью не менее 0,95. Следует ожидать, что нормирование обеспеченности пластических свойств при прочих одинаковых условиях положительно повлияет на выносливость, хладостойкость и коррозионную стойкость арматурной проволоки.

Анализ причин разрушения напрягаемой арматуры в железобетонных конструкциях мостов показал опасность механического и коррозионного повреждения поверхности проволоки из-за несоблюдения условий ее защиты во время транспортирования, хранения, переработки и монтажа [2]. Особенно опасным является длительное нахождение арматурной проволоки без защиты в закрытых каналах.

С учетом причин разрушения и требований нормативных документов в ЦНИИСе разработаны предложения по защите от коррозии арматурной прово-

локи, применяемой в мостостроении. В частности, рекомендовано хранить проволоку в закрытых помещениях при влажности воздуха не более 65%, при транспортировании обеспечивать снижение влажности окружающего воздуха путем использования упаковки и влагопоглотителя. В процессе монтажа пучков проволоки в каналах мостовых конструкций или сразу после натяжения арматуры предусмотрено применять комплексный ингибитор, который в на-

стоящее время проходит лабораторные испытания.

Таким образом, с учетом специфических особенностей строительства и условий эксплуатации железобетонных конструкций транспортных сооружений, существующего уровня качества поставляемой арматурной стали определены требования к свойствам высокопрочной арматурной проволоки, которая является одним из основных видов напрягаемой арматуры в транспортном строительстве.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Скопич В. М. Требования к свойствам высокопрочной арматурной проволоки для железобетонных конструкций мостов//Сб. материалов координационного совещания: Исследование свойств и условий применения арматурной проволоки в железобетонных конструкциях. — М.: НИИЖБ, 1977. — С. 38—44.
2. Гуменюк В. С., Красовская Г. М. Влияние условий производства работ на свойства высокопрочной арматурной проволоки//Бетон и железобетон. — 1987. — № 10. — С. 14—15.

УДК 691.87:693.554

И. Н. СУРИКОВ, инж. (НИИЖБ);
Ю. Т. ХУДИК, канд. техн. наук (Ин-т черной металлургии);
А. В. ИВЧЕНКО, канд. техн. наук (Днепропетровский металлургический ин-т)

Термомеханически упрочненная сталь класса Ат-IVC

Сократить расход арматурной стали в строительной индустрии можно благодаря совершенствованию производства и рациональному применению ее в конструкциях. В настоящее время большинство стран мира перешло на арматурную сталь с пределом текучести ≥ 500 Н/мм². Исследования [1, 2] показали эффективность арматурной стали с пределом текучести 600 Н/мм² в качестве обычной арматуры железобетонных конструкций.

НИИЖБ совместно с Институтом черной металлургии и Днепропетровским металлургическим институтом изучил механические и эксплуатационные свойства арматуры класса Ат-IVC, марок 25Г2С, 28С, 27ГС, содержащей 0,2...0,32% углерода, 0,65...1,3% марганца, 0,8...1,3% кремния.

Исследованиями механических свойств, свариваемости, коррозионной стойкости и низкотемпературной прочности установлено влияние исходной прочности на эксплуатационные свойства данной стали. Это послужило основанием ограничения верхнего предела временного сопротивления стали класса Ат-IVC с одновременным снижением его до 750 Н/мм² и увеличения пластичности, что отражено в ГОСТ 10884—81.

Исходя из этого на комбинате Криворожсталь и Западно-Сибирском металлургическом комбинате усовершенствовали технологию термомеханического упрочнения свариваемой стержневой арматуры класса Ат-IVC с пределом текучести 600 Н/мм² в потоке мелкокоротных станов 250-1 и 250-5. Упрочнение проводили по схеме прерванной закалки

с температурой самоотпуска 480...600°C.

Для исследований отобрали арматурную сталь класса Ат-IVC, марки 27ГС комбината Криворожсталь диаметрами 12, 14, 18 и 25 мм и марки 28С Западно-Сибирского металлургического комбината диаметрами 18 и 25 мм, включавшую 0,24...0,27% углерода, 0,68...1,27% марганца, 1,04...1,28% кремния.

Механические свойства арматурной стали класса Ат-IVC исследовали на натуральных образцах в соответствии с ГОСТ 12004—81. Для испытания на растяжение использовали разрывные машины «Амслер-50» и «Schcnck-2000» с записью диаграммы растяжения.

В ходе экспериментов определяли физический или условный пределы текучести $\sigma_T(\sigma_{0,2})$, временное сопротивление разрыву σ_B , относительное сосредоточенное удлинение после разрыва δ_5 , относительное равномерное удлинение δ_p и начальный модуль упругости E_n . Затем методом сумм установили средние значения

прочностных и пластических свойств \bar{M} и характеристики их изменчивости — среднее квадратическое отклонение S и коэффициент вариации S/\bar{M} . Результаты статистической обработки приведены в таблице.

Характеристики	$\sigma_T(\sigma_{0,2})$, Н/мм ²	σ_B , Н/мм ²	$E_n \cdot 10^{-5}$, Н/мм ²	δ_5 , %	δ_p , %
\bar{M}	715,0	846,8	2,04	22,75	10,01
S	68,0	62,0	0,13	2,94	1,88
$\bar{M}-1,64S$	603,5	745,1	2,25	17,93	6,93
$\bar{M}+1,64S$	826,5	948,5	1,83	27,57	13,09
S/\bar{M}	9,5	7,3	6,30	12,90	18,80

Исследуемая сталь соответствовала требованиям ГОСТ 10884—81, предъявляемым к IV классу прочности. Она имела условный или физический пределы текучести с длиной площадки текучести от 0,3 до 2% при соотношении предела текучести к временному сопротивлению $\sigma_T/\sigma_B = 0,824...0,865$ в зависимости от диаметра (см. рисунок).

Влияние контактного электронагрева изучали на арматурной стали класса Ат-IVC диаметрами 12, 14, 18 и 25 мм сравнением результатов испытаний образцов на растяжение до и после электронагрева. В результате установлено, что в интервале температур 100...550°C механические и пластические свойства стали были постоянными, поэтому температуру 550°C можно считать оптимальной.

Эксплуатационную свариваемость арматурной стали класса Ат-IVC диаметром 18 мм, марки 28С и диаметром

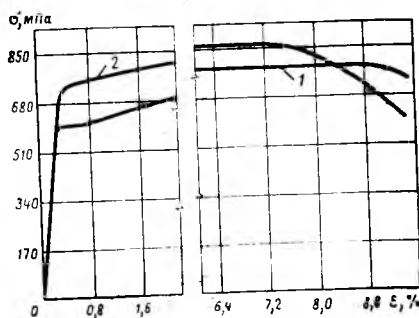


Диаграмма растяжения стали $\varnothing 25$ Ат-IVC марки 27ГС на нижнем (1) и верхнем (2) пределах механических свойств

25 мм, марки 27ГС изучали в НИИЖБе и на заводе ЖБИ № 11.

Все способы сварки и типы соединений, рекомендованные ГОСТ 14098—85 для арматуры класса Ат-IVC, не разупрочняют металл. При этом нарушение оптимальной технологии сварки, связанное с перегревом околошовной зоны, не разупрочняет арматуру $\sigma_{\text{в}} = 750 \text{ Н/мм}^2$.

Все способы сварки и типы сварных соединений, применяемые при изготовлении каркасов колонн и ригелей на заводе ЖБИ № 11, соответствовали требованиям ГОСТ 10922—75.

В качестве коррозионной среды приняли раствор с температурой 98...100°C, состоящий из 600 мас. ч. азотнокислого кальция, 80 мас. ч. азотнокислого аммония и 350 мас. ч. воды. Напряжение в образцах создавали на рычажной установке при уровне напряжения в крайнем волокне стержня $\sigma_0 = 540 \text{ Н/мм}^2$. Арматурная сталь класса Ат-IVC всех диаметров выдержала 220 ч без разрушения, что соответствует требованиям ГОСТа.

Исследование прочности при многократно-повторных нагрузках, а также испытание на низкотемпературную прочность при температуре 20...(-60)°C показали, что свойства арматурной стали класса Ат-IVC из целых стержней и сварных оказались не ниже, чем у других сталей этого класса прочности.

Для установления прочности, жесткости и трещиностойкости изгибаемых

элементов, армированных сталью класса Ат-IVC с условным и физическим пределами текучести, использовали опытные балки. Рабочей арматурой служили целые и сварные стержни $\varnothing 18$ Ат-IVC, марки 25Г2С. Всего изготовили и испытали 18 балок пролетом 3200 мм, высотой 300 мм.

Экспериментальные исследования свидетельствуют, что при выполнении сварного соединения стержней по оптимальному режиму прочность балок по нормальному сечению практически не отличалась от прочности балок, армированных целыми стержнями. При напряжениях в растянутой арматуре $\leq 500 \text{ Н/мм}^2$ ширина раскрытия трещин в зоне изгиба и прогибы не превышали требований СНиП 2.03.01—84.

Одновременно Моспроект-1 при участии НИИЖБа и завода ЖБИ № 11 разработал типовые чертежи РС 2352-86 для ригелей, армированных в сжатой и растянутой зонах арматурой класса Ат-IVC вместо А-III. Для испытаний отобрали ригели Р-56-8 из выпускаемых заводом промышленных партий пролетом 5400 мм, высотой 450 мм. Рабочая арматура растянутой зоны — $\varnothing 25$ Ат-IVC, а сжатой — $\varnothing 18$ мм [2].

В результате испытаний установлены удовлетворительные прочность, жесткость и трещиностойкость. При этом ширина раскрытия трещин при контрольных нагрузках не превышала 0,2 мм, а прогибы оказались значительно меньше 1/500 пролета ригеля.

В настоящее время ведется проектирование различных железобетонных элементов с арматурой класса Ат-IVC. Так, Нижневолжским отделом КТБ НИИЖБ разработаны рабочие чертежи 1.038.1-1, вып. 1 по армированию стальной класса Ат-IVC железобетонных перемычек с экономической эффективностью до 10 р. на 1 м³ изделий. Волгоградское ПО «Железобетон» изготовило промышленные партии перемычек, армированные арматурой диаметрами 10, 12 и 14 мм.

Настоящие исследования, а также работы [2, 3] указывают на возможность успешного применения стержневой термомеханически упрочненной стали класса Ат-IVC с пределом текучести 600 Н/мм² в качестве сжатой и растянутой рабочей арматуры в изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементах. При этом реальная экономия стали от использования данной стали вместо арматуры класса А-III может достигать 12...30%.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Высокопрочная арматурная сталь/А. А. Кугушин, И. Г. Узлов, В. В. Калмыков и др. — М.: Металлургия. — 1986. — 272 с.
2. Мадатян С. А., Черненко В. Т., Брагинский В. А. Эффективные виды арматуры//Бетон и железобетон. — 1988. — № 9. — С. 21—23.
3. Чистяков Е. А., Мулин Н. М., Тарасов А. А. Колонны, армированные высокопрочной сталью//Совершенствование конструктивных форм, методов расчета и проектирования железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ. — 1983. — С. 102—107.

УДК 691.87

И. Н. ТИХОНОВ, А. А. МАРТЫНОВ, Г. М. КРАСОВСКАЯ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ); А. Б. СТЕБЛОВ, канд. техн. наук, В. Ф. ДЫШЛЕВИЧ, инж. (Белорусский металлургический завод)

Высокопрочная стержневая арматура производства мини-заводов

Выпуск термомеханически упрочненной арматурной стали классов Ат-V и Ат-VI для преднапряженного железобетона достиг в 1988 г. 600 тыс. т. Этому способствовало освоение промышленного производства стали класса Ат-V на Белорусском (БМЗ) и Молдавском (ММЗ) металлургических мини-заводах.

Введение в промышленную эксплуатацию мини-заводов с производством стали методом непрерывной разливки в заготовку размером 125×125 мм и прокатки ее на БМЗ с разделением потребовало специального исследования эксплуа-

тационных свойств арматурной стали. Наибольшие затруднения возникли из-за низкой стойкости этих сталей в агрессивных средах, поэтому номенклатура термомеханически упрочненной арматуры производства БМЗ и ММЗ в настоящее время ограничена классом Ат-V, диаметром 10...14 мм.

Учитывая трудности в выпуске на ММЗ и БМЗ высококачественной арматурной стали классов Ат-V и Ат-VI, Институтом черной металлургии совместно с НИИЖБ была отработана технология производства арматурной стали

класса Ат-IVC для применения в ненапряженных железобетонных конструкциях вместо стали класса А-III, обеспечивающая значительную экономию металла. Технологию производства стержневой арматуры класса Ат-IVC на БМЗ отработали на стали марки 28С. При этом необходимые механические свойства достигались изменением режимов термомеханической обработки. На рис. 1 приведены диаграммы деформирования при растяжении стали марки 28С одной плавки, прокатанной на БМЗ. Испытания производили на универсальной ма-

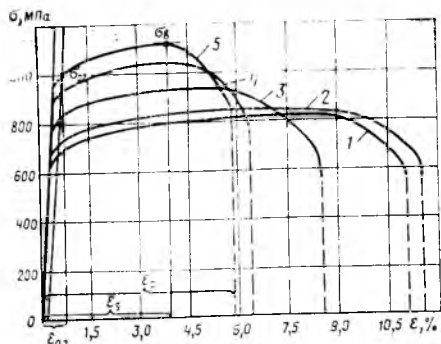


Рис. 1. Диаграммы растяжения арматурной стали марки 28С \varnothing 14 мм, термомеханически упрочненной по разным режимам 1...5 — номера режимов

шине «Требел RBO-2000» фирмы «Карл Шенк» (ФРГ). Автоматическая запись деформаций металла образцов производилась электронным деформомером машины. Как видно из диаграмм, изменением режима термомеханической обработки были достигнуты механические свойства арматурной стали классов Ат-IVC и Ат-V.

Для определения эксплуатационных качеств арматурной стали классов Ат-V и Ат-IVC производства БМЗ и ММЗ в НИИЖБе исследовали механические свойства металла промышленных и опытно-промышленных плавок в состоянии поставки и после контактного электронагрева, определяли релаксацию напряжений и длительную прочность, склонность к коррозионному воздействию, свариваемость.

На основании проведенных исследований рекомендованы режимы термоупрочнения, область и технология применения этих сталей. Полученные средние значения характеристик механических свойств арматурной стали, рекомендованной к промышленному внедрению, приведены в таблице. По значениям коэффициентов η , можно заключить, что диаграммы растяжения арматуры мини-заводов характеризуются более высоким пределом упругости и текучести, чем у арматуры, изготовленной по традиционной технологии*.

По результатам статистического анализа установлено, что браковочные значения временного сопротивления стали σ_B и условного предела текучести $\sigma_{0,2}$ для классов Ат-IVC и Ат-V обеспечиваются с доверительной вероятностью большей, чем 0,95. Расчетные сопротивления этих сталей обеспечиваются в зависимости от внутривлажной и межплаво-

ной изменчивости с доверительной вероятностью больше, чем 0,99.

Сопоставительный анализ деформативных характеристик образцов арматуры производства БМЗ показал, что относительные удлинения δ_5 и δ_R стали класса Ат-V марки 20ГС имеют больший разброс, чем стали марки 28С.

Исследования влияния контактного электронагрева на механические свойства арматурной стали производства мини-заводов проводили по методике НИИЖБ. На влияние электронагрева было исследовано десять партий арматурной стали производства БМЗ и ММЗ.

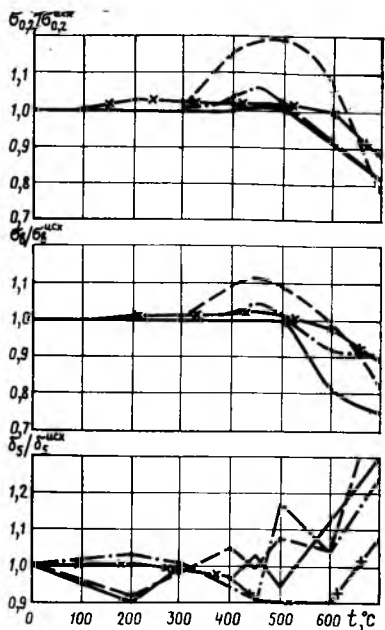


Рис. 2. Влияние электронагрева на механические свойства стали мини-заводов — — — Ат-V 28С БМЗ; — × — Ат-IV 28С БМЗ; — — — Ат-V 20ГС БМЗ; — — — Ат-V 28С ММЗ

Таблица

Характеристика	Ат-V, 28С ММЗ	Ат-V, 20ГС БМЗ	Ат-V, 28С БМЗ	Ат-IVC, 28С БМЗ	
	\varnothing 12	\varnothing 14	\varnothing 14	\varnothing 10	\varnothing 14
$\sigma_{0,05}$, МПа	921	880	859	706	686
$\sigma_{0,2}$, МПа	1019	965	925	718	756
$\sigma_{0,5}$, МПа	1088	1024	962	726	778
σ_B , МПа	1172	1075	1043	850	895
η_1	0,740	0,762	0,807	0,954	0,750
η_4	1,14	1,11	1,12	1,18	1,19
$E \cdot 10^{-5}$, МПа	1,95	1,89	1,99	2,04	1,96
δ_5 , %	13,5	15,4	15,3	17,5	18,5
δ_R , %	3,3	3,0	2,7	6,2	6,1
Число наблюдений	36	93	34	47	137

Примечание. $\eta_1 = \frac{\sigma_{упр}}{\sigma_{0,2}} = 1 - 2,7 \times \frac{\sigma_{0,2} - \sigma_{0,05}}{\sigma_{0,2}}$; $\eta_4 = \sigma_B / \sigma_{0,2}$

На рис. 2 показано влияние температуры электронагрева на условный предел текучести $\sigma_{0,2}$, временное сопротивление разрыву σ_B и относительное удлинение δ_5 арматурной стали, изготовленной мини-заводами.

Опыты показали, что для этих сталей эффект упрочнения от электронагрева проявляется при температуре 450°C. Наибольшее упрочнение по $\sigma_{0,2}$ наблюдается для стали марки 28С производства ММЗ. Характерной особенностью исследованной стали является ее высокая стойкость к температурному разупрочнению. Снижение характеристик условного предела текучести и временного сопротивления разрыву для всех исследованных сталей наблюдается при температуре электронагрева 500...600°C.

Относительное удлинение после разрыва δ_5 , характеризующее пластичность материала, до температуры электронагрева 600°C $\pm 10\%$ исходного значения постоянно, а при температуре выше 600°C резко повышается.

Изучение влияния выдержки под нагрузкой при электротермическом и механическом способах натяжения арматуры, изготовленной БМЗ и ММЗ, на механические свойства стали показало, что для уровня преднапряжения 0,6...1,0 $\sigma_{0,2}$ она не снижает характеристик механических свойств ниже значений, регламентированных ГОСТ 10884—81 для соответствующих классов прочности.

Испытания на склонность к коррозионному растрескиванию арматурной стали производства мини-заводов проводили по ГОСТ 10884—81. Напряжение в образцах создавалось изгибом на рычажной установке и поддерживалось постоянным в процессе испытания. О склонности к коррозионному растрескиванию судили по времени до разрушения образцов. Испытания проводили при различных уровнях напряжения арматуры. Установлено, что арматурная сталь класса Ат-V диаметром 10...14 мм производства ММЗ и БМЗ проявляет большую склонность к коррозионному растрескиванию. Так, при напряжении, равном 0,9 $\sigma_{0,2}$, время до разрушения образцов арматуры БМЗ из стали марки 20ГС не превысило 5 ч, марки 28С — 7,5 ч, арматуры ММЗ марки 28С — 9 ч. При нагружении образцов выход ликвационной зоны на поверхность стержней в результате прокатки с разделением, на одних образцах располагали со стороны растянутого волокна, на других — со стороны сжатого. Расположение зоны ликвации не повлияло на результаты коррозионных испытаний. Для сопоставления испытывали образцы арматуры класса Ат-V из металла марки 20ГС,

* Мадатян С. А. Влияние предварительного напряжения на свойства высокопрочной стержневой арматурной стали и несущую способность изгибаемых железобетонных элементов: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук. — М., 1980. — 48 с.

выплавленного на Криворожском металлургическом комбинате в слитках и прокатанного по технологии БМЗ с разделением. В условиях коррозионных испытаний эти образцы показали высокую стойкость против коррозионного растрескивания: при напряжении $0,9 \sigma_{0,2}$ большая часть образцов не разрушилась в течение 220 ч. Таким образом, определяющим фактором, влияющим на стойкость против коррозионного растрескивания, является не метод прокатки (с разделением), а способ выплавки. С уменьшением уровня напряжения до $0,7 \sigma_{0,2}$ время до разрушения образцов, находившихся в коррозионной среде, возрастало в несколько раз и для отдельных образцов превышало 100 ч.

Одной из задач исследований являлась экспериментальная проверка влияния электронагрева на стойкость арматурной стали производства мини-заводов против коррозионного растрескивания. Установлено, что электронагрев на 400°C , практически не увеличивает время до разрушения арматуры класса Ат-V. С повышением температуры электронагрева до $500\text{--}600^\circ\text{C}$ сопротивление против хрупкого коррозионного разрушения возрастает. Так, для арматурной стали класса Ат-V марки 20ГС производства БМЗ диаметром 14 мм при напряжении, равном $0,9 \sigma_{0,2}$, изменение

температуры электронагрева до $400\text{--}600^\circ\text{C}$ увеличило время до разрушения с 7,5 до 37 ч, для стали класса Ат-V марки 28С с 10,5 до 18 ч соответственно.

В результате исследований склонности к коррозионному растрескиванию опытных и опытно-промышленных партий арматуры класса Ат-IVC из стали марки 28С диаметром 10 и 14 мм производства БМЗ были уточнены оптимальные технологические параметры и получены положительные результаты. Так, при напряжении, $0,9 \sigma_{0,2}$ минимальное время до разрушения арматуры диаметром 14 мм составило 55 ч, а основная масса образцов разрушилась по истечении 100 ч. Два опытных образца диаметром 10 мм при напряжении $0,9 \sigma_{0,2}$ не разрушились в течение 220 ч коррозионных испытаний. Механические испытания образцов после коррозионных испытаний показали, что их прочность не снизилась и пластические свойства не ухудшились.

Выводы

Механические свойства арматурной стали класса Ат-V марки 28С прокатанной из непрерывно литой заготовки на ММЗ, класса Ат-V марки 20ГС и Ат-V, Ат-IVC марки 28С, изготовленной из непрерывно литой заготовки по методу разделения в процессе проката на БМЗ, в состоянии поставки отвечают требованиям ГОСТ 10884—81.

Значения коэффициента $\eta = \sigma_{упр} / \sigma_{0,2}$ арматурной стали, прокатанной из непрерывно литой заготовки на мини-заводах, выше, чем у арматурной стали, прокатанной по традиционной технологии.

Арматурная сталь марок 20ГС и 28С классов Ат-V и Ат-IVC производства БМЗ и ММЗ обладает высокой стойкостью к температурному разупрочнению от контактного электронагрева. Оптимальной температурой электронагрева этого вида арматуры при натяжении ее электротермическим способом можно принять 450°C , а максимально допустимой 500°C .

Определяющим фактором, снижающим стойкость против коррозионного растрескивания арматуры класса Ат-V, является принятый на мини-заводах метод непрерывной разливки стали в заготовки сечением 125×125 мм. Исследованиями на БМЗ установлены режимы термообработки, позволившие обеспечить высокую коррозионную стойкость арматуры класса Ат-IVC из стали марки 28С. Нагрев термомеханически упрочненной арматурной стали класса Ат-V производства БМЗ на 500 и 600°C , осуществляемый в процессе электротермонапряжения, увеличивает ее сопротивление против хрупкого коррозионного растрескивания.

УДК 691.87:691.714

А. И. КАУРОВ, инж. (НИИЖБ)

Новая высокопрочная арматурная сталь класса Ат-VII диаметром 10...25 мм

Разработка и внедрение железобетонных конструкций новой термомеханически упрочненной арматурной стали класса Ат-VII с пределом текучести $\sigma_{0,2} \geq 1180$ МПа, являющейся в настоящее время наиболее высокопрочной стержневой арматурной сталью, представляется важнейшим условием достижения уровня лучших мировых стандартов в области преднапряженного железобетона.

Учитывая актуальность данной задачи, Институт черной металлургии и НИИЖБ содействовали освоению производства на Западно-Сибирском и Криворожском металлургических комбинатах арматуры класса Ат-VII диаметром 10...25 мм из стали марок 30ХС2 и 30ХГС2.

В результате статистической обработки данных испытания образцов стали класса Ат-VII опытных партий установлено, что средние значения механических свойств в состоянии поставки соответствуют требованиям ГОСТ 10884—81— $\bar{\sigma}_u = 1531$ МПа; $\bar{\sigma}_{0,2} = 1187$ МПа; $\bar{\delta}_5 = 11,95\%$; $\bar{\delta}_p = 3,88\%$; $\bar{E}_s = 1,964 \cdot 10^5$ МПа.

Минимальные значения этих характеристик за исключением $\sigma_{0,2}$ обеспечиваются с достоверной вероятностью $P \geq 0,95$. Среднеквадратические отклонения $S_0 \sigma_{0,2}$ и σ_u , равные 23,5 и 62,7 МПа, не превышают величин, нормируемых ГОСТ 10884—81.

После преднапряжения до $\sigma_{sp} = 0,85\text{--}0,95 \sigma_{0,2}^{sup}$ характеристики сопро-

тивления стали малым пластическим деформациям, включая $\sigma_{0,2}$, существенно увеличиваются [1] и, как правило, отвечают требованиям ГОСТ при $P \geq 0,95$.

Достоинством стали класса Ат-VII является высокая пластичность — средние относительные удлинения $\bar{\delta}_5$ и $\bar{\delta}_p$ существенно выше нормируемых ГОСТом ($\bar{\delta}_5 \geq 6\%$ и $\bar{\delta}_p \geq 1,5\%$).

Нормативное сопротивление R_{sp} арматурной стали класса Ат-VII и расчетное сопротивление для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ составляло 1180 МПа.

Расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы следует принимать для растянутой про-

дольной арматуры при коэффициенте надежности $\gamma_s = 1,2$ $R_s = 980$ МПа, для растянутой поперечной $R_{sw} = 785$ МПа, для сжатой $R_{sc} = 500$ МПа.

Средняя диаграмма условно-мгновенного растяжения стали класса Ат-VII характеризуется параметром упругости $\eta_1 = 0,515$ и соотношениями $\bar{\sigma}_{0,2}/\bar{\sigma}_u = 0,775$ и $\bar{\sigma}_{0,2}/\bar{\sigma}_{0,5} = 0,899$, что несколько ниже, чем для выпускаемой промышленными партиями стали классов Ат-V и Ат-VI соответствующих диаметров (см. рисунок). В связи с этим целесообразно при освоении промышленного производства стали класса Ат-VII отработать оптимальные параметры технологии ее термообработки, позволяющие увеличить соотношение $\bar{\sigma}_{0,2}/\bar{\sigma}_u$ до 0,83...0,85 при сохранении или незначительном снижении временного сопротивления σ_u , повысив тем самым предел текучести $\sigma_{0,2}$.

Сравнительными исследованиями различных предложений по аналитическому описанию диаграммы растяжения арматурных сталей установлена возможность применения для стали Ат-VII известного метода [2], основанного на сплайн-интерполяции. Наилучшее приближение опытной и расчетной диаграмм достигается при использовании кубической сплайн-функции, интерполирующей базовые точки диаграммы σ_{el} , $\sigma_{0,2}$, $\sigma_{0,5}$ и σ_u

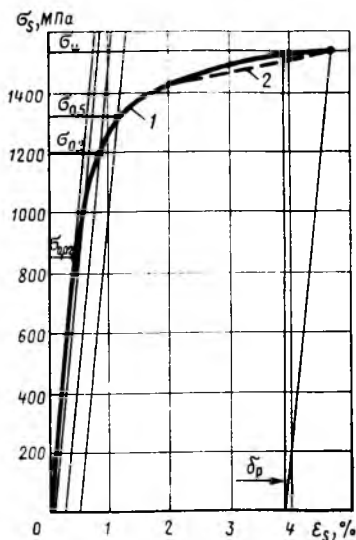
$$\varepsilon_s = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} = \frac{\sigma_s}{E_s} + \sum_{i=1}^N m_i (m_{s\varepsilon p} - \eta_i)^3, \quad (1)$$

где N — номер участка нелинейной части ($N=1, 2, 3$); m_i ($i=1, 2, 3$), η_i ($i=1, 2, 3, 4$) — параметры сплайна; $m_{s\varepsilon p}$ — относительный уровень нагружения: $m_{s\varepsilon p} = \sigma_s/\sigma_{0,2}$.

Для рационального применения новой арматурной стали класса Ат-VII в качестве напрягаемой арматуры изгибаемых элементов необходимо разработать дополнительный расчетный аппарат, учитывающий особенности работы этих элементов как в доэксплуатационной стадии при отпуске натяжения арматуры, так и при изгибе.

В НИИЖБе исследовали работу опытных изгибаемых элементов, армированных $\varnothing 25$ Ат-VII при задаваемых уровнях преднапряжения $\sigma_{sp}/\sigma_{0,2}^{sup} \approx 0,55$; 0,75 и 0,95, что соответствовало $\sigma_{con} \approx 550, 750$ и 1050 МПа. Для обобщенной оценки привлекли также данные ранее проведенных испытаний балочных элементов с арматурой Ат-VII диаметром 12 и 18 мм [3].

Очевидно, что использование в опыт-



Среднеквадратическая диаграмма растяжения высокопрочной арматурной стали класса Ат-VII

1 — опытная кривая; 2 — расчетная по уравнению (1); $\bar{\delta}_p = 3,88\%$; $\bar{E}_s = 1,968 \cdot 10^5$

ных элементах напрягаемой арматуры $\varnothing 25$ Ат-VII (максимальный диаметр из всего сортамента полученных партий) позволило промоделировать наиболее неблагоприятные условия работы конструкций с такой арматурой, поскольку в случае применения стержней больших диаметров увеличивается вероятность образования при отпуске натяжения продольных трещин раскалывания вдоль напрягаемой арматуры с торцов элементов.

К тому же при использовании стали $\varnothing 25$ Ат-VII отмечается неизученное сочетание прочности и диаметра арматуры. Последнее обстоятельство представляется немаловажным, поскольку может отрицательно повлиять на сцепление арматуры с бетоном и вне длины зоны передачи l_p , что снижает несущую способность элементов.

По результатам исследования опытных элементов в стадии обжатия усилим от напрягаемой арматуры разработана методика расчетной оценки продольной трещиностойкости приопорных участков, основанная на использовании аналитического выражения для ширины раскрытия трещин раскалывания как функции $a_{erc,n} = f(\sigma_{con}, R_{bp}, \mu_{sk}, a_e, d_{anc}, d_s)$

$$a_{erc,n} = A \left(\frac{\sigma_{con}}{R_{bp}} \right)^3 \frac{d_s}{\varphi_{anc}^n} - B, \quad (2)$$

где σ_{con} — преднапряжение арматуры, контролируемое на момент отпуска натяжения, МПа; R_{bp} — фактическое значение передаточной прочности бетона, МПа; d_s — диаметр напрягаемой арматуры, мм; A, B — эмпирические коэффициенты: $A = 0,85 \cdot 10^{-7} \text{ мм}^{-1}$; $B = 0,01 \text{ мм}$;

φ_{anc} — условный коэффициент армирования приопорной зоны, комплексно учитывающий влияние различных факторов на анкеровку продольной арматуры

$$\varphi_{anc} = (1 + 100 \mu_{sk}) \ln \times \left[\frac{2,5 a_e}{d_s} \left(1 + \frac{d_{anc}}{d_s} \right) \right]; \quad (3)$$

μ_{sk} — коэффициент косвенного (поперечного) армирования в виде замкнутых хомутов или сварных поперечных сеток, при его назначении должны выполняться условия: длина участка размещения косвенной арматуры $l_k \geq 0,6 l_p$; шаг косвенной арматуры $S < l_p$; при $S > l_p$, принимают в формуле $\mu_{sk} = 0$; a_e — толщина минимальная защитного слоя; d_{anc} — диаметр внутренних приопорных анкеров на напрягаемой арматуре.

Для дифференцированного назначения предельно допустимой с позиции предотвращения продольных трещин раскалывания величины преднапряжения арматуры уравнение (2) решают относительно σ_{con} при $a_{erc,n} = 0$.

Испытанием опытных элементов с арматурой класса Ат-VII установлено отсутствие невыгодного разрушения элементов по наклонному сечению от нарушения анкеровки продольной арматуры (при схеме нагружения, отвечающей реальной даже в условиях наличия трещин раскалывания концевых участков. Это справедливо и для элементов $\varnothing 25$ Ат-VII при максимально возможном уровне преднапряжения $\sigma_{sp} = 0,95 \sigma_{0,2}^{sup}$, что соответствует $\sigma_{con} \approx 1050$ МПа.

В связи с этим в некоторых случаях целесообразно назначать σ_{con} исходя из условия допущения продольных трещин раскалывания ограниченной ширины раскрытия $a_{erc,n}$. Применительно к арматурной стали класса Ат-VII за предельно допустимую ширину раскрытия $a_{erc,n}$ рекомендуется принимать следующие значения: для изгибаемых элементов без внутренних приопорных анкеров при длине заведения напрягаемой арматуры за ось опоры $l_{sup} \geq 5 d_s$ и относительном пролете среза $a/h_0 \geq 2,4$ — $a_{erc,n} = 0,1$ мм, для элементов с анкерами (при $d_{anc}/d_s \geq 2$) при $l_{sup} \geq 5 d_s$ и $a/h_0 \geq 2,4$ — $a_{erc,n} = 0,2$ мм.

Разработанная методика расчетной оценки продольной трещиностойкости составляет дополнительную основу для проектирования изгибаемых элементов с арматурной сталью класса Ат-VII диаметром 10...25 мм.

В остальном проведенные исследования выявили возможность распространения принятых в действующих нормах методов расчета прочности, жесткости и трещиностойкости на изгибаемые эле-

менты с арматурной сталью класса Ат-VII диаметром 10...25 мм.

При этом следует отметить, что расчетный аппарат норм в некоторых случаях базируется на допущениях, определяющих, как правило, запас по величине расчетных данных в пользу обеспечения большей надежности. Эта особенность норм находит свое отражение и в результатах исследований опытных изгибаемых элементов с арматурой класса Ат-VII диаметром 25 мм. Указанное расхождение результатов расчета по методике норм по сравнению с опытными данными существенно проявляется

при расчете прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента, а также при определении ширины раскрытия наклонных трещин.

Выводы

В результате изучения свойств стали класса Ат-VII опытных партий и исследования прочности, жесткости и трещиностойкости изгибаемых элементов выявлена принципиальная возможность рационального применения арматурной стали класса Ат-VII диаметром ≤ 25 мм в качестве напрягаемой арматуры изгибаемых железобетонных элементов.

Расчет изгибаемых элементов с арма-

турой класса Ат-VII по двум группам предельных состояний допускается производить по СНиП 2.03.01—84.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Мадатян С. А. Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат. — 1980. — 196 с.
2. Об уточнении аналитических зависимостей диаграмм растяжения арматурных сталей/ В. Н. Байков, С. А. Мадатян, Л. С. Дудолов, В. М. Митасов // Известия ВУЗов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1983. — № 9. — С. 1—5.
3. Петросян Р. В. Особенности работы стержневой арматуры класса Ат-VII в изгибаемых элементах/Новое в создании и применении арматуры железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ. — 1986. — С. 19—28.

УДК 691.87:691.714

В. А. РАХМАНОВ, В. П. КОНЕВСКИЙ, В. Н. ПАПУ, кандидаты техн. наук (ВНИИЖелезобетон)

Выносливость нового вида арматурной стали класса Ат-IVC

Расширение области применения новых видов арматуры для конструкций, работающих при многократно повторных нагрузках, является одной из наиболее важных задач, обеспечивающих ускорение научно-технического прогресса строительства.

Рациональное использование термомеханически упрочненной свариваемой арматуры средней и повышенной прочности зависит, в первую очередь, от различных условий эксплуатации, в том числе при многократно повторных нагрузках.

Во ВНИИЖелезобетоне при участии НИИЖБ исследовали усталостную прочность и механические свойства различных партий арматурной стали класса Ат-IVC марки 25Г2С, предназначенной для массового внедрения в строительство.

Исследования проводили на натуральных образцах арматуры двух партий в состоянии поставки, полученных с металлургического комбината Криворожсталь. Химический состав стали марки 25Г2С диаметрами 14 и 25 мм следующий: С — 0,27%, Mn — соответственно 1,5 и 1,42%, Si — 0,72 и 0,83%.

Механические свойства арматурной стали в состоянии поставки определяли по ГОСТ 12004—81. По результатам испытаний методом сумм получали средние значения механических свойств \bar{M} и показатели их изменчивости: среднеквадратичное отклонение S и коэффициенты вариации S/\bar{M} (табл. 1).

Данные испытаний показали, что исследуемая арматурная сталь по механическим свойствам и однородности отвечает требованиям ГОСТ 10884—81, предъявляемым к четвертому классу прочности. Вместе с тем, коэффициенты вариации для испытанных партий стали достаточно большие, что прежде всего связано с технологией ее производства и большим разбросом механических свойств между головными и хвостовыми частями раската.

Выносливость исследовали на образцах 3 серий по 12...15 штук для каждого вида испытаний с переменной растояющей нагрузкой и заданным коэффициентом асимметрии цикла $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$. Две серии образцов арматуры диаметром 14 мм имели значения ρ , равные 0,5 и 0,7, и одна серия арматуры диаметром 25 мм — ρ , равное 0,5.

Таблица 1

Показатель изменчивости	Механические свойства в состоянии поставки					
	$\sigma_{0,02}$, МПа	$\sigma_{0,2}$, МПа	σ_B , МПа	δ_5 , %	δ_{10} , %	$E_s \cdot 10^4$, МПа
\bar{M}	571,3 611	743,3 760	941,3 905	18,8 16,8	6,267 6,3	1,955 2,03
S	37,6 36	43,0 43	49,3 30,5	1,833 1,05	1,621 0,743	0,073 0,03
S/\bar{M}	6,6 5,89	5,78 5,65	5,23 3,37	9,75 6,25	25,9 1,23	3,73 1,43

Примечание. Над чертой — для стали диаметром 14 мм, под чертой — диаметром 25 мм.

Усталостные испытания проводили на гидропульсаторах / марок ЭДЦ-20 (200 кН) и ЕУС-100 (1000 кН) производства ГДР с диапазоном частоты циклического нагружения 500...1500 1/мин. Класс точности машин I.

Начальная длина образцов принята 900...950 мм. Крепление образцов стержневой арматуры в машинах осуществляли цапговыми захватами. Для обеспечения усталостного разрушения образца в рабочей части (вне захватов) или прохождения им базового числа циклов без разрушения после определенного числа циклов стержни с каждой стороны перехватывали на 20...40 мм.

Испытания на действие многократно повторных (циклических) нагрузок проводили по общепринятой методике методом нисходящих нагрузок. Первые образцы нагружали максимальным напряжением выше предела выносливости. Затем от образца к образцу напряжения снижались, а соответствующая долговечность N (число циклов до разрушения) возрастала, приближаясь к базовому значению 2 млн. циклов.

Результаты испытаний разрушившихся образцов (рис. 1) обрабатывали способом наименьших квадратов с построением линий регрессии в полулогарифмических координатах «напряжение — логарифм числа циклов». Предел выносливости определяли по уровню горизонтального участка в месте перелома наклонной линии усталости, который, как правило, наблюдается до прохождения базового числа циклов (табл. 2).

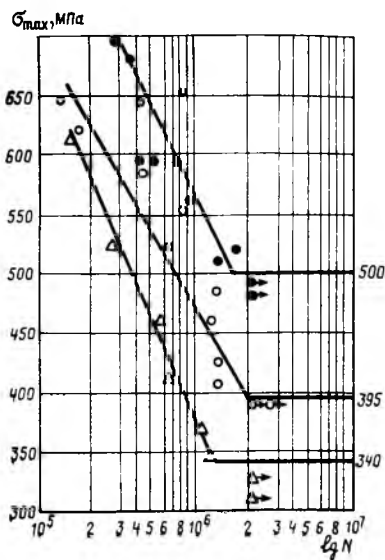


Рис. 1. Результаты усталостных испытаний натуральных образцов арматурной стали класса At-IVC марки 25Г2С
 ○, ● — образцы диаметром 14 мм, испытанные при $\rho=0,5$ и $0,7$ соответственно; Δ — образцы диаметром 25 мм, испытанные при $\rho=0,5$

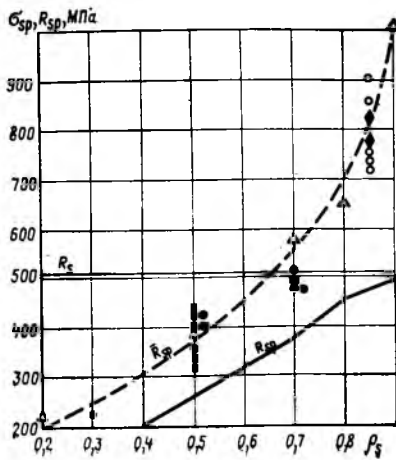


Рис. 2. Экспериментальные и расчетные данные по выносливости арматурной стали классов At-IVC и A-IV
 ■ — At-IVC марки 25Г2С; Δ — A-IV марки 80С; ● — A-IV марки 20ХГ2Ц, 20ХГСТ; ◆ — A-IV марки 20ХГ2Ф; ○ — A-IV марок 30ХГ2С, 65ГС

Таблица 2

Диаметр арматуры, мм	Коэффициент асимметрии цикла ρ	Уравнение линии регрессии	Коэффициент корреляции r	Предел выносливости σ_{sp} , МПа
14	0,5	$\sigma_{max} = 1894,2 - 236,9 \lg N$	-0,90	395
14	0,7	$\sigma_{max} = 2170,1 - 268,5 \lg N$	-0,96	500
25	0,5	$\sigma_{max} = 2115 - 289,9 \lg N$	-0,99	340

Сравнение полученных данных показывает, что термомеханически упрочненная арматура класса At-IVC марки 25Г2С по выносливости превосходит горячекатаную сталь марки 80С и не уступает арматурной стали марок 20ХГ2Ц и 20ХГСТ [1]. Предшествующие исследова-

ния усталостной прочности стержневой арматурной стали других видов и классов показали, что при $\rho=0,5$ и ниже выносливость стержневой арматуры, имеющей периодический профиль по ГОСТ 5781—82, практически одинакова и обусловлена влиянием профиля.

УДК 691.87

Т. И. МАМЕДОВ, канд. техн. наук, А. С. КОРОТКИЙ, инж. (НИИЖБ)

Высокопрочная проволока с новым периодическим профилем

Известно, что высокопрочная арматурная проволока класса Вр-II с периодическим профилем по ГОСТ 7348—81 по анкерующей способности уступает применяемой в отечественной практике стержневой арматуре периодического профиля. В некоторых случаях это снижает экономическую эффективность при ее использовании в преднапряженном железобетоне.

НИИЖБ совместно с Магнитогорским горно-металлургическим институтом, Белорещким металлургическим комбина-

том и ВНИИМетизом разработал новый периодический профиль для высокопрочной арматурной проволоки* (рис. 1). Для экспериментальных исследований на Белорещком металлургическом комбинате изготовили опытные партии высокопрочной холоднокатаной проволоки номинальных диаметров d_5 и 7 мм с новым профилем (см. таблицу).

* А. с. 1028812 СССР, МКИ E04 C5/03. Арматурная проволока периодического профиля / Б. А. Никифоров, Вен. А. Харитонов, Вик. А. Харитонов и др. (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1983. — № 26. — С. 99.

В исследованиях [2, 3] был получен предел выносливости σ_{sp} арматуры класса At-IVC других партий диаметрами 14 и 16 мм, соответственно равный 425 и 400 МПа также при $\rho=0,5$. Значения σ_{sp} практически совпадают с результатами настоящих исследований, однако можно отметить некоторую тенденцию снижения усталостной прочности арматуры класса At-IVC с увеличением ее диаметра.

На рис. 2 в координатах «предел выносливости σ_{sp} — коэффициент асимметрии ρ » представлены экспериментальные данные по усталостной прочности стержневой горячекатаной арматуры класса A-IV различных марок и стержневой термомеханически упрочненной арматуры класса At-IVC марки 25Г2С. Здесь же обозначена линия расчетных значений пределов выносливости R_{sp} для арматуры класса A-IV по СНиП 2.03.01—84. Значения σ_{sp} для арматуры класса At-IVC практически равны и не ниже, чем класса A-IV.

Таким образом, стержневую термомеханически упрочненную арматуру класса At-IVC марки 25Г2С можно рекомендовать для использования в конструкциях, проектируемых на выносливость с расчетными характеристиками арматурной стали класса A-IV.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Мулия Н. М. Стержневая арматура железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1974. — 232 с.
- Высокопрочная арматурная сталь / А. А. Кугушин, И. Г. Узлов, В. В. Калмыков и др. — М.: Металлургия, 1986. — 272 с.
- Свариваемая термомеханически упрочненная арматурная сталь класса At-IVC / Ю. Т. Худик, И. Н. Суриков, А. В. Ивченко и др. // Бетон и железобетон. — 1984. — № 8. — С. 27—28.

Для изучения длины зоны передачи напряжений использовали призмы из тяжелого бетона естественного твердения длиной 2 м, армированные одной проволокой по центру сечения. Наибольшие напряжения составили 1410 и 1160 МПа для проволоки диаметром 5 и 7 мм.

При плавной передаче напряжений в испытаниях с проволокой диаметром 5 мм варьировали вид профиля (по ГОСТ 7348—81 и новый), передаточную прочность бетона (20 и 30 МПа), размеры сечения призм (60×60 и 90×

×90 мм). Образцы, армированные проволокой диаметром 7 мм с новым профилем, исследовали при передаточной прочности бетона 30 и 35 МПа, при этом приняли сечение призм 90×90 мм. Для каждого сочетания исходных параметров изготовили по 2...3 призмы-близнеца. Испытания проводили по традиционной методике поэтапным отпуском натяжения напрягаемой проволоки. На каждом этапе фиксировали распределение продольных деформаций бетона по длине призм и втягивание арматуры в бетон.

На основании полученных результатов предложено в формуле (11) СНиП 2.03.01—84 для расчета длины зоны передачи напряжений l_p проволоки с новым профилем диаметром 5 и 7 мм принять $\omega_p = 1,1$, что примерно на 20% меньше, чем для проволоки $\varnothing 5$ Вр-II.

Используемая в нормах расчетная модель зоны передачи напряжений [1] предполагает линейную связь l_p и σ_{sp}/R_{bp} , постоянную при любых значениях отношения. Однако анализ полученных данных, а также результатов других исследований [2] показал, что для высокопрочной проволоки можно выделить три стадии развития зоны передачи напряжений (рис. 2).

На стадии I при сравнительно малых передаваемых напряжениях ($\sigma_{sp}/R_{bp} < 30...40$) вследствие несовершенства структуры бетона разрушаются наиболее нагруженные контакты и происходит перераспределение касательных напряжений. Она завершается формированием оптимального для передачи напряжений контактного слоя.

На стадии II зависимость между l_p и σ_{sp}/R_{bp} можно считать линейной с коэффициентом регрессии $\omega_{p,2}$, меньшим ω_p в формуле (11) СНиПа. Продолжив график линейной зависимости до пересечения с осью l_p , получим некоторую начальную величину

$$l_{p,k} = 40 \omega_{p,2} d + 2a, \quad (1)$$

где a — толщина защитного слоя.

Расчетная формула для определения длины зоны передачи напряжений со статистической обеспеченностью «два стандарта» при этом

$$l_p = \left[\omega_{p,2} \left(\frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} + 40 \right) + \lambda_p \right] d, \quad (2)$$

где $\omega_{p,2} = 0,8$ для проволоки $\varnothing 5$ Вр-II; $\omega_{p,2} = 0,6$ для проволоки с новым профилем диаметром 5 и 7 мм; $\lambda_p = 40$ для обочих видов проволоки.

λ_p учитывает требуемую надежность l_p и принятую в строительной практике толщину защитного слоя бетона.

На последней стадии дальнейшее повышение передаваемых напряжений рез-

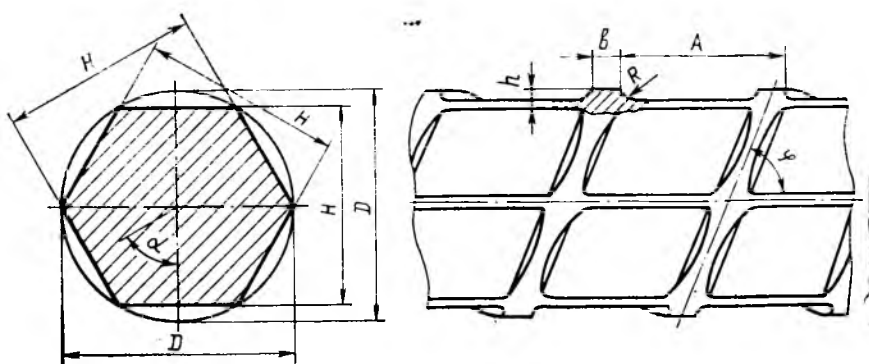


Рис. 1. Периодический профиль для высокопрочной арматурной проволоки

d , мм	D , мм	Шаг выступов A , мм	Высота выступов h , мм	Ширина выступов B , мм	ψ , °	$\sigma_{0,2}$, МПа	σ_{μ} , МПа
5	5,02	8,0	0,24	1,2	70	1586	1723
7	7,03	12,0	0,24	1,3	70	1540	1757

ко увеличивает длину зоны передачи напряжений вследствие проскальзывания арматуры или развития продольных трещин раскола. В строительной практике это, как правило, недопустимо.

С другой стороны, использование малых передаваемых напряжений снижает экономическую эффективность высокопрочной арматурной проволоки. Поэтому для определения l_p целесообразно пользоваться зависимостью (2), отражающей стадию II.

Для оценки влияния мгновенного отпуща натяжения на длину зоны передачи напряжений проволоки с новым профилем испытали призмы сечением 60×60 мм ($d=5$ мм) и 90×90 мм ($d=7$ мм) при передаточной прочности бетона 14,3 МПа. Передаваемые на-

пряжения составляли 1300 и 1080 МПа для проволоки диаметром 5 и 7 мм. Максимальная длина зоны проскальзывания для проволоки с новым профилем в принятых условиях эксперимента удовлетворительно оценивалась как $0,25 l_p$, что соответствует п. 2.29 СНиПа.

Особенности работы преднапряженных изгибаемых элементов, армированных проволокой с новым профилем, изучали на опытных балках прямоугольного сечения размером 12×20 см, длиной 240 см и расчетным пролетом 210 см. При конструировании опытных балок соблюдали требования СНиП 2.03.01—84. Всего изготовили 24 балки (3 серии по 8 балок в каждой), в том числе 4 балки с проволокой $\varnothing 5$ Вр-II ($\mu = 0,37\%$), 14 балок с холоднокатаной проволокой диаметром 5 мм ($\mu = 0,33...0,54\%$) и 6 балок с такой же арматурой диаметром 7 мм ($\mu = 0,35...0,71\%$). Проволоку диаметром 7 мм использовали только в серии III. Передаточная прочность бетона по сериям составляла 8,2, 21,6 и 26,4 МПа, прочность бетона на момент испытания балок — 11,5, 26,5 и 37,5 МПа.

Исследования длины зоны передачи напряжений, проведенные в процессе предварительного обжатия опытных балок, подтвердили выводы, сделанные на основании испытаний центрально армированных призм. Ни в одном эксперименте не появились продольные трещины раскола на поверхности опытных образцов.

Опытные балки испытали по методике НИИЖБа поэтапным нагружением шарнирноопертой однопролетной балки двумя равными силами в третях пролета. На момент трещинообразования вид используемого профиля и диаметр проволоки не влияли. Согласно п. 4.14

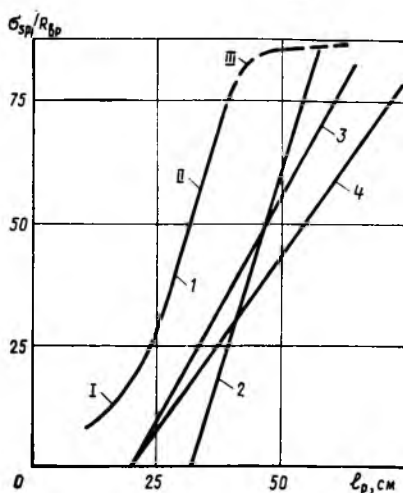


Рис. 2. Стадии развития и графики расчетных формул для определения длины зоны передачи напряжений при $d=5$ мм

I — с новым профилем (среднее по опытным данным); 2 — то же, по формуле (2), $\omega_{p,2} = 0,6$; 3 — то же, по СНиП 2.03.01—84, $\omega_p = 1,1$; 4 — Вр-II, по СНиП 2.03.01—84, $\omega_p = 1,4$; I — формирование зоны передачи напряжений; II — установившаяся передача напряжений; III — разрушение

СНиПа наибольшую ширину раскрытия нормальных трещин с доверительной вероятностью 0,95 определяют по эмпирической формуле

$$a_{cre} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 (3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} \quad (3)$$

Целью исследований стало установление коэффициента η , связывающего ширину трещин с анкерующей способностью нового профиля. Для проволоки класса Вр-II по нормам $\eta=1,2$. Статистическим анализом данных, получен-

ных на эксплуатационной стадии работы опытных балок, установлено, что для проволоки с новым профилем требуемая надежность обеспечивается при $\eta=0,9$. Однако, принимая во внимание ограниченный объем экспериментов с определенной осторожностью можно рекомендовать на стадии проектирования принимать $\eta=1$.

Расчет по методике [3] для преднапряжений многупустотной панели марки ПК 63.12-8, показал, что при использовании вместо проволоки класса Вр-II холоднокатаной проволоки с новым пе-

риодическим профилем экономическая эффективность с учетом условий применения составляет примерно 17 р/т.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Мулин Н. М. Стержневая арматура железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат. — 1974. — 232 с.
2. Гумениук В. С., Брыскин Н. Я. Исследование анкерующих свойств высокопрочной арматурной проволоки с различным периодическим профилем//Совершенствование арматуры железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ. — 1979. — С. 32—39.
3. Рекомендации по определению расчетной стоимости и трудоемкости изготовления сборных железобетонных конструкций на стадии проектирования//НИИЭС, НИИЖБ, ЦНИИПромзданий. — М.: Стройиздат. — 1987. — 144 с.

УДК 691.87:693.553

И. Д. РОМАНЮК, инж. (Львовский политехнический ин-т)

13-проволочные канаты для преднапряженных конструкций

Создание новых видов канатной арматуры преследует две основные цели: увеличение мощности арматурного элемента и улучшение его анкерующих свойств в бетоне. Этим требованиям удовлетворяет разработанный автором 13-проволочный звездчатый канат, условно обозначаемый К-13 (рис. 1). Он имеет ярко выраженную рельефную поверхность, обеспечивающую хорошие анкерующие свойства в бетоне, линейное касание проволок и свивается за одну технологическую операцию из проволок одинакового диаметра. Звездчатым канат назван по форме его поперечного сечения.

Исследование физико-механических свойств звездчатых канатов, свитых из отпущенной высокопрочной проволоки диаметром 2 мм, показало, что упруго-пластические характеристики нового каната соответствуют требованиям ГОСТ 13840—68 на семипроволочные канаты или близки им [1]. Так, для каната К-13 с кратностью свивки 8 и 9 нормативное сопротивление составляет 1500, расчетное — 1250 МПа, начальный модуль упругости — $1,8 \cdot 10^5$ МПа, отношение условного предела текучести $\sigma_{0,2}$ к временному сопротивлению разрыву находится на уровне 0,8, а агрегатного разрывного усилия к суммарной прочности составляющих канат проволок — 0,95.

Сопоставление канатов различной конструкции по длине зоны передачи напряжений можно выполнить по экспериментальным или расчетным значениям. В первом случае необходимо соблюдать идентичность условий проведения экспе-

римента, во втором — наличие единого критерия в подходе к теоретическому определению длины. Выполним сопоставление канатов К-13 и К-7 по расчетной длине зоны передачи напряжений, вычисленной теоретически и по формуле СНиП 2.03.01—84.

Самозаанкеривание канатной армату-



Рис. 1. Поперечное сечение и общий вид 13-проволочного звездчатого каната

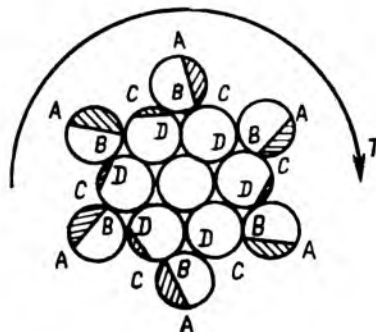


Рис. 2. К определению контактной длины каната К-13

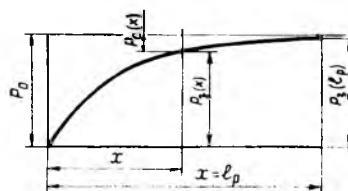


Рис. 3. Изменение усилий $P_c(x)$ и $P_s(x)$ по длине элемента

ры основывается на следующих особенностях взаимодействия такой арматуры с бетоном: контакт арматуры с бетоном осуществляется по части поверхности каната, непосредственно через которую передается давление, подобно винтовой паре; канат работает в бетоне как составной винт, испытывающий при нагружении осевые и крутящие усилия; главным фактором в формировании сцепления является трение наружных проволок каната, расположенных по винтовой линии, о бетонные выступы.

Эти условия выполним следующим образом. В процессе передачи преднапряжений контактный периметр каната К-13 определяется суммой дуг AB и CD (рис. 2). Для оценки разных типов канатов по показателю контактного периметра независимо от диаметра исходной проволоки введен коэффициент контактной длины m , представляющий собой отношение контактного периметра к диаметру проволоки, контактирующей с бетоном. По этому показателю наиболее эффективным является 13-проволочный звездчатый канат (см. таблицу).

Тип каната	m_1	m_2	Σm_i
7-проволочный круглый	5,196	—	5,196
19-проволочный круглый	—	6,984	6,984
13-проволочный звездчатый	3,000	5,796	8,796

Усилие преднапряжения P_0 , передаваемое с каната на бетон, проявляется в сечениях участка передачи напряжений в виде усилия заанкеривания каната $P_s(x)$ и невоспринятого бетоном до рассматриваемого сечения x усилия сдвига $P_c(x)$, вызывающего смещение каната относительно бетона (рис. 3). Следовательно, для сечения элемента характерно равенство

$$P_0 = P_s(x) + P_c(x) \quad (1)$$

В сечениях, более удаленных от торца элемента, чем сечение x , усилие $P_c(x)$ является источником приращения усилия $P_s(x)$, аналогично усилию P_0 на торце элемента. Отсюда крутящий момент в сечении x

$$T(x) = P_c(x)(C/A),$$

где C и A — коэффициенты жесткости каната.

Давление на наклонные к оси каната поверхности бетона от усилий $P_c(x)$ и $T(x)$ можно представить в виде равнодействующих, раскладывающихся на нормальные и касательные составляющие. Влияние крутящего момента на изменение нормальной составляющей от осевого усилия $P_c(x)$ можно учесть с помощью поправочного коэффициента $K_{тн}$. Таким образом, нормальная составляющая, которая вызывает силы трения, препятствующие проскальзыванию каната, контактирующего с бетоном одним повивом, равна:

$$P_H(x) = K_{тн} P_c(x) \sin \alpha.$$

Крутящий момент, возникающий в канате при передаче преднапряжений, положительно влияет на формирование сопротивления проскальзыванию каната в бетоне. По расчетам для канатов К-7 и К-19 коэффициенты $K_{тн}$ равны соответственно 1,98 и 1,82; для звездчатого каната К-13—1,88.

Трение в процессе передачи напряжений с арматуры на бетон имеет много общего с обычным трением и в то же время сопровождается принципиальным отличием. Для оценки взаимодействия канатной арматуры с бетоном вводится коэффициент анкерующей способности t_p , который определяется отношением

$$t_p = \tau_k(x) / P_H(x) \quad (2)$$

и используется для нахождения касательных напряжений $\tau_k(x)$.

Значение коэффициента $t_p = 0,032 \text{cth}(\mu \sigma_{sp} / R_{bp})$ найдено определением длины зоны передачи напряжений звездчатых и трехгранных канатов [2] с привлечением результатов по семипроволочным канатам, полученных К. В. Михайловым, А. И. Семеновым и Л. В. Руфом.

Пользуясь выражением (2), определим касательные напряжения на контактных поверхностях повива каната в сечении x

$$\tau_k(x) = t_p P_H(x).$$

По ним легко найти приращения касательных усилий, препятствующих проскальзыванию каната в бетоне на длине dx . Спроектировав их на ось элемента, получим приращение касательных усилий, действующих в бетонной обойме по условной цилиндрической поверхности на длине элемента dx

$$d\theta(x) = t_p P_c(x) dx K_{тн} m d_n \sin \alpha. \blacksquare$$

Равновесие каната на участке dx будет обеспечено, если приращение усилия заанкеривания каната $dP_s(x)$ будет равно приращению касательных усилий сопротивления проскальзыванию каната в бетоне, т. е. будет соблюдено равенство $dP_s(x) = d\theta(x)$. Исходя из этого, условие равновесия каната на длине dx в общем виде, т. е. при контакте каната с бетоном несколькими витками, выражится уравнением

$$dP_s(x) = t_p P_c(x) dx \times \sum_1^n K_{тн i} m_i d_{n i} \sin \alpha_i.$$

В связи с тем, что насколько усилие $P_s(x)$ увеличится на длине dx , настолько усилие $P_c(x)$ уменьшится, то

$$dP_c(x) = -t_p P_c(x) dx \times \sum_1^n K_{тн i} m_i d_{n i} \sin \alpha_i. \quad (3)$$

Уравнение (3) принято за исходное. В результате его решения получен закон изменения невоспринятого бетоном усилия преднапряжения по длине элемента в виде

$$P_c(x) = P_0 e^{-t_p \eta x} \quad (4)$$

и, пользуясь выражением (1), закон изменения усилия обжатия бетона

$$P_s(x) = P_0 (1 - e^{-t_p \eta x}), \quad (5)$$

где коэффициент

$$\eta = \sum_1^n K_{тн i} m_i d_{n i} \sin \alpha_i.$$

Зависимость (5) использована для определения длины зоны передачи напряжений, за границу которой принято сечение, в котором $P_s(t_p) = 0,90 P_0$. Это согласуется с данными других авторов. Тогда длина зоны передачи напряжений для канатов, вступающих в контакт с бетоном проволоками одинакового диаметра, составит

$$l_p = \frac{2,30}{t_p K_{тн} d_n \sum_1^n m_i \sin \alpha_i}$$

или, учитывая, что

$$t_p = 0,032 \text{cth}(\mu \sigma_{sp} / R_{bp}),$$

$$l_p = \frac{72}{K_{тн} d_n \sum_1^n m_i \sin \alpha_i} \text{th} \frac{\mu \sigma_{sp}}{R_{bp}}. \quad (6)$$

Таким образом, получена простая формула для определения длины зоны передачи напряжений, в которой раздельно учитываются геометрическая характеристика каната $d_n \sum_1^n m_i \sin \alpha_i$, влияние крутящего момента с помощью коэффициента $K_{тн}$ и относительное обжа-

тие бетона $\text{th}(\mu \sigma_{sp} / R_{bp})$. Формула удобна в пользовании. Если значения гиперболического тангенса относительного обжатия бетона представить в табличной форме, то все величины, входящие в нее, будут легко определяться. Привлечение к определению коэффициента анкерующей способности большего числа экспериментальных данных с разными видами канатной арматуры, совершенствование других характеристик, входящих в выражение (6), позволят уточнить параметры взаимодействия канатной арматуры с бетоном. Так, звездчатые канаты имеют меньшую на 57% длину зоны передачи напряжений, чем семипроволочные.

Второе сопоставление выполнено по формуле СНиПа, для чего экспериментальные данные по определению длины зоны передачи напряжений канатов К-13 [2] обработаны по методике, принятой для нахождения коэффициентов ω_p и λ_p в формуле СНиПа. Значение коэффициента $\omega_p = 0,70$ для каната К-13 на 50% меньше, чем рекомендуемое СНиПом для соответствующих канатов класса К-7, что при идентичных условиях дает меньшую на такую же величину длину зоны передачи напряжений. Таким образом, значения, подсчитанные по зависимости (6) и по формуле СНиПа примерно одинаковы.

Сопоставительные оценки сцепления проводили по результатам испытаний на выдергивание канатов К-13 и К-7 из бетонных призм [3]. Исследования показали, что у образцов одинаковой длины независимо от абсолютного ее значения отношение напряжений в канате К-13 к таковым в канате К-7 при начале сдвига незагруженного конца каната и максимальных выдергивающих усилиях равно примерно 1,7, т. е. отношению коэффициентов контактной длины этих канатов.

Для технико-экономического сопоставления конструкций, армированных новыми звездчатыми канатами, приняты типовые безраскосные фермы трех марок серии 1.463-3, выпускаемые заводом ПО Львовжелезобетон. Экономический эффект от применения звездчатых канатов в этих конструкциях составляет 3,26 р. на 1 м³ изделия.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Беринский И. Ц., Романюк И. Д. Арматурные трехграннопрядные и звездчатые канаты // Высокопрочная витая проволоочная арматура: Материалы координационного совещания. М., 1972. — С. 70—85.
- Романюк И. Д. Экспериментальное исследование длины зоны анкерования трехгранных и звездчатых прядей // Вестн. Львов. политехн. ин-та. — 1971. — № 51. — С. 93—104.
- Клименко Ф. Е., Клочков А. Г., Романюк И. Д. Исследование анкерования в бетоне семипроволочных и новых тринадцатипроволочных звездчатых арматурных канатов. — Деп. в ВНИИИС. № 9325. — Вып. 4. — 1989.

В. И. БОНДАРЕНКО, канд. техн. наук (НИИЖБ);
В. А. ПИРОГОВ, канд. техн. наук (Ин-т черной металлургии);
Е. М. КИРЕЕВ, канд. техн. наук (Магнитогорский государственный педагогический ин-т)

Холоднотянутая проволока повышенной прочности класса Вр-600 (Врп-1)

Сократить расход арматурной стали при изготовлении железобетонных конструкций можно, повышая ее прочностные и эксплуатационные характеристики. Это в равной степени относится и к низкоуглеродистой арматурной проволоке, производство которой достигло 1,3 млн. т в год.

В настоящее время имеются только два класса арматурной проволоки — низкоуглеродистая (ГОСТ 6727—80) с $R_{sn} = 400$ МПа и высокопрочная (ГОСТ 7348—81) с $R_{sn} = 1000$ МПа, в то время как горячекатаные арматурные стали бывают семи классов.

Поскольку такая градация проволоочной арматуры по прочности не всегда позволяет рационально проектировать железобетонные конструкции с применением проволоочной арматуры, целесообразно создать новые классы арматурной проволоки, прочность которой находилась бы в промежутке между действующими классами с градацией, аналогичной стержневой арматуре.

На первом этапе необходимо внедрить арматурную проволоку с $R_{sn} = 600$ МПа, (класс Вр-600), что соответствует стержневой арматуре IV класса. Этот класс проволоочной арматуры разработан на основе термомеханического упрочнения низкоуглеродистых сталей в потоке прокатного нагрева [1], что позволило достигнуть требуемых свойств при повышении цены всего на 10% (табл. 1).

При этом для всех размеров проволоки число перегибов ≥ 4 , временное сопротивление > 690 МПа, а условный предел текучести ≥ 590 МПа из расчета номинальной площади ее поперечного сечения.

Кроме механических характеристик проволоочная арматура нового класса отличается от проволоки по ГОСТ 6727—80 (класс Вр-1) видом и параметрами периодического профиля. С целью снижения влияния концентраторов напряжений выступы профиля направлены под углом 40° к продольной оси проволоки (см. рисунок), а для получения равной площади поперечного сечения по длине проволоки шаг выступов увеличен (табл. 2). Остальные

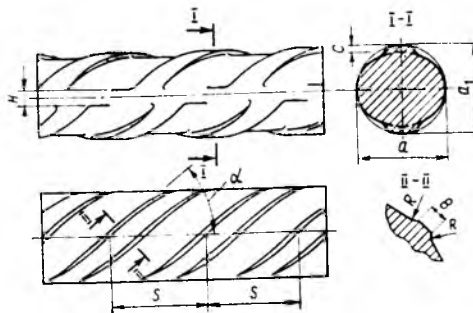
Таблица 1

d , мм	P_B , гН	$P_{0,2}$, гН	δ_{100} , %
4,0	≥ 87	≥ 74	$\geq 2,0$
4,5*	≥ 110	≥ 94	$\geq 2,0$
5,0	≥ 135	≥ 116	$\geq 2,5$
6,0	≥ 194	≥ 167	$\geq 3,5$

* Промежуточный диаметр 4,5 мм введен на период внедрения, поскольку позволяет осуществлять замену проволоки $\varnothing 5$ Вр-1 без изменения проектов.

Таблица 2

d , мм	a , мм	Высота выступа C , мм	Ширина выступа B , мм	Шаг проф- ля S , мм	Ширина лампы H , мм	Радиус галтели R , мм
4,0	4,0	0,20	0,80	4,5	2,00	0,30
4,5	4,5	0,23	0,93	5,0	2,25	0,35
5,0	5,0	0,25	1,00	5,5	2,50	0,40
6,0	6,0	0,30	1,20	6,0	3,00	0,45



Обозначение параметров периодического профиля

параметры и размеры профиля такие же, как и у проволоки класса Вр-1. В результате анкерующую способность проволоки сохранили на уровне проволоки класса Вр-1, что позволило отказаться от требования равнопрочности при сварке арматурных изделий.

По результатам исследований составлены ТУ 14-4-1322—89 и Рекомендации [2].

Обладая прочностными характеристиками на уровне IV класса, новую арматурную проволоку можно применять в качестве ненапрягаемой и преднапряженной арматуры железобетонных конструкций. При этом расчетные сопротивления растяжению R_s и $R_{s,ser}$ опре-

деляют делением нормативного сопротивления R_{sn} , равного условному пределу текучести, на коэффициент надежности по арматуре $\gamma_s = 1,2$ (временно до получения достоверных данных) при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы и $\gamma_s = 1$ — для второй группы. При использовании арматуры класса Вр-600 в сварных сетках и каркасах ее расчетное сопротивление R_s снижают умножением на коэффициент условий работы арматуры $\gamma_{10} = 0,95$ и $0,85$ при ненормируемой (монтажной) и нормируемой прочности сварных крестообразных соединений на срез.

Таким образом, для всех диаметров проволоки расчетные сопротивления растяжению R_s для предельных состояний первой группы при применении ее в виде отдельных стержней или в вязаных каркасах и сетках составляет 490 МПа. В случае использования в сварных сетках и каркасах с ненормируемой прочностью соединения — 470, с нормируемой — 420 МПа; $R_{sc} = 400$ МПа; $R_{s,ser} = 590$ МПа.

Модуль упругости арматурной проволоки класса Вр-600 равен $19 \cdot 10^4$ МПа. Коррозионная стойкость и свариваемость рассмотренной арматурной проволоки соответствует требованиям ГОСТ 6727—80 при соблюдении рекомендуемых режимов сварки [2].

Элементы железобетонных конструкций с применением арматуры класса Вр-600 предлагается рассчитывать в соответствии со СНиП 2.03.01—84 с учетом [2]. Применение проволоки класса Вр-600 в железобетонных конструкциях позволяет сократить расход металла на 15% и сэкономить до 30 р/т. Промышленное производство такой проволоки освоено на Западно-Сибирском металлургическом комбинате и Орловском сталепрокатном заводе.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Производство арматурной проволоки повышенной прочности из рядовых углеродистых сталей/В. А. Пирогов, В. Л. Бабищ, В. П. Фетисов и др.//Сталь. — 1981. — № 10. — С. 65—66.
2. Рекомендации по применению проволоки из низкоуглеродистой стали холоднотянутой периодического профиля повышенной прочности класса Вр-600 (Врп-1) в железобетонных конструкциях. — М.: НИИЖБ. — 1989. — 9 с.

Повышение эффективности применения арматурных сталей

Эффективность железобетонных конструкций зависит от повышения механических характеристик стали и рационального использования имеющихся резервов ее прочности. Если повышение прочностных характеристик в основном связано с изготовлением арматуры, то повышение степени реализации ее свойств в первую очередь — с технологией переработки арматурной стали и совершенствованием методов расчета железобетонных конструкций с широким использованием диаграмм деформирования арматуры и бетона.

Переход к использованию реальных диаграмм деформирования увеличивает объем перерабатываемой информации, что позволяет в некоторых случаях добиться снижения материальных и других затрат при создании новых видов конструкций из железобетона [1]. Учет диаграммы арматуры в расчете за-

$0,2 \leq \xi \leq 0,35$) результаты, как правило, совпадают. Это объясняется тем, что методы расчета, основанные на эмпирическом исследовании, достаточно хорошо иллюстрируют конечный результат в интервале, где объем экспериментальных исследований наиболее значителен. Другие результаты получаются за пределами этого диапазона.

Многие исследователи неоднократно отмечали, что методы, использующие общеизвестные подходы, принятые в строительной механике и механике твердого тела, дают хорошее совпадение с опытом и адекватно отражают картину напряженно-деформированного состояния на всем диапазоне работы исследуемых конструкций. В настоящее время принято разделять физико-механические характеристики арматурной стали на классы, при этом внутри каждого класса способы изготовления арматуры мо-

ли различные марки отличаются характером работы. Анализ показывает, что использование фактических диаграмм стержневой высокопрочной горячекатаной стали классов А-IV...А-VI с учетом их трансформации в зависимости от уровня преднапряжения способствует дальнейшему снижению расхода арматурной стали в среднем на 4...6%. Если при этом уменьшается число стержней в растянутой зоне, например, в балочных конструкциях большой высоты, срабатывают вторичные факторы. Увеличение плеча внутренней пары за счет уменьшения числа стержней приводит к дальнейшему снижению расхода стали.

Большое значение приобретают методы, основанные на физических моделях, и при расчете конструкций по второй группе предельных состояний. Единобразие методики расчета на прочность, жесткость и трещиностойкость с гибко

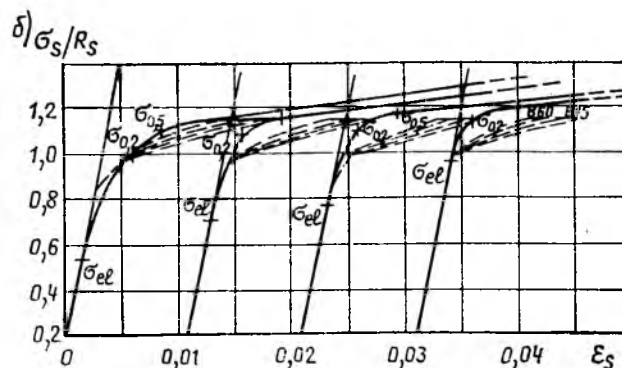
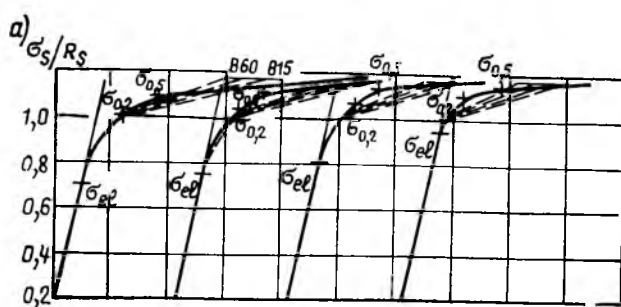


Рис. 1. Диаграммы деформирования арматуры классов А-IV (а) и А-V (б) — построены по [2]; — — — полученные из формул общего метода норм

стью приводит к снижению расхода стали [2], а введение диаграмм бетона, как правило, имеет вторичный характер, т. е. через совершенствование всего механизма расчета железобетонных конструкций. Сопоставление расчетов, проведенных по модели, положенной в основу норм, с расчетами по другим моделям, базирующимся на методах строительной механики, показывает, что в диапазоне наиболее частой повторяемости работы конструкции (например,

▲ гут быть разными. Основной характеристикой механических свойств является расчетное сопротивление, связанное с пределом текучести (физическим или условным). Известно, что свойства арматурной стали зависят от способа ее производства и переработки в процессе изготовления конструкций. Исследования [2] показали, что способ преднапряжения меняет характер диаграммы стержневой стали в зависимости от различных факторов. На рис. 1 приведены диаграммы, построенные в соответствии с предложениями [2] по модели, разработанной в НИСИ [3], и диаграммы, используемые в общем методе расчета норм. В рамках одного класса ста-

трансформируемыми диаграммами, учитываемыми кроме свойств материалов особенности изготовления и эксплуатации конструкций, определение ψ_s и ψ_b не из эмпирических зависимостей, построенных на основе ограниченного объема экспериментов, а получаемых в результате реализации общей расчетной модели, позволяют уточнить основные характеристики. При этом характер диаграммы арматуры влияет на ширину раскрытия трещин и перемещения.

Особо следует отметить неоднозначное влияние диаграмм бетона для различных расчетных ситуаций. Соотношение несущей способности многопустотных настилов, рассчитанных по разработанной в

НИСИ методике и методике норм, в зависимости от высоты сжатой зоны различно. Результаты многовариантных расчетов (более 800) компоновки расчетного сечения и использования диаграмм арматуры и бетона как в состоянии поставки, так и трансформированных показали, что даже в широко апробированных конструкциях имеются определенные запасы материала. На рис. 2 показаны соотношения M_d/M_d^0 в зависимости от процента армирования для прямоугольных балок с одиночной арматурой, из которых видно, что конструкции со сравнительно небольшим содержанием арматурной стали имеют определенный резерв в запасе прочности. Уточнение метода расчета и введение диаграмм деформирования арматуры и бетона важны и для конструкций со смешанным армированием. Использование в качестве ненапрягаемой арматуры высокопрочной стержневой стали с низким гарантированным равномерным удлинением перед разрывом может вызывать опасность неожиданного разрушения, поэтому использование расчетных сопротивлений без контроля деформаций арматуры при расчете конструкций со смешанным армированием небезопасно.

Таким образом, дальнейшее совершенствование методов расчета путем ис-

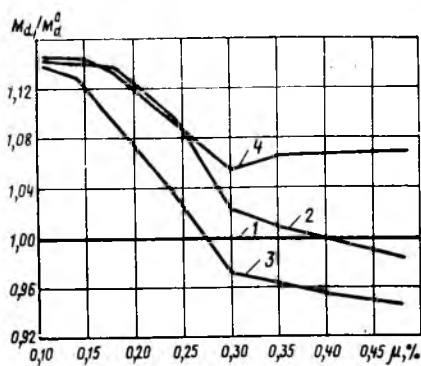


Рис. 2. Влияние процента армирования на соотношение расчетной несущей способности балок

1 — расчеты по нормам; 2 — то же, с использованием диаграммы арматуры и прямой эпюры бетона; 3 — то же, с использованием диаграмм арматуры и бетона (последняя в исходном варианте); 4 — то же, с трансформированной для изгиба диаграммой бетона

пользования в них реальных диаграмм арматуры и бетона, базирующихся на известных методах и критериях строительной механики при рассмотрении широкого диапазона работы железобетонных конструкций приводит к сокращению расхода стали при соблюдении необходимой надежности и долговечности конструкций. Расход стали снижается за счет уточнения ее физико-механических свойств в состоянии постав-

ки, повышения основных механических характеристик в процессе технологического передела, уточнения напряженно-деформированного состояния сечений и замены эмпирических коэффициентов, работающих в узком диапазоне проведенных исследований, теоретическими моделями, основанными на общих предположениях и одинаково пригодных для любых соотношений внутренних характеристик однотипных конструкций.

Выводы

Введение предлагаемых расчетных моделей, основанных на общезвестных решениях и критериях строительной механики с использованием реальных диаграмм деформирования арматуры и бетона и их гибкой трансформации в зависимости от условий применения в практике проектирования железобетонных конструкций, позволит снизить расход арматурной стали на 3..6%.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Глушков В. М. Основы безбумажной информатики. — М.: Наука. 1985. — 50 с.
2. Мадатян С. А. Технология натяжения арматуры и несущей способности железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат. 1980. — 196 с.
3. Митасов В. М., Федоров Д. А. Аналитическое представление диаграмм работы материалов за пределами упругости/Строительная механика и расчет сооружений. — 1987. — № 4. — С. 19–21.

УДК 693.565.8

В. А. ЧУДНОВСКИЙ, канд. техн. наук,
В. С. ПЛЕХАНОВ, Г. М. ГРЕЙЗ, инженеры (Челябинский ПромстройНИИпроект)

Новая технология образования анкерных головок повышенной прочности

Одним из наиболее эффективных способов образования анкеров на концах термоупрочненной стержневой арматуры является горячая высадка анкерных головок. Однако при этом натяжение арматуры класса Ат-V практически невозможно при преднапряжении σ_{sp} более 600 МПа [1]. Ограничение связано с частыми обрывами стержней у анкерной головки из-за снижения прочности термоупрочненной арматуры при нагреве. По данным обследования предприятий ТСО Южуралстрой число обрывов может достигать 10...20%, а по данным НИИЖБ для арматуры диаметром более 16 мм — 30...40% [2]. В то же время повышение преднапряжения до 800 МПа и выше с обеспечением прочности анкеров на уровне нормативного сопротивления арматуры класса Ат-V позво-

ляет более эффективно использовать высокопрочную арматуру и снизить расход металла до 20% [3].

Повышенная прочность анкеров [1] обеспечивалась путем снижения температуры нагрева участков стержня под анкера, увеличения усилия высадки, а также применения дополнительной операции — ускоренного охлаждения анкера водовоздушной смесью. Реализация такого технического решения связана с трудностями.

Более простая и экономичная технология автоматизированной заготовки высокопрочной стержневой арматуры при изготовлении преднапряженных многопустотных плит разработана и проверена в промышленных условиях НИИЖБом [4]. Технология предусматривает при горячей высадке понижен-

ную температуру и значительные усилия высадки анкерных головок. Широкое внедрение перспективной технологии сдерживается отсутствием серийно выпускаемого оборудования линий ДМ-2. В то же время на заводах строительной индустрии имеется много серийных установок типа СМЖ-128 для высадки анкерных головок.

Челябинский ПромстройНИИпроект предлагает новую технологию горячей высадки анкеров повышенной прочности, которую можно реализовать на модернизированном серийно выпускаемом оборудовании.

Технология основана на применении локальной термообработки анкерных головок после горячей высадки-закалки в спрейерном устройстве с последующим низкотемпературным отпуском.

Прочность такого анкера должна возрасти аналогично тому, как повышалась прочность стыковых сварных соединений при проведении такой термообработки [5].

Для высадки анкерных головок в лабораторных условиях использовали модернизированную сварочную машину МСМУ-150М, оснащенную двухступенчатым гидравлическим приводом для создания предварительного усилия при нагреве и осадке, а также приспособлением для ускоренного охлаждения анкера (рис. 1). Анкерные головки высаживались на термоупрочненной арматуре класса Аг-V диаметром 14 мм из стали марки 20 ГС.

Механические свойства образцов с анкерными головками и исходной стали оценивали по результатам испытаний на статическое растяжение в соответствии с нормативными требованиями. Схема испытания образцов, а также использование стандартного приспособления для ее реализации позволяют исключить влияние эксцентриситета неправильной формы головок на прочность.

Испытания проводили при постоянной скорости деформирования и скорости нагружения 80...100 мм/с.

Для определения характера механической неоднородности зоны термического влияния анкерных головок изучали продольные макрошлифы.

Анкеры изготовляли при следующих параметрах режима высадки и термообработки: ток нагрева $I_H=9,12$ кА; время нагрева $t_H=0,9...2,5$ с; свободный вылет арматурного стержня (установочная длина) в соответствии с рекомендациями [6] 38 мм; усилие зажатия стержня и высадочного пуансона 100 кН; усилие прижатия стержня к пуансону при нагреве 38 кН, а при высадке более 50 кН; время подстуживания — время от момента выключения тока при осадке до начала ускоренного охлаждения — $t_n=3$ с; температура отпуска после высадки и закалывания $T_{отп}=400...415^\circ\text{C}$. Отпуск образцов производили в электродах стыковой машины МС-20.08.

Для изучения влияния времени нагрева и вида термообработки на прочность анкерных головок были опробованы четыре технологических варианта: I — горячая высадка, закалывание в воде и последующий вторичный отпуск; II — горячая высадка, закалывание в воде без отпуска; III — базовый (традиционный) вариант без локальной термообработки; IV — горячая высадка без закалывания в воде с последующим отпуском. Анализ результатов экспериментов (см. таблицу) показывает, что проведение локальной термообработки

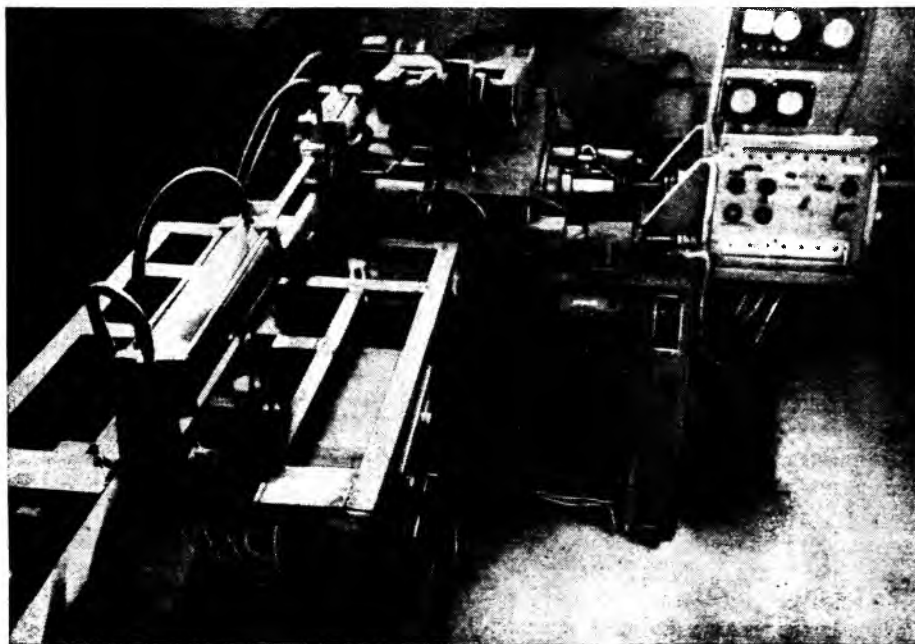


Рис. 1. Установка для горячей высадки анкеров на термоупрочненной арматуре с их последующей термообработкой

в исследованном диапазоне времени нагрева повышает временное сопротивление анкеров на 11...28%. При отпуске закаленных анкерных головок (серии 1...6) их временное сопротивление при $t_n=1,73...2,05$ с практически не

менялось и несколько возрастало при $t_n=2,2$ с. Диапазон изменения прочности в зависимости от времени нагрева составлял 900...937 МПа. При отсутствии отпуска (серии 7...12) диапазон изменения прочности расширяется $\sigma_b^{ан} = 770...950$ МПа. При $t_n=1,67...1,77$ с разрушения становятся хрупкими (без заметного сужения в месте разрыва), а прочность падает. При $t_n=2,0...2,24$ с его влияние на прочность анкеров неопределенно, а некоторое различие в прочности отдельных серий вызвано, по-видимому, естественным разбросом результатов.

В сериях 13...18 с уменьшением времени нагрева прочность образцов, подвергнутых ускоренному охлаждению, несколько возрастает, но даже при его наименьших значениях не превышает 810 МПа. Проведение отпуска, так же как и при ускоренном охлаждении несколько нивелирует результаты испытаний.

Характер механической неоднородности анкерных головок, полученных при локальной термообработке и без нее, показан на рис. 2. Применение традиционной технологии горячей высадки вызывает снижение твердости в зоне термической выдержки на участке протяженностью более 40 мм. При этом твердость в зоне подголовка снижается на 20...25 HR_{0,5}, а прочность анкера не превышает прочности арматуры класса А-III.

Проведение локальной термообработки позволяет резко уменьшить протяженность участка разупрочнения h и

№ серии	Время нагрева t_H , с	Время закалывания t_n , с	Температурный отпуск $T_{отп}$, °С	σ_b , МПа	$\sigma_b^{ан}/\sigma_b$, %	Среднее расстояние от внутреннего торца анкера до места разрушения l , мм
I вариант						
1	1,75	3,0	410	903	83,1	10
2	1,73	3,0	410	903	83,1	10
3	1,98	3,0	410	907	83,4	—
4	2,05	3,0	410	900	82,8	—
5	2,20	3,0	410	920	84,6	15
6	2,22	3,0	415	937	86,2	5
II вариант						
7*	1,67	3,0	—	770	70,8	—
8*	1,77	3,0	—	857	78,8	—
9	1,99	3,0	—	950	87,3	15
10	2,05	3,0	—	917	84,4	10
11	2,24	3,0	—	940	86,5	15
12	2,21	3,0	—	917	84,4	5
III вариант						
13	1,72	—	—	800	73,6	10
14	2,02	—	—	770	70,8	15
15	2,22	—	—	740	68,0	15
IV вариант						
16	1,78	—	415	810	74,5	10
17	2,05	—	410	780	71,8	15
18	2,21	—	410	793	72,9	5

Примечание. $\sigma_b^{ан}$ — временное сопротивление разрыву образцов с анкерами; $\sigma_b^{ан}/\sigma_b$ — относительная прочность образцов.

* Характер разрушения хрупкий, в остальных сериях — пластичный.

поднять его минимальную прочность. Сокращение протяженности участка разупрочнения происходит за счет исключения закаляющей в процессе ускоренного охлаждения части стержня, нагретого до температуры выше A_{c3} . Кроме того, ускоренное охлаждение блокирует распространение тепла и сдвигает правую границу участка разупрочнения влево. Некоторое снижение твердости у внешнего торца анкера (см. рис. 2) вызвано перегревом в месте контакта головки с токоведущими элементами при ее электронегреве во время вторичного отпуска.

Повышение прочности анкера из-за сокращения протяженности участка разупрочнения соответствует основным положениям теории прочности механически неоднородных сварных соединений: чем меньше относительная толщина разупрочненного участка (мягкой прослойки), тем сильнее его поперечные деформации сдерживаются соседними твердыми участками основного металла. В результате этого проявляется так называемый эффект контактного упрочнения мягких прослоек и прочность неоднородного стержня, включающего мягкую прослойку, растет вплоть до уровня основного металла [7].

Таким образом, повышение прочности

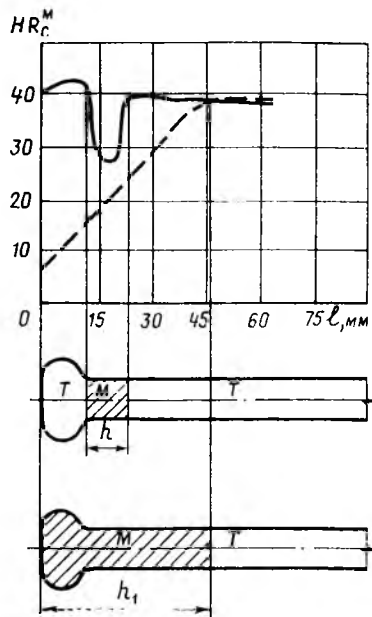


Рис. 2. Характер механической неоднородности в зоне термической выдержки анкерных головок

— горячая высадка с последующей локальной термообработкой; --- то же, без термообработки

анкера на термоупрочненной арматуре зависит от режима высадки и термообработки, обеспечивающего минимальную протяженность участка разупрочнения.

Выводы

Локальная термообработка анкерной головки на термически упрочненной арматуре повышает ее прочность на 20... 25% по сравнению с традиционной технологией горячей высадки анкеров. Минимальная протяженность участка разупрочнения является одним из основных критериев поиска оптимальных значений параметров высадки и локальной термообработки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Хайт И. Г., Дубровин Ф. М., Онуприенко В. И. Высадка анкерных головок на стержневой высокопрочной арматуре/Бетон и железобетон. — 1981. — № 3. — С. 13—14.
2. Дубровин Ф. М. Высадка анкерных головок на высокопрочной арматурной стали// Новые виды арматуры и ее сварка. — М., 1982. — С. 234—235.
3. Кобзев А. П., Крамарь В. Г., Попович Н. А. Совершенствование электротермического натяжения проволочной арматуры в многоспустотных панелях/Бетон и железобетон. — 1982. — № 5. — С. 12—13.
4. Досюк В. Д. Технология автоматизированной заготовки и натяжения высокопрочной стержневой арматуры преднапряженных железобетонных многоспустотных плит перекрытий: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. — М.: НИИЖБ — 23 с.
5. Технология сварки термоупрочненной арматуры железобетонных конструкций/О. А. Бахши, В. А. Чудновский, Г. М. Грейз, Т. М. Чиркова//Сварочное производство. — 1977. — № 9. — С. 8—10.
6. Рекомендации по технологии автоматизированной заготовки и натяжения высокопрочной стержневой арматуры пустотных настилов/НИИЖБ. — М., 1984. — С. 32.
7. Бахши О. А., Шрон Р. З. О расчетной оценке прочности сварных соединений с мягкой прослойкой//Сварочное производство. — 1971. — № 3. — С. 3—5.

УДК 621.791.05

В. М. САФАРЯН, инж. (трест Армтрансстрой)

Влияние преднапряжения на механические свойства сварных соединений стали класса Ат-VI

Один из наиболее эффективных способов снижения расхода арматуры в железобетонных элементах заключается в применении высокопрочной термомеханически упрочненной стали классов Ат-V... Ат-VI. Однако механические свойства такой стали при сварке существенно снижаются, поэтому эту арматуру используют только в виде стержней мерной длины. В настоящее время ведутся исследования с целью более эффективной унификации немерных стержней из стали классов Ат-V... Ат-VI, в том числе с помощью контактной стыковой сварки до требуемой длины [1... 4].

Одним из важнейших свойств напрягаемой стержневой арматуры является способность к сохранению и повышению в результате преднапряжения механических свойств и, прежде всего, пределов упругости и текучести ($\sigma_{0,05}$, $\sigma_{0,2}$)

при сохранении и некотором повышении пластичности (δ_5 , δ_p) [5]. Однако контактно-стыковая сварка стали классов Ат-V и Ат-VI приводит к значительному разупрочнению.

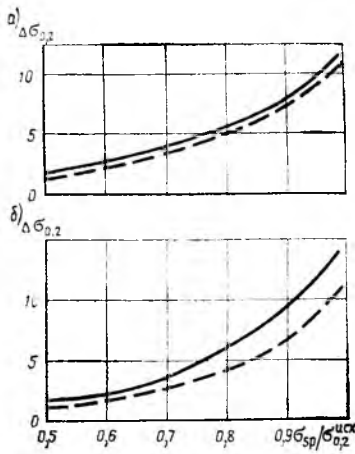
Поэтому автором изучено влияние преднапряжения на механические свойства сварных соединений термомеханически упрочненной арматурной стали класса Ат-VI, с учетом возможного разупрочнения при сварке; установлена на базе теории упрочнения количественная и качественная связь локального изменения пределов упругости и текучести арматурной стали класса Ат-VI при сварке с диаграммой растяжения стали сварного соединения и величиной преднапряжения.

В качестве теоретической основы приняты теорию упрочнения арматуры [5], согласно которой преднапряжение

и длительное выдерживание в напряженном состоянии повышают сопротивление стали малым пластическим деформациям ($\sigma_{0,05}$, $\sigma_{0,2}$) пропорционально удельной работе пластической деформации и релаксации напряжений [5].

Для экспериментов использовали термомеханически упрочненную стержневую арматуру из стали 20ГС2 диаметром 12 мм (ГОСТ 10884—81 Ат-VI). В состоянии поставки $\sigma_{0,2} = 1030$ МПа, $\sigma_b = 1370$ МПа, $\delta_5 = 10\%$, $\delta_p = 5\%$. Сварные соединения четырех видов — контактно-стыковая сварка оплавлением; то же, прямой закалкой и низкотемпературным отпуском при поперечном нагреве; то же, закалкой при поперечном нагреве и отпуском; то же, при нагреве до 600°C.

Преднапряжение осуществляли до $\sigma_{с.оп} = 500, 700$ и 900 МПа, что соответ-



Влияние преднапряжения на повышение предела текучести стали Ат-VI в исходном состоянии и после сварки

а — контактно-стыковая сварка оплавлением с прямой закалкой и низкотемпературным отпуском при поперечном нагреве; б — контактно-стыковая сварка оплавлением с закалкой при поперечном нагреве и отпуске; — исходная сталь; - - - сварной стык

ствало соотношению 0,5, 0,7 и 0,9 $\sigma_{ap}/\sigma_{0,2}$ исходной (до сварки) стали, продолжительность выдерживания под нагрузкой 1, 100 и 1000 ч. При этом оценивали изменение относительного предела упругости η , пределов упругости и текучести $\sigma_{0,05}$, $\sigma_{0,2}$ и $\sigma_{0,5}$, временного сопротивления σ_a . Результаты 1000-часовых испытаний приведены в таблице и на рисунке.

Установлено, что преднапряжение увеличило пределы упругости и текучести сварных соединений, что соответствует расчетному по реологическому варианту теории упрочнения [5]. Значительное влияние на упрочнение оказывают наряду с исходной диаграммой уровня преднапряжения и продолжительность выдерживания под нагрузкой, которые оценивали через релаксацию напряжений σ_{rel} .

Так, при $\sigma_{con}=900$ МПа для второго вида сварки повышение $\sigma_{0,2}$ за 1,1 и 1000 ч составило по целому металлу 2,26, 5,83 и 8,94%, а по стыку 4,59, 5,9 и 7,23%.

Вид сварки	Стержень	η	$\sigma_{0,05}$, МПа	$\sigma_{0,2}$, МПа	σ_b , МПа	σ_{con} , МПа	$\Delta\sigma_{0,05}$, %		$\Delta\sigma_{0,2}$, %		$\Delta\sigma_{0,5}$, %		$\Delta\sigma_{rel}$, %	
							исх.	св.	исх.	св.	исх.	св.	исх.	св.
1	Ц*	0,503	857	1050	1350	500	3,26	2,09	2,48	1,60	1,31	1,31	1,31	1,31
	СВ*	0,639	630	726	1034	500	5,08	3,50	3,60	2,48	1,41	1,41	1,41	1,41
	Ц	0,491	875	1059	1349	700	9,82	3,11	5,94	3,58	1,65	0,86	1,65	0,86
	СВ	0,529	635	769	1057	700	18,50	14,50	23,90	11,20	1,19	1,29	1,19	1,29
2	Ц	0,479	821	1017	1353	500	4,60	1,87	2,81	1,76	1,64	1,06	1,64	1,06
	СВ	0,589	721	850	1125	500	8,35	3,53	3,02	2,04	2,76	1,73	2,76	1,73
	Ц	0,518	833	1014	1376	700	6,96	3,74	6,28	3,74	1,11	1,00	1,11	1,00
	СВ	0,585	770	910	1132	700	9,74	2,86	7,31	4,25	1,33	0,67	1,33	0,67
	Ц	0,605	898	1052	1398	900	18,00	8,94	11,90	6,16	1,51	1,45	18,00	1,45
	СВ	0,667	803	942	1150	900	18,10	7,23	18,80	8,67	0,96	0,83	18,10	0,83
3	Ц	0,458	818	1023	1336	500	1,96	1,37	2,92	1,86	0,67	0,73	1,96	0,73
	СВ	0,528	794	962	1122	500	3,27	1,45	2,78	1,83	1,18	0,79	3,27	0,79
	Ц	0,517	846	1030	1400	700	6,26	2,81	5,95	3,57	1,05	0,78	6,26	0,78
	СВ	0,676	836	950	1114	700	6,81	2,11	3,72	2,57	1,83	0,82	6,81	0,82
	Ц	0,490	830	1023	1370	900	25,30	10,00	21,70	10,20	1,17	0,98	25,30	0,98
	СВ	0,595	828	974	1125	900	17,90	5,13	19,90	9,33	0,90	0,55	17,90	0,55
4	Ц	0,526	837	1015	1326	500	3,94	1,97	2,51	1,65	1,57	1,19	3,94	1,19
	СВ	0,678	644	731	845	500	3,10	1,23	3,07	2,16	1,01	0,57	3,10	0,57
	Ц	0,517	836	1018	1373	700	6,22	1,76	6,22	3,70	1,00	0,48	6,22	0,48
	СВ	0,611	830	736	864	700	12,50	6,79	22,30	10,20	0,56	0,67	12,50	0,67

Примечание. Ц — целый стержень; СВ — сварной стержень, * — сварной стык.

Анализ полученных результатов позволяет утверждать, что вследствие преднапряжения во всех сварных образцах повысились пределы упругости и текучести (см. таблицу) в зоне сварного соединения в зависимости от вида сварки, диаграммы растяжения и уровня задаваемого преднапряжения [5].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Герин В. Д. Особенности применения в железобетонных конструкциях стержневой арматуры класса Ат-Пс: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. — М., 1987. — 24 с.
2. Технология сварки термоупрочненной арматуры железобетонных конструкций/О. А.

Бакиши, В. Н. Чудновский и др. // Сварочное производство. — 1977. — № 9. — С. 8—10.

3. Кауров А. И. Влияние локального разупрочнения арматуры Ат-VII на прочность преднапряженных изгибаемых железобетонных элементов по нормальным сечениям // Новое в технологии расчета и проектирования железобетонных конструкций. — С. 48—53.
4. Падин О. И., Мадатян С. А. Особенности работы свариваемой арматурной стали класса А-V в изгибаемых железобетонных элементах // Исследование эффективности новых видов стержневой арматуры в железобетонных конструкциях. — М.: НИИЖБ, 1980. — С. 35—61.
5. Мадатян С. А. Влияние предварительного напряжения на свойства высокопрочной стержневой арматурной стали и несущую способность изгибаемых элементов: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук. — М., 1980.

О. Г. КУМПЯК, О. М. ЛОСКУТОВ, кандидаты техн. наук,
В. Г. КУХТИНОВ, инж. (Томский инженерно-строительный ин-т)

Железобетонные балки с проемами при статическом и динамическом нагружениях

При исследовании балок с проемами по наклонным сечениям при относительном пролете среза $a/h_0 \leq 1,5$ проемы располагались в зоне действия значительных поперечных сил. Испытали семь серий железобетонных балок (по 3 в каждой серии), отличающихся между собой армированием наклонных сечений, наличием и отсутствием проемов, прикладываемой нагрузкой. Образцы двутаврового сечения имели длину 1900 мм (рабочий пролет 1400 мм), высоту 500 мм, при толщине стенки $b = 70$ мм. Размеры полков в сжатой зоне $b'_j \times h'_j = 280 \times 100$ мм, в растянутой зоне 150×80 мм. В каждой серии два образца были с прямоугольным проемом размером $a_{оба} \times h_{оба} = 100 \times 200$ мм, расположенным на расстоянии 425 мм от торца балки и 120 мм от ее низа.

Балки армированы одним плоским каркасом. В растянутой зоне установлена арматура $\varnothing 25$ А-III. Отгибы, поперечные и продольные хомуты выполняли из горячекатаной стержневой арматуры $\varnothing 6$ А-I. Балки серий 1 и 2 армировали в пролете среза продольными хомутами, равномерно распределенными по высоте с $\mu_{sw} = 0,4\%$ (серия 1) и $\mu_{sw} = 0,81\%$ (серия 2); балки серий 3, 4 и 6 армировали вертикальными хомутами $\mu_{sw} = 0,54\%$ (серия 3), $\mu_{sw} = 1,6\%$ (серия 4), $\mu_{sw} = 0,4\%$ (серия 6); балки серий 5 и 7 армировали отгибами, наклоненными к продольной оси элемента под углом 45° ($\mu_{sw} = 0,4\%$). Призменная прочность бетона к началу опытов составляла 25... 35 МПа.

Балки серий 6 и 7 испытывали однократной кратковременной динамической нагрузкой, остальные — статической нагрузкой. Все балки загружали двумя сосредоточенными силами, приложенными от осей опор на расстоянии, равном высоте балки ($a=h$). Динамическое нагружение осуществляли на копровой установке свободным падением груза цилиндрической формы, ударная часть которого имела сферическую поверхность. Опорные реакции балок фиксировали предварительно протарирован-

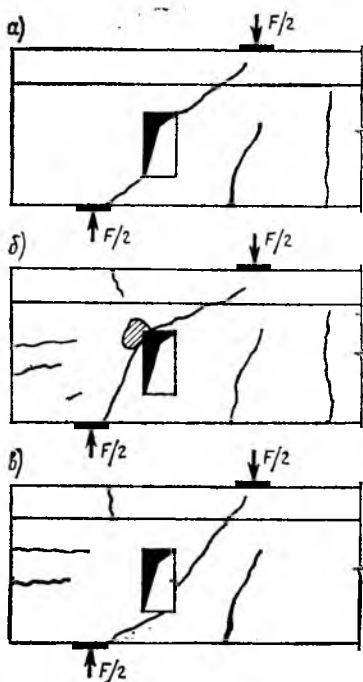


Рис. 1. Схемы разрушения балок с проемами по первой (а), второй (б) и третьей (в) схеме разрушения

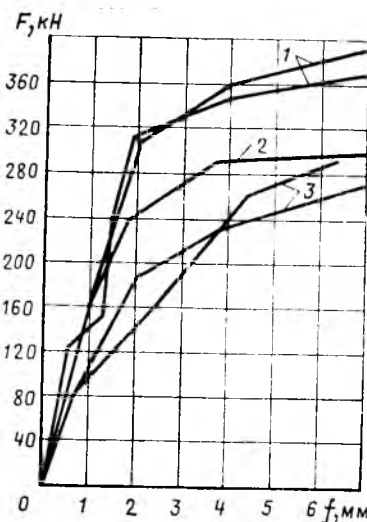


Рис. 2. Несущая способность и деформативность балок при одинаковом μ_{sw} 1 — без проемов; 2, 3 — с проемами при армировании наклонных сечений отгибами (2) и хомутами (3)

ными динамометрическими опорами конструкции НИИЖБа. Деформации арматуры, бетона, динамометра, через который нагрузка передавалась на траверсу, а также опор измеряли тензорезисторами с базой 50 мм.

Опытами установлено, что наличие проема существенно влияет на напряженно-деформированное состояние балок, качественно меняя характер деформирования и трещинообразования при опорной зоне. Первые трещины появились в верхнем и нижнем углах прямоугольного проема по направлению к опоре и месту приложения внешнего воздействия. При дальнейшем увеличении нагрузки все наклонные трещины концентрировались в области проема, однако магистральная трещина, приводящая к потере несущей способности конструкции, может иметь три направления.

В первом случае (рис. 1) балки разрушились от разрыва бетона по трещинам, исходящим из верхнего и нижнего углов проема. По второй схеме разрушение произошло вследствие раскрытия наклонной сжатой полосы, идущей от опоры к верхнему углу проема и далее к загрузочной площадке (см. рис. 1). В третьем случае возникала наклонная трещина от опоры к дальнему нижнему углу проема, а от него к загрузочной площадке (см. рис. 1).

Наличие проема снизило несущую способность с 22 до 32%, при этом деформативность повысилась на 36% (рис. 2). Проанализировали также влияние направления и числа хомутов на прочность и трещиностойкость конструкций. Горизонтальные хомуты не только увеличили трещиностойкость элементов и уменьшили ширину раскрытия наклонных трещин, но и повысили несущую способность балок в среднем на 6%. Отгибы по сравнению с вертикальными хомутами увеличили несущую способность балок на 12%.

Испытаниями установлено, что деформирование и разрушение опытных образцов при статическом и динамическом

нагружении аналогично. При этом динамическая прочность балок с проемами по наклонному сечению оказалась выше статической в среднем на 28%. Учитывая данное обстоятельство, оценку динамической прочности балок провели исходя из условий статического равновесия усилий в принятой расчетной схеме, но с учетом коэффициентов динамического упрочнения арматуры k_s^d и бетона k_b^d , k_{bt}^d .

На основании полученных схем разрушения приняли расчетные модели. В первой предположили, что срез бетона происходит по сечениям, выходящим из углов проема и расположенным под углом 45° к горизонтالي (рис. 3). Тогда длина проекции критической наклонной трещины определяется суммированием двух составляющих c_1 и c_2 и равна $h_0 - h_{obs}$.

Оценку несущей способности балки с проемами целесообразно производить из условия

$$F \leq F_b + 0,8F_{sw}, \quad (1)$$

где F_b , F_{sw} — усилие, воспринимаемое бетоном и поперечной арматурой, пересекаемой критической наклонной трещиной, для тавровых и двутавровых балок:

$$F_b = k_{bt}^d R_{bt} [b'_f h'_f + b(h_0 - h'_f - h_{obs})];$$

$$F_{sw} = \Sigma k_s^d R_{sw} A_{sw};$$

R_{sw} — расчетное сопротивление поперечной арматуры на растяжение; A_{sw} — площадь сечения хомутов, расположенных в одной плоскости поперечного сечения балки.

Бывают случаи, когда схема загрузки конструкций и расположение проема таковы, что разрушение невозможно по сечениям с углом наклона к продольной оси 45° . Тогда разрушение происходит по более крутым сечениям, следовательно несущая способность бетона при срезе увеличивается. Это повышение можно учесть умножением F_b на коэффициент $\alpha_c = \frac{h_0 - h_{obs}}{c_1 + c_2} \leq 2,5$.

В качестве расчетной модели по второй схеме разрушения можно принять криволинейную сжатую призму по направлению линий AO и ON (4). При исчерпании несущей способности балка разрушится. В основу расчета прочности балок с проемами по наклонной сжатой полосе приняли предпосылки подхода, предложенного для расчета коротких консолей*. При этом учиты-

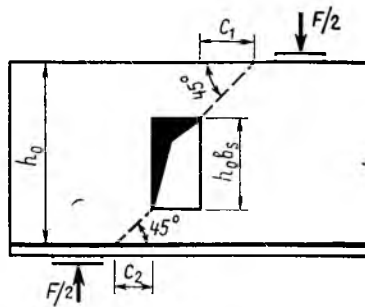


Рис. 3. Расчетная модель по первой схеме разрушения

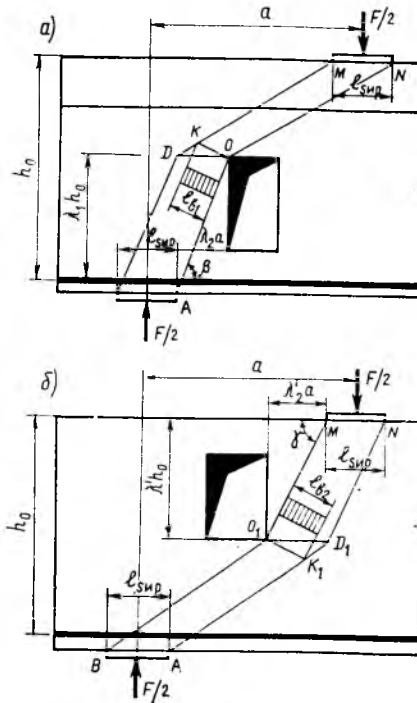


Рис. 4. Расчетная схема балки по наклонной сжатой полосе, проходящей через верхний (а) и нижний (б) угол проема

вают направление и ширину наклонной сжатой полосы, поскольку она не только огибает проем, но и уменьшается по ширине вследствие неосевого направления сжимающего усилия.

Тогда выражение для определения прочности балки по наклонной сжатой полосе, наклонной под углом β к горизонтали и имеющей ширину l_{b1} (см. рис. 4),

$$Q \leq \varphi k_b^d R_b b l_{b1} \sin \beta + Q_{sw}, \quad (2)$$

где φ — опытный коэффициент: $\varphi = 0,9$; $Q_{sw} = T_{sw} + N_{sw}$; T_{sw} , N_{sw} — внутренние усилия, учитывающие косвенное и прямое участие поперечной арматуры:

$$T_{sw} = \varphi \mu_{sw} k_s^d R_{sw} b l_{b1} \cos \beta_1;$$

$$N_{sw} = \varphi \mu_{sw} k_s^d R_{sw} b l_{b1} \sin \beta_1;$$

β_1 — угол между направлением наклонной сжатой полосы и поперечной арма-

турой; l_{b1} — расчетная ширина наклонной сжатой полосы

$$l_{b1} = l_{sup} \times \left[1 - \frac{1}{1 + \frac{2h_0}{a \sin 2\beta} \frac{\lambda_1 (1 - \lambda_1)}{\lambda_1 - \lambda_2}} \right];$$

l_{sup} — длина площадки передачи нагрузки; λ_1 , λ_2 — коэффициенты, характеризующие расположение проема в стенке балки (см. рис. 4).

Если проем не пересекает зону, ограниченную линиями, соединяющими края загрузочной и опорной площадок, то расчет по второй форме разрушения необходимо выполнять как для обычных балок без проемов. В качестве расчетной модели в третьей схеме разрушения приняли криволинейную призму по направлению линий BO_1 и O_1M (см. рис. 4). Условие прочности по наклонной сжатой полосе, огибающей нижний угол проема, наклоненной под углом γ и имеющей ширину l_{b2} ,

$$Q \leq \varphi k_b^d R_b b l_{b2} \sin \gamma + Q_{sw}, \quad (3)$$

где

$$l_{b2} = l_{sup} \times \left[1 - \frac{1}{1 + \frac{2h_0}{a \sin 2\gamma} \frac{\lambda'_1 (1 - \lambda'_1)}{(\lambda'_1 - \lambda'_2)}} \right];$$

λ'_1 , λ'_2 — коэффициенты, характеризующие расположение нижнего угла проема.

Q_{sw} определяют при замене l_{b1} на l_{b2} и β на γ .

Описанную методику расчета прочности железобетонных элементов с проемами при $a/h_0 \leq 1,5$ проверили при оцен-

Серия	Q_u^{obs} , кН	Q_u^d , кН	$\frac{Q_u^d}{Q_u^{obs}}$
1	124,0 142,7	123,8 137,9	0,978 0,966
2	187,5 170,2	171,3 166,9	0,914 0,981
3	155,0 151,5	154,0 142,0	0,994 0,937
4	165,0 176,3	161,0 159,2	0,976 0,903
5	153,8 166,5	150,7 153,0	0,980 0,919
6	155,0 186,0	143,7 147,7	0,927 0,794
7	235,0	172,7	0,735

Примечание. Q_u^{obs} , Q_u^d — опытное и теоретическое значения поперечной силы.

* Баранова Т. И. Новый метод расчета поперечной арматуры в коротких элементах // Бетон и железобетон. — 1987. — № 3. — С. 22—24.

ке результатов опытов для статического и динамического нагружения при срезе бетона и по наклонной сжатой полосе. Наименьшее значение принимали за расчетную несущую способность опытной балки (см. таблицу).

Результаты статических расчетов прочности опытных балок по наклонному сечению по предполагаемой методике достаточно хорошо согласуются с данными экспериментов — расхождение не превышало 10% в запас прочности.

При кратковременном динамическом

нагружении теория недооценивает несущую способность опытных балок с проемами на 7...26%. Такое отклонение, по-видимому, связано с тем, что процесс динамического сопротивления балок осуществлялся в значительном интервале времени (0,0048...0,01 с). Однако в расчете коэффициенты динамического упрочнения материалов принимали одинаковыми, согласно СНиП II-11-77, не зависящими от скорости нагружения.

Выводы

Проведенные экспериментальные исследования показали, что наличие проемов в опорной зоне балки снижает несущую способность конструкции с 22 до 32%, повышая деформативность на 36%. Опыты позволили установить характер деформирования балок с проемами и предложить три расчетные модели. Проведенное сопоставление опытных данных с расчетными показывает на их хорошее совпадение.

УДК 624.075.23

А. М. ЛИСЕНЫЙ, канд. техн. наук (НИИСК)

Исследование колонн и фрагментов рам при силовых и деформационных воздействиях

Изучали характер деформирования, образования и раскрытия трещин, перераспределения усилий, а также разрушения колонн в условиях, соответствующих каркасам одноэтажных производственных зданий, испытывающих действие вертикальной и горизонтальной силовой нагрузок совместно с вынужденными деформациями основания.

Испытано 16 образцов колонн длиной $2l=6$ м, сечением $b \times h = 20 \times 20$ см, армированных горячекатаными стержнями диаметром 10 и 18 мм. Испытания проводили по схеме продольно-поперечного нагружения образцов двойной длины [1]. При такой схеме каждая половина образца моделирует колонну одноэтажного здания, шарнирно закрепленную сверху и жестко заземленную внизу (рис. 1). Колонны объединяли попарно в фрагмент рамы, что позволяло исследовать перераспределение усилий между ними при разном проценте армирования.

Продольную силовую нагрузку поддерживали на уровне 200 или 450 кН. Деформационное воздействие задавали в виде линейного поперечного смещения δ середины испытываемого образца или фрагмента и прикладывали с помощью винта, закрепленного на упоре. Смещение увеличивали вначале ступенями до $\delta_0 = 1,5...4$ см, а затем 6...8 раз попеременно увеличивали и уменьшали смещение на $\delta = 0,6...1,5$ см. Этим моделировалось действие ветровой нагрузки на каркас при вынужденных горизонтальных смещениях фундаментов колонн. В дальнейшем смещение увеличивали до разрушения образцов в наиболее напряженном сечении. Испытания проводили кратков-

ременным нагружением, один из фрагментов испытывали при длительном действии продольной нагрузки и поперечного смещения.

Результаты исследований позволили уточнить метод расчета каркасов одноэтажных зданий, возводимых на неравномерно-деформированных основаниях (просадочных грунтах, подрабатываемых территориях и т. п.). Для таких условий при расчете следует учитывать деформированную схему каркаса на стадиях работы вплоть до разрушения материала. В качестве критерия разрушения для колонн можно рассматривать достижение предельных деформаций бетона. Наблюдавшиеся средние деформации сжатой грани образцов при разрушении ϵ_{bu}^{ex} значительно превышали предельную сжимаемость бетона ϵ_{bu}^{th} , вычисленную по результатам проведенных НИИСК испытаний центрально сжатых призм [2]. Среднее значение отношения $\bar{x} = \epsilon_{bu}^{th} / \epsilon_{bu}^{ex}$ для испытанных колонн составляет $\bar{x} = 0,93$

при коэффициенте вариации $v = 0,11$. В условиях эксперимента колонны сохраняли несущую способность исходя из указанного критерия до смещений $\delta_{cr} = l/45$. Смещения, при которых происходило разрушение, в 1,3...2,4 раза превышали те, при которых достигалась текучесть арматуры. Ширина раскрытия трещин в колоннах находилась в допустимых пределах до смещения $\delta_{cr} = l/80$.

Наряду с разрушением материала при расчете каркаса следует рассматривать исчерпание несущей способности вследствие потери устойчивости. При этом под общей потерей устойчивости каркаса одноэтажного здания понимается достижение максимума функции, связывающей реакцию верха каркаса R (в основной системе метода перемещений) с его смещением δ [3]. В испытаниях фрагментов рам моделировался такой случай разрушения. Наблюдалось, что фрагмент рамы сохранял несущую способность даже после достижения максимума реакции одной из колонн, имевшей начальное вынужденное смещение (рис. 2). Это возможно благодаря перераспределению части поперечной нагрузки на другую колонну. При достижении максимума общей реакции обеих колонн происходило резкое нарастание прогиба, ограничиваемое страховым упором. Таким образом, каркас сохраняет несущую способность и после достижения максимума реакции отдельных колонн.

Для расчетов колонн по деформированной схеме предлагалась форма прогнутой оси по параболе, синусоиде и т. п. Данные эксперимента подтверждают спра-

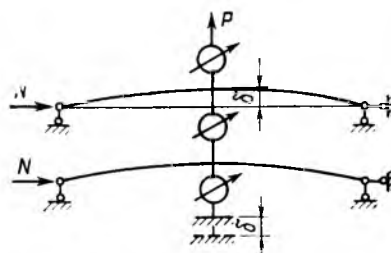


Рис. 1. Схема нагружения образцов

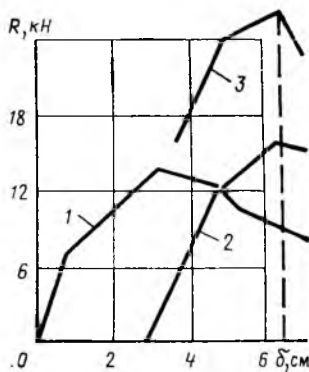


Рис. 2. Изменение реакций колонн в составе фрагмента рамы
1 — образец 13-К1т-450; 2 — образец 14-К2-450; 3 — график суммарной реакции

ведливость такой аппроксимации, если арматура не испытывает значительных пластических деформаций. После наступления текучести арматуры изогнутая ось лучше описывается, если дополнительно учитывать излом в наиболее напряженном сечении, в том числе и при большой продольной нагрузке.

Для колонн, испытывающих большие деформационные воздействия, необходимо учитывать несопадение кривых активного нагружения и разгрузки при действии ветровой нагрузки в направлении, противоположном первоначальному смещению колонны. Уменьшение реакции колонны при разгрузке удобно выразить понятием «эквивалентная жесткость» [3], связывающим реакцию и смещение колонны. Результаты обработки данных испытаний колонн при повторных на-

Рис. 3. К определению жесткости разгрузки
а — изменение реакции колонны при активном нагружении и разгрузке; $B_{\text{экр}}^0 = \frac{3}{l^3} \text{tg } \alpha_0$;

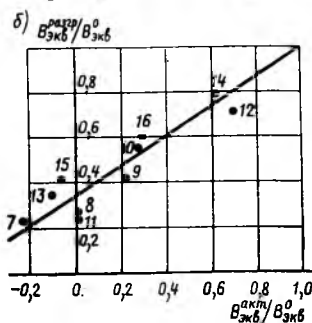
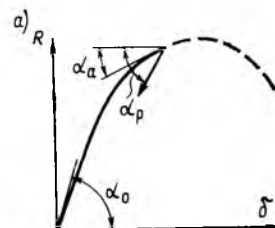
$$B_{\text{экр}}^{\text{акт}} = \frac{3}{l^3} \text{tg } \alpha_a; \quad B_{\text{экр}}^{\text{разгр}} = \frac{3}{l^3} \text{tg } \alpha_p;$$

б — соотношение между эквивалентными жесткостями для испытанных образцов $B_{\text{экр}}^{\text{разгр}} = k B_{\text{экр}}^0 + (1 - k) B_{\text{экр}}^{\text{акт}}$; $k \approx 0,35$. Цифрами обозначены номера образцов

гружениях с разгрузкой приведены на рис. 3. Эквивалентную жесткость разгрузки в приращениях удалось выразить жесткостью активного нагружения. Это позволяет для учета разгрузки использовать зависимость $R-\delta$ описывающую активное нагружение колонны, и упростить расчет.

Сопоставление результатов испытания образцов показало, что при длительном нагружении в отличие от кратковременного в колоннах возникает меньшее усилие от деформационных воздействий, разрушение происходит при больших смещениях, ширина раскрытия трещин во времени уменьшается. Можно предположить, что если усилия от деформационных воздействий M_a сопоставимы с усилиями, вызываемыми силовой нагрузкой M_p (в условиях эксперимента соотношение моментов M_a/M_p равно 1,5... 2,2), определяющим для расчета каркасов одноэтажных промзданий является кратковременное нагружение.

Результаты исследования использованы при разработке методики расчета и оптимизации каркасов одноэтажных производственных зданий для строительства в сложных условиях [4].



БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Казачек В. Г., Чистяков Е. А., Пецольд Т. М. Экспериментальные исследования гибких сжато-изогнутых элементов с преднапряженной арматурой//Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций/НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1979. — С. 93—108.
2. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона. — Киев: НИИСК, 1987. — 24 с.
3. Васильев Б. Ф., Розенблюм А. Я. Железобетонные колонны одноэтажных производственных зданий. — М.: Стройиздат, 1974. — 200 с.
4. Янкевич М. А., Лисеный А. М. К расчету и оптимизации каркасов одноэтажных промышленных зданий для строительства в сложных условиях//Строительная механика и расчет сооружений. — 1988. — № 3. — С. 3—6.

Книги Стройиздата

Производство сборных самонапряженных железобетонных конструкций и изделий/НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1991 (I кв.). — 1,5 л. — (Справ. пособие к СНиП). — ISBN 5-274-01487-9; 10 к., 3000 экз.

Является справочным пособием к СНиП 3.09.01—85. Содержит рекомендации по производству железобетонных конструкций и изделий из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов на напрягающем цементе.

Для инженерно-технических работников предприятий сборного железобетона.

Производство изделий из легких бетонов на пористых шлаковых заполнителях/НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1991 (I кв.). — 3 л. — (Справ. пособие к СНиП). — ISBN 5-274-01489-5; 15 к., 10 000 экз.

Является справочным пособием к СНиП 3.09.01—85. Приведены рекомендации по технологии изготовления ограждающих и несущих конструкций из легких бетонов классов от В3,5 до В45 на пористых шлаковых заполнителях, получаемых из кобачных продуктов не-

металлургической промышленности.

Для инженерно-технических работников предприятий промышленности строительных материалов.

Бетонные работы в сборном и монолитном строительстве: Пер. с фин./Р. Хонкавуори, Л. Лампинен, О. Санио, Е. Каллберг. — М.: Стройиздат, 1991 (IV кв.). — 40 л.: ил. — Пер. изд.: Ювясколя, 1985. — ISBN 5-274-01200-0 (в пер.): 3 р. 10 к., 20000 экз.

В книге финских авторов приводятся общие сведения о бетонах и их физико-механических свойствах, необходимые для практической деятельности рабочих высокой квалификации. Изложены технология приготовления бетонов и их применение в сборных конструкциях и в монолитном строительстве. Даны основы расчета и конструирования бетонных и железобетонных конструкций. Большое внимание уделяется вопросам экономного расходования материальных, трудовых и энергетических ресурсов.

Для рабочих и бригадиров строительных организаций.

А. А. КУДРЯВЦЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Учет свойств бетона при проектировании железобетонных конструкций

В последние годы расширяется применение новых видов бетонов на различных заполнителях, в том числе на отходах промышленности (золах, шлаках, дробленом бетоне и кирпиче, отходах камнепиления и т. п.). Применяются новые виды цементов с различными добавками. Использование таких нетрадиционных компонентов в бетонах заметно влияет на эксплуатационные качества зданий и сооружений. В связи с этим возникает необходимость в корректировке конструкций, ранее запроектированных из тяжелого бетона.

В НИИЖБе изучали прочность на сжатие и растяжение, прочность сцепления арматуры с бетоном, прочность на срез, модуль упругости и пластичности, усадку и ползучесть. Образцы испытывали на прочность по ГОСТ 24452—80 и ГОСТ 10180—78; на усадку и ползучесть — по ГОСТ 24544—84. Для исследования сцепления арматуры с бетоном и на срез использовали унифицированную методику НИИЖБа [1, 2]. Кроме того, для оценки качества бетона провели испытания на морозостойкость и проверили сохранность стальной арматуры от коррозии.

Значительную информацию по конструктивным качествам бетона при испытании бетонных призм на сжатие дают диаграммы $\sigma - \epsilon$ (рис. 1). По ним определяли модуль упругости бетона $E_b = \sigma_b / \epsilon$ при $\sigma_b = 0,3 R_b$, предельную сжимаемость ϵ_R , коэффициент пластичности $\lambda = \epsilon_{пл} / \epsilon_R$. По коэффициенту пластичности можно установить характеристику сжатой зоны бетона ω по формуле

$$\omega = 0,5 + 0,35 \sqrt[3]{\lambda^2}. \quad (1)$$

Предельное напряжение в арматуре сжатой зоны $\sigma_{sc,u} = \epsilon_R E_s$. Для напрягаемой арматуры, расположенной в сжатой зоне, при действии внешних сил или в стадии обжатия $\sigma_{sc} = \epsilon_R E_s - \sigma_{sp}'$ (σ_{sp}' — преднапряжение в напрягаемой арматуре A' ; ϵ_R — предельная сжимаемость бетона).

По результатам испытаний образцов на прочность сцепления арматуры с бетоном R_{sc} и сопоставления их с аналогичными характеристиками для обычного тяжелого бетона $R_{sc}^{т.б}$ (при $R_{sc} < R_{sc}^{т.б}$) необходимо уточнить формулу определения длины зоны передачи напряжений l_p для напрягаемой арматуры СНиП 2.03.01—84

$$l_p = \left(\omega_p \frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} + \lambda_p \right) d. \quad (2)$$

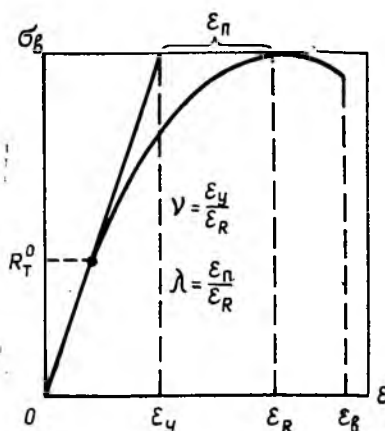


Рис. 1. Диаграмма $\sigma - \epsilon$ бетона

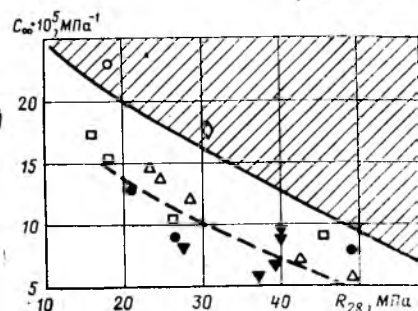


Рис. 2. Удельные деформации ползучести бетонов
 ▼ — тяжелый бетон; ● — керамзитбетон на кварцевом песке; ○ — то же на золе; △ — термолитбетон; □ — золоаглопоритбетон; ◇ — мелкозернистый карбонатный бетон; — — — — обычный тяжелый бетон [3]. Заштрихована зона высокой ползучести

В выражении (2) корректируют коэффициенты ω_p и λ_p прямо пропорционально $R_{sc}^{т.б} / R_{sc}$. Аналогичным образом изменяют длину анкеровки ненапрягаемой арматуры l_{an} согласно п. 29 СНиП 2.03.01—84. При расчете прочности заделки закладных деталей $R_{sc}^{т.б} / R_{sc}$ учитывают при назначении расчетного сопротивления арматуры R_s .

На основании экспериментальных значений прочности бетона на срез корректируют коэффициенты, характеризующие работу бетона в наклонных сечениях изгибаемых железобетонных элементов: β , β_{b2} , β_{b3} , β_{b4} и в коротких консолях Φ_{ω} . Уточняют коэффициенты 0,1 в формуле прочности элементов при кручении $T = 0,1 R_b b^2 h$, а также в выражении прочности на продавливание α

$$F = \alpha R_{bt} u_m h_0. \quad (3)$$

Во всех случаях при $R_{cp} < R_{sc}^{т.б} (R_{sc}^{т.б} / R_{sc})$ опытные данные прочности на срез тяжелого бетона) указанные коэффициенты снижаются пропорционально $R_{cp} / R_{sc}^{т.б}$.

Усадку бетона учитывают при определении момента трещиностойкости армированных элементов без преднапряжения

$$M_{crc} = R_{bt} s_{er} W_{pl} - \sigma_{shr} \times (A_s + A_s') (l_{op} + r), \quad (4)$$

где $\sigma_{shr} = \epsilon_{shr} E_s$; ϵ_{shr} — деформации усадки, определяемые из опытов.

Потери напряжений в арматуре от усадки бетона для преднапряженных конструкций определяют исходя из опытных значений относительных деформаций усадки.

На работу железобетонных конструкций существенно влияет ползучесть бетона, зависящая от свойств крупного и мелкого заполнителя, вида и расхода цемента, наличия добавок в цементе, способа уплотнения бетона и др. На рис. 2 приведены удельные деформации

наиболее распространенных новых видов бетона. Как видно из рис. 2, высокой ползучестью обладают керамзитобетон, мелкозернистый карбонатный бетон. При проектировании конструкций из этих материалов следует обращать особое внимание на возможное внезапное разрушение внецентренно сжатых гибких элементов (колонн, стен, стоек) от потери устойчивости, а также на рост прогибов изгибаемых элементов во времени (плит перекрытий) и потерю напряжений в арматуре для преднапряженных элементов. Вследствие высокой ползучести может снижаться длительная прочность бетона, что также чревато преждевременным внезапным разрушением несущих конструкций.

Ползучесть бетона оценивается удельными деформациями $C_{\infty} = \epsilon_{п} / \sigma_b$ и характеристической ползучести $\varphi_{\infty} = C_{\infty} E_b$. Значения C_{∞} и φ_{∞} получают при испытании призм, выдержанных под сжимающей нагрузкой $\sigma_b = 0,4 R_b$ в течение 1000 сут. К этому времени ползучесть цементного бетона практически затухает. На практике для ускорения получения данных по ползучести проводят опыты в течение 50...100 сут, а затем полученные результаты экстраполируют в логарифмической шкале времени до 1000 сут (рис. 3). Такую методику ранее проверили на тяжелом бетоне и керамзитобетоне. Зная удельные деформации C_{∞} и характеристику ползучести φ_{∞} , расчетным путем уточняют следующие параметры. Потери напряжения в арматуре для преднапряженных конструкций от ползучести бетона после корректировки формул СНиП 2.03.01—84 определяют из выражений

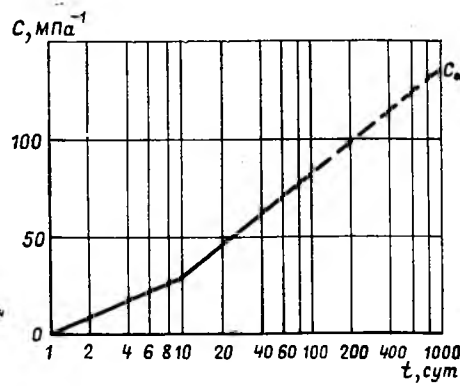


Рис. 3. Рост удельных деформаций ползучести во времени
 — экспериментальная кривая;
 - - - - - экстраполяционная линия

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cr} &= 20 \cdot 10^5 C_{\infty} \alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \\ \text{при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} &\leq 0,75; \\ \sigma_{cr} &= 40 \cdot 10^5 C_{\infty} \alpha \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,375 \right) \\ \text{при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} &> 0,75. \end{aligned} \right\} (5)$$

При расчете гибких сжатых элементов φ_t , учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии, подсчитывают по формуле

$$\varphi_t = 1 + \beta \frac{M_t}{M} \quad (6)$$

где $\beta = \varphi_{\infty} \nu$; ν — коэффициент упругости бетона к моменту разрушения (по результатам испытания призм).

При определении прогиба изгибаемого элемента, работающего без трещин, φ_{b2} ,

учитывающий нарастание прогиба во времени, можно найти из зависимости

$$\varphi_{b2} = (\varphi_{\infty} + 1) \nu_{0,5} \quad (7)$$

где $\nu_{0,5}$ — коэффициент упругости бетона, получаемый из диаграммы $\sigma - \epsilon$ при уровне нагрузки $\sigma_b / R_b = 0,5$.

Для изгибаемых элементов, работающих с трещинами,

$$\nu_{dl} = \frac{0,5}{1 + \varphi_{\infty}} \quad (8)$$

В результате изучения поведения бетона при воздействии высоких длительных сжимающих нагрузок отмечено, что уровень длительной прочности бетона связан с ползучестью. Эта зависимость хорошо описывается эмпирической формулой

$$\eta = \frac{1}{1 + 3000 C_{\infty}} \quad (9)$$

Используя ее, можно определить коэффициент условий работы бетона γ_{b2} , учитывающий длительность воздействия нагрузки $\gamma_{b2} = K_t \eta$ (K_t — коэффициент роста прочности бетона во времени).

Предложения по уточнению расчетных положений при использовании новых видов бетона являются приближенными, однако достаточными для практического использования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Методические рекомендации по определению основных механических характеристик бетонов при кратковременных и длительных нагрузках. — М.: НИИЖБ, 1984. — 40 с.
2. Кудрявцев А. А., Ужахов К. М., Котов Ю. И. Прочность золоаглопоритобетона при динамических малоциловых и однократных нагрузках // Бетон и железобетон. — 1988. — № 11. — С. 23—25.
3. Серегин И. Н. Ползучесть бетона в дорожно-мостовых сооружениях. — М.: Транспорт, 1965. — 147 с.

УДК 691.51/55(73)

Ш. Т. БАБАЕВ, Н. Ф. БАШЛЫКОВ, кандидаты техн. наук (ВНИИжелезобетон);
 М. Я. БИКБАУ, д-р техн. наук (НИЦСМ);
 В. П. ТРАМБОВЕЦКИЙ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Аттестация вяжущих низкой водопотребности в США

В соответствии с договоренностью между внешторговой фирмой «Стройка» при ЦНИИОМТП и американской фирмой «Констракшн Маркетинг энд Трейдинг Инк» в июне 1989 г. в лаборатории технологии строительства в г. Скоки (штат Иллинойс) были проведены испытания отечественных вяжущих низкой водопотребности марок ВНВ-100 и ВНВ-50.

Цель испытаний состояла в оценке эффективности ВНВ, соответствия их требованиям стандартов американского общества испытаний и материалов (ASTM) и в определении некоторых характеристик бетонов на их основе.

Выбор лаборатории технологии строительства (ЛТС) для аттестации ВНВ основывался на признании ее международного авторитета в цементной и бе-

тонной промышленности, высоком профессиональном уровне ее специалистов и оснащении самыми современными приборами и оборудованием. ЛТС является дочерним хозрасчетным предприятием Портландцементной ассоциации США и Канады и предлагает широкий перечень услуг различным организациям в области исследований материалов и конструкций, при проведении экспертиз,

оказывает консультативную помощь, участвует в обследовании зданий и сооружений и т. п.

Для проведения испытаний в США советской стороной было поставлено необходимое количество вяжущего двух видов, изготовленного на основе портландцементного клинкера Здолбуновского цементного завода. Условно обозначенные образец А и образец В, они соответствуют ВНВ-100 и ВНВ-50.

Результаты химического анализа образцов представлены в табл. 1. Определение оксидных групп производили сплавлением с $Li_2B_4O_7$ при $1000^\circ C$. Определение оксидов с помощью рентгенофлуоресцентного анализа отвечало требованиям стандарта ASTM C 114-85 к ускоренным методам испытаний. Минералогический состав клинкера рассчитан в соответствии с требованиями стандарта ASTM C 150-85 а: C_3S — 46%, C_2S — 28%, C_3A — 6%, C_4AF — 11%. Содержание TiO_2 и P_2O_5 при расчете суммировали с Al_2O_3 .

Для сравнения в табл. 2 представлены требования стандарта ASTM C 150-86 к химическому составу портландцементов, применяемых в США. Сопоставление

Таблица 1

Составляющие	Содержание, % массы	
	Образец А	Образец В
SiO_2	21,93	40,08
Al_2O_3	4,50	5,16
Fe_2O_3	3,66	3,21
CaO	61,65	44,29
MgO	0,87	2,44
SO_3	0,45	0,26
Na_2O	0,56	0,58
K_2O	0,52	0,59
TiO_2	0,23	0,28
P_2O_5	0,10	0,09
Mn_2O_3	0,07	0,12
SrO	0,11	0,09
п. п. п.	3,78	3,35
Суммарно щелочей в расчете на Na_2O^*	0,91	0,97

* Содержание щелочей определено по формуле $\Sigma_{щ} = Na_2O + 0,658 K_2O$ по ASTM C 150-86.

показывает, что по химическому составу образцы ВНВ по большинству показателей отвечают требованиям этого стандарта. Некоторое превышение потерь при прокаливании вызвано наличием в составе ВНВ органических добавок.

Гранулометрический состав образцов ВНВ определяли прибором «Седиграф 5000Е». При плотности материала

3,15 г/см³ вязкость неполярной по отношению к вяжущим дисперсионной среды плотностью 0,805 г/см³ составила 3,71 сп при $33^\circ C$.

На рисунке показано распределение частиц по размерам американского портландцемента типа I/II, ВНВ-100 и ВНВ-50 в диапазоне 0,1 ... 100 мкм. Сравнение результатов распределения масс частиц вяжущих по их диаметрам для эталонного американского портландцемента типа I/П и ВНВ выявило при их общем характере некоторое отличие, заключающееся в более высоком содержании тонкодисперсных частиц в опытных образцах ВНВ. Так, в образцах А и В 50% частиц имеет размеры менее 9,5 и 6,4 мкм соответственно, а 95% — менее 48 и 34 мкм. Для американского эталонного образца цемента соответствующие величины составляют 15,7 и 55 мкм.

В табл. 3 представлены результаты определения основных физико-механических характеристик опытных образцов ВНВ по сравнению с требованиями стандарта ASTM к портландцементам.

По большинству параметров опытные образцы ВНВ удовлетворяют или значительно превосходят требования стандарта. Однако по началу схватывания имеется определенное несоответствие, которое можно сравнительно легко устранить путем соответствующей корректировки состава и технологических параметров получения ВНВ. Отличительной особенностью представленных к испытанию образцов ВНВ явилась их низкая водопотребность для получения цементного теста нормальной консистенции: в среднем 16,5% для каждого из представленных образцов, контрольный образец американского портландцемента типа III имел нормальную густоту 26%.

Приведенными данными была исчерпана первоначально согласованная программа испытаний. По взаимному согласию было решено продолжить испытание ВНВ в бетоне. На имеющихся в лаборатории заполнителях были приготовлены два состава бетона с применением ВНВ.

В качестве заполнителей использованы обычный строительный песок месторождения «Элджин» плотностью 2,67 г/см³ и крупный заполнитель из карбонатных пород месторождения «Торнтон» максимальной крупностью 10 мм и плотностью 2,71 г/см³ невысокого качества, представляющий собой непромытый известковый щебень пористой структуры.

Состав назначен американскими специалистами из расчета получения средне- и высокопрочного бетона. Для высокопрочного бетона принят расход вя-

Таблица 2

Составляющие	Содержание, % массы по типам цемента				
	I	II	III	IV	V
SiO_2	—	$\geq 20,0$	—	—	—
Al_2O_3	—	$\geq 6,0$	—	—	—
Fe_2O_3	—	$\geq 6,0$	—	$\leq 6,5$	—
MgO	$\leq 6,0$	$\geq 6,0$	$\leq 6,0$	$\leq 6,0$	$\leq 6,0$
SO_3 при содержании C_3A :					
менее 8%	$\geq 3,0$	$\geq 3,0$	$\geq 3,5$	$\geq 2,3$	$\geq 2,3$
более 8%	$\geq 3,5$	—	$\geq 4,5$	—	—
п. п. п.	$\geq 3,0$	$\geq 3,0$	$\geq 3,0$	$\geq 2,5$	$\geq 3,0$
Нерастворимый остаток:	$\leq 0,75$	$\leq 0,75$	$\leq 0,75$	$\leq 0,75$	$\leq 0,75$
C_3S^*	—	—	—	≤ 35	—
C_2S^*	—	—	—	≤ 40	—
C_3A^*	—	≤ 8	≤ 15	≤ 7	≤ 5
$C_4AF + 2C_3A^*$	—	—	—	—	25

* Расчетное содержание компонентов.

Таблица 3

Показатель	Результаты испытаний опытных образцов	Требования стандарта ASTM C 150-86 для портландцемента типов							
		I	IA	II	IIA	III	IIIA	IV	V
Воздухосодержание раствора, % объема:									
не более	—	12	22	12	22	12	22	12	12
не менее	16,6/11,9	—	16	—	16	—	16	—	—
Расширение в автоклаве, %, при 8 атм и $173^\circ C$, не более	0/0	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Прочность на сжатие, МПа, не менее:									
в возрасте 1 сут	24,1/8,61	—	—	—	—	12,6	10,1	—	—
3 >	42,1/27,0	12,6	10,2	10,5	8,4	24,5	19,6	—	8,4
7 >	49,0/37,8	19,6	15,7	17,5	14,0	—	—	7,0	15,4
28 >	52,7/51,1	—	—	—	—	—	—	17,5	21,0

Примечания: 1. Перед чертой для образцов А, после черты — для образцов В. 2. Время схватывания по Гилмору для образцов А 10...180; образцов В — 148...378 мин., по требованиям ASTM C 150-86 для цементов всех типов — 60...600 мин.

№ состава	Вид вяжущего	Расход материалов на 1 м ³ бетонной смеси, кг				Содержание добавок, %	О. К., см	Содержание воздуха в бетонной смеси, %	Предел прочности бетона нормального твердения при сжатии, МПа, через					
		цемента	песка	щебня	воды				16 ч	1 сут	3 сут	7 сут	28 сут	90 сут
1	ПЦМ-400	404	642	1155	189	—	4,0	—	—	8,9	13,6	22,3	32,6	34,8
2	То же	412	676	1216	150	С-3 (0,7)	4,3	—	—	18,2	34,8	43,9	48,6	51,4
3	ВНВ-100	352	757	1250	126	—	4,8	—	41,3	52,5	67,7	75,3	88,1	114,3
4	ВНВ-50	356	754	1244	128	—	17,0	—	18,0	23,1	42,6	57,8	64,4	68,9
5	ВНВ-100	408	714	1284	112	—	5,4	—	44,4	54,5	76,7	82,6	92,4	108,4
6	ВНВ-50	402	711	1279	112	—	4,5	—	16,8	30,4	48,7	61,3	72,3	77,8
7	ПЦ тип III (США)	440	662	1190	154	«Майти» (0,8)	6,7	2,0	—	32,0	49,0	63,4	81,0	—
8	ВНВ-100 (А)	443	784	1193	104	—	4,8	2,0	—	59,0	78,0	86,0	90,3	—
9	ВНВ-50 (В)	332	819	1247	104	—	5,2	2,2	—	18,0	39,6	53,9	70,7	—

Примечание. Образцы серий 7...9 изготовлены в ЛСТ (США) в формах-цилиндрах $d=10$ см и $h=20$ см.

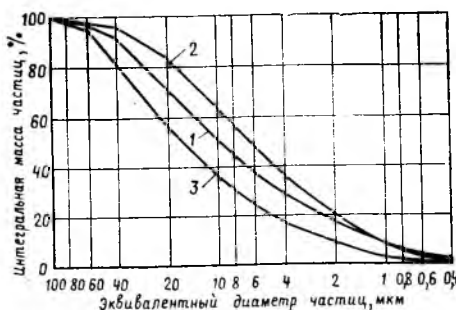
жущего 445 кг/м³ (образец А), для бетона средней прочности 30...40 МПа применен ВНВ-50 (образец В), расход вяжущего — 335 кг/м³.

Бетонную смесь приготавливали в лабораторном бетоносмесителе принудительного действия вместимостью 60 л по принятой ЛСТ схеме: вначале перемешивали заполнители с последующим введением около 15% воды затворения для смачивания поверхности заполнителей, а затем добавляли вяжущее и оставшуюся воду при перемешивании в течение 2 мин. После выдержки в течение 2 мин смесь дополнительно перемешивали еще 3 мин и затем выгружали.

При испытании бетонной смеси определяли подвижность по осадке конуса, содержание воздуха в уплотненной смеси и объемную массу. Было изготовлено по 18 цилиндрических образцов диаметром 10 и высотой 20 см в пластмассовых формах одноразового использования. Образцы уплотняли на виброплощадке. До испытаний их хранили в нормальных условиях. В табл. 4 представлены составы, свойства бетонной смеси и прочность бетона, полученные как в ЛТС, так и при подготовке к испытаниям в СССР. Кроме того, для сравнения представлены данные по бетону на портландцементе типа III (США) с добавкой 0,8% суперпластификатора типа «Майти».

Результаты испытания образцов в возрасте 1, 3, 7 и 28 сут дают наглядную картину кинетики набора прочности бетонов на основе ВНВ различных марок. Внимание специалистов США привлек интенсивный рост прочности в ранние сроки твердения, что, по их мнению, намного ускорит темпы бетонирования при возведении монолитных конструкций и сооружений различного назначения.

В образцах, приготовленных на основе ВНВ-100 в ЛТС, наметилась тенденция некоторого замедления темпа набора прочности после 3 сут по сравнению с образцами других составов. Это выз-



Градулометрический состав ВНВ и портландцемента
1 — ВНВ-100 (образец А); 2 — ВНВ-50 (образец В); 3 — портландцемент типа I/II

вано недостаточно высокой прочностью использованного крупного заполнителя. При учете этого фактора получить бе-

тон прочностью 100 МПа достаточно легко как в лабораторных, так и в производственных условиях.

Таким образом, проведенные в США испытания новых типов вяжущих и бетонов на их основе подтвердили в целом их соответствие, а по некоторым показателям и значительное превышение требований стандартов США, предъявляемых к высокомарочным и быстротвердеющим цементам. Это свидетельствует о потенциальной конкурентоспособности и возможности их применения в практике строительства США.

В заключение считаем своим долгом выразить глубокую благодарность директору ЛТС Р. Бург, под руководством которого проведены испытания.

ВНИМАНИЮ ОРГАНИЗАЦИЙ, ИМЕЮЩИХ АСПИРАНТУРУ И СПЕЦИАЛИЗИРОВАННЫЕ СОВЕТЫ

НИИЖБ Госстроя СССР подготовил «РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПОДГОТОВКЕ И ОФОРМЛЕНИЮ ДИССЕРТАЦИОННЫХ РАБОТ И АВТОРЕФЕРАТОВ».

«Рекомендации» предназначены для отделов подготовки научных кадров, а также аспирантов, докторантов и соискателей, готовящих диссертационные работы в области строительства.

В «Рекомендациях» использованы материалы и постановления ВАК СССР, публикации «Бюллетеня ВАК СССР», некоторые методические пособия, а также ГОСТы и правила, действующие в настоящее время по оформлению издаваемых работ в области строительства.

Настоящие «Рекомендации» помогут сэкономить время и избежать ошибок при подготовке диссертаций к защите.

Организации, желающие приобрести «Рекомендации», могут присылать заявки по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, отдел подготовки научных кадров.

Стоимость 1 экземпляра 70 рублей.

При использовании «Рекомендаций» отдел подготовки научных кадров НИИЖБ оказывает консультативную помощь.

В. А. ТЯН, канд. техн. наук, И. И. КОЖАЕВА, О. В. СЕДОВА, инженеры (НИИЖБ);
В. М. МАМОНОВ, канд. техн. наук (ВНИОСП)

Эффективный метод изготовления буронабивных свай

В отечественной практике строительства отсутствует опыт широкого применения метода прямого сброса бетонной смеси при изготовлении буронабивных свай. Опыт мирового фундаментостроения убедительно показал преимущества буронабивных свай перед забивными, устройство которых связано с такими технологическими сложностями, как необходимость применения ударных механизмов (динамическое воздействие на близстоящие здания и сооружения), удаления оголовков, что приводит к перерасходу металла и цемента. Изготовление буронабивных свай в сухих скважинах не распространено в строительстве в первую очередь из-за отсутствия теоретических и методических разработок по методу прямого сброса бетонной смеси.

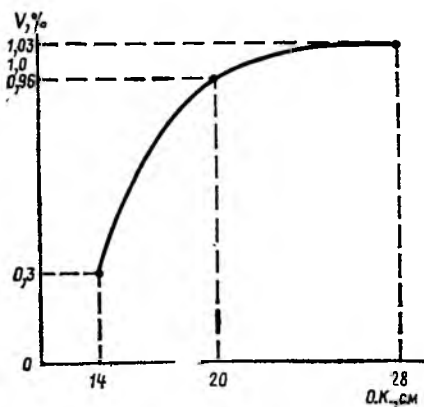


Рис. 1. Зависимость водоотделения бетонной смеси от О. К.

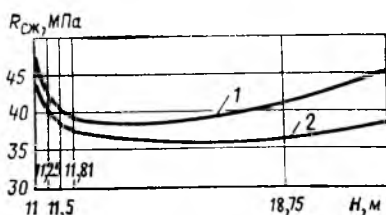


Рис. 2. Зависимость прочности бетона от способа укладки
1 — образцы, отобранные из скважины; 2 — то же, из миксера

В НИИЖБе совместно с ВНИОСП были проведены исследования по методу прямого сброса бетонной смеси в сухие скважины глубиной 40, диаметром 1,7 м при изготовлении опор мостового перехода через р. Волгу в Ульяновске. В результате полученных данных установлено, что при прямом сбросе происходит достаточное уплотнение. Бетонная смесь оказывает динамическое воздействие на ранее уложенный объем, в котором возникают условия, подобные вибрации. Это повышает плотность и прочность бетона по сравнению с традиционной укладкой.

Основное возражение против сброса бетонной смеси возникает из-за ее возможного расслаивания и высокого водоотделения. В связи с этим большое внимание уделялось подбору и оптимизации состава бетона. Эксперимент проводили с применением трехуровневого композиционного плана для четырех факторов. В качестве варьируемых факторов были приняты В/Ц, расход цемента, соотношение между крупным и мелким заполнителями, расход суперпластификатора С-3. В качестве основных оптимизированных величин выбраны предел прочности на сжатие (проектный класс бетона В22,5), удобоукладываемость, водоотделение V.

По результатам исследований рекомендуются следующие составы для бетонной смеси с подвижностью 14 ... 16 см: В/Ц = 0,4 ... 0,45, расход цемента 350 ... 380 кг/м³, r = 0,33 ... 0,37; расход С-3 0,4 ... 0,55%. Гранулометрический состав крупного заполнителя фракций 20 ... 40 мм — 57%; 10 ... 20 мм — 28,5%; 5 ... 10 мм — 14,5%. Эти составы смеси характеризуются пониженным водоотделением (в пределах 1%) даже для весьма подвижных смесей (рис. 1).

Кроме свойств бетонной смеси на метод прямого сброса влияют технологические параметры, в том числе диаметр и глубина скважины, высота, скорость и способ сброса. В нашем случае использовали приемную воронку и патрубков диаметром не менее 200 мм. Высота сброса бетонной смеси не превышала 15 м.

Контроль процесса бетонирования производили по плотности и прочности образцов, динамическому воздействию падающей смеси, структурной однородности бетона. Прочность образцов, извлеченных после сброса порции бетонной смеси с разных уровней по высоте свай, значительно превышает прочность образцов, извлеченных из миксера (рис. 2).



Рис. 3. Зарисовка-развертка керна, выбуренного из нижней части свай на глубине 25,7 м

В целом с увеличением глубины скважины прочность бетона возрастает из-за повышения энергии уплотнения и отсутствия расслаиваемости смеси.

Анализ и обследование кернов, выбуренных из ствола свай на различных уровнях, подтверждают незначительное расслаивание (рис. 3). При этом выявлена равномерность распределения крупного заполнителя. Оценку структурной однородности бетона производили радиоизотопными методами по изменению плотности бетона по высоте свай. Среднее значение плотности составляет 2,50 ...

... 2,54 г/см³ при коэффициенте вариации 1,1 ... 2,2%.

Динамическое воздействие падающей смеси регистрировали датчиками давления (струнными ПНГС-10 и тензорезисторными ПДП 70/11). Ими определяли также высоту слоя бетона, подвергающегося переработке при сбрасывании последующих слоев.

Уплотняющий эффект подающей бетонной смеси можно косвенно оценить по показаниям датчиков давления. В первый период при заполнении уширения и затем скважины по мере роста

столба бетона датчики фиксировали гидростатическое давление бетонной смеси. При высоте столба бетона 6,3 м оно составило 0,194 МПа, а при высоте 17,7 м — 0,43 МПа.

Динамическое воздействие на уложенную смесь подобно вибрационному, однако захватывает значительно больший слой бетона (более 10 м). В целом проведенные исследования подтвердили эффективность метода прямого сброса в сухие скважины и позволили выявить механизм процесса уплотнения бетонной смеси,

В помощь проектировщику

УДК 624.012.45

М. А. САПОЖНИКОВ, инж. (НИИЖБ)

Учет геометрической нелинейности при расчете стержневых конструкций методом конечных элементов

При расчете многих стержневых железобетонных конструкций (рамы с гибкими стойками, колонны большой гибкости, сжатые элементы ферм и т. д.) важное значение имеет геометрическая нелинейность в связи с необходимостью учета дополнительного момента от действия продольной силы, возникающей в сечении с развитием больших прогибов. С этой целью при расчете стержневых конструкций из упругого материала методом конечных элементов разработаны способы [1], которые иногда неудобны при использовании материала с неупругими свойствами. Для расчета железобетонных стержневых конструкций методом конечных элементов существует упрощенный способ, при котором влияние деформированной расчетной схемы в конечном элементе учитывается приложением двух дополнительных моментов по концам элемента, равных $N\Delta f/2$ (Δf — разность прогибов в узлах). Однако при этом удается получить достоверные результаты лишь при малой длине конечного элемента, т. е. при разделении конструкции на большое их число.

В НИИЖБе разработан способ учета влияния деформированной схемы в рамках конечно-элементной методики,

удобный для расчета стержневых железобетонных конструкций, точность которого не зависит от длины конечного элемента.

Рассмотрим конечный элемент плоского стержня (рис. 1). Прогибы точек внутри элемента выражаются через узловые перемещения с использованием функций формы в виде полиномов Эрмита [1]

$$f(x) = \sum_s V_s \Theta_s(x) \quad (s=2, 3, 5, 6); \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \Theta_2(x) &= 1 - 3\frac{x^2}{a^2} + 2\frac{x^3}{a^3}; \\ \Theta_3(x) &= x - 2\frac{x^2}{a} + \frac{x^3}{a^2}; \\ \Theta_5(x) &= 3\frac{x^2}{a^2} - 2\frac{x^3}{a^3}; \\ \Theta_6(x) &= -\frac{x^2}{a} + \frac{x^3}{a^2}. \end{aligned} \right\} (2)$$

В случае когда осевая сила действует параллельно недеформированной оси стержня, малый участок деформированной оси конечного элемента заменяют

участком недеформированной оси, относительно которой удобнее проводить расчет (см. рис. 1). При этом эксцентричное (с плечом df) приложение продольных сил N компенсируется действием внешнего момента M_f к недеформированной схеме ($M_f = -Ndf$ с учетом выбранного правила знаков) или распределенного внешнего момента $m_f(x)$, который, учитывая аппроксимацию прогибов,

$$m_f(x) = -N \frac{df(x)}{dx} = -N \sum_s V_s \Theta'_s(x) \quad (s=2, 3, 5, 6). \quad (3)$$

Для определения эквивалентных дополнительных узловых реакций ΔR_i , связанных с действием моментов $m_f(x)$, воспользовались принципом возможных перемещений, согласно которому работа дополнительных узловых реакций ΔR_i на возможных малых приращениях узловых перемещений δV_i равна суммарной работе моментов $m_f(x)$ на малых приращениях угла поворота сечений

$$\delta [f'(x)] = \sum_i \delta V_i \Theta'_i(x)$$

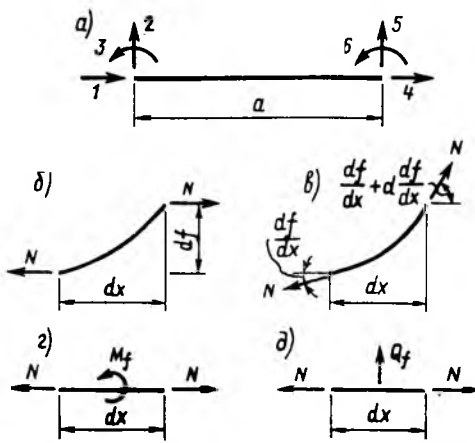


Рис. 1. Участок оси конечного элемента a — степени свободы; б, в — деформированная ось; г, д — недеформированная ось

($i=2, 3, 5, 6$). В результате

$$\sum_i \delta V_i \Delta R_i = \sum_i \delta V_i \times \int_0^a m_f(x) \Theta'_i(x) dx \quad (i=2, 3, 5, 6), \quad (4)$$

откуда с учетом зависимости (3)

$$\Delta R_i = -N \sum_s V_s \times \int_0^a \Theta'_i(x) \Theta'_s(x) dx \quad (5)$$

($i=2, 3, 5, 6; s=2, 3, 5, 6$).

где ΔR_i — дополнительная узловая реакция по направлению i -й степени свободы; a — длина конечного элемента.

В случае действия силы, направленной по касательной к деформированной оси стержня, при замене малого участка деформированной оси участком недеформированной оси эксцентричное приложение сил N компенсируется внешней поперечной силой $Q_f = N d \frac{df}{dx}$ или равномерно распределенной внешней поперечной нагрузкой $q_f(x) = N \frac{d^2 f(x)}{dx^2}$, которая с учетом формул (1), (2)

$$q_f(x) = N \sum_s V_s \Theta''_s(x) \quad (s=2, 3, 5, 6). \quad (6)$$

В соответствии с принципом возможных перемещений

$$\sum_i \delta V_i \Delta R_i = \int_0^a q_f(x) \delta [f(x)] dx = \sum_i \delta V_i \int_0^a q_f(x) \Theta_i(x) dx, \quad (7)$$

откуда с учетом выражения (6)

$$\Delta R_i = N \sum_s V_s \int_0^a \Theta''_s(x) \Theta_i(x) dx \quad (i=2, 3, 5, 6; s=2, 3, 5, 6). \quad (8)$$

Произведя необходимые подстановки и интегрирование, получим аналогичные выражения. В случае следящей продольной силы

$$\Delta R_3 = \frac{N}{30} [(V_6 - 4V_3)a + 3(V_5 - V_2)]; \quad (9)$$

$$\Delta R_6 = \frac{N}{30} [(V_3 - 4V_6)a + 3(V_5 - V_2)]; \quad (10)$$

$$\Delta R_2 = 0, 1N \times$$

$$\times \left[12 \frac{V_5 - V_2}{a} - (V_3 + V_6) - 10V_3 \right]; \quad (11)$$

$$\Delta R_5 = 0, 1N \times$$

$$\times \left[12 \frac{V_2 - V_5}{a} + (V_3 + V_6) + 10V_6 \right]. \quad (12)$$

При действии неследящей продольной силы формулы (9), (10) остаются без изменения, а в зависимостях (11), (12) исчезает последнее слагаемое. Для пространственного стержня дополнительные узло-

вые реакции, связанные с учетом влияния деформированной расчетной схемы, определяют аналогично.

Вектор-столбец дополнительных узловых реакций $\{\Delta R\}$ можно суммировать с вектором-столбцом основных реакций $\{R\}$ и получить таким образом несколько измененную матрицу жесткости конечного элемента. Однако алгоритмически более удобно оставлять матрицу жесткости без изменения, а вектор $\{\Delta R\}$ после преобразования к общей системе координат конструкции прибавлять к вектору внешней узловой нагрузки, вычисляя ΔR_i по предыдущей итерации во время шагово-итерационного расчета.

Приведенную методику проверили при расчете гибких стержней из упругого материала. В результате установлено хорошее совпадение с известными аналитическими зависимостями, причем точность расчета не зависела от числа конечных элементов, на которые разбили стержень. Методику учета влияния деформированной расчетной схемы реализовали в программном комплексе NARCIS при расчете стержневых железобетонных конструкций методом конечных элемен-

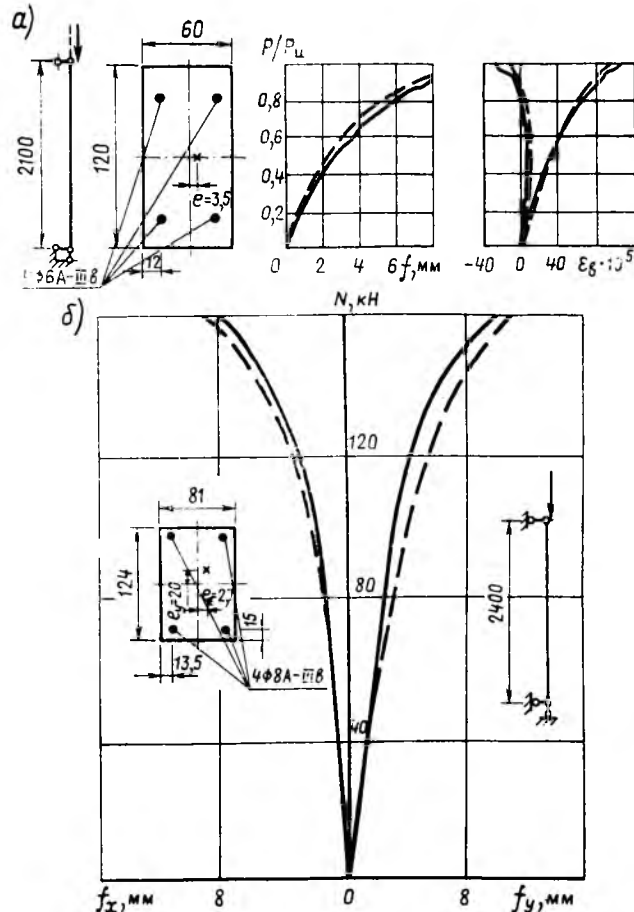


Рис. 2. Сопоставление опытных (—) и расчетных (---) прогибов и деформаций бетона внецентренно- (а) и косвенно-центренно (б) сжатых образцов

тов с учетом физической нелинейности на основе реальных полных диаграмм деформирования материалов [2]. При этом рассчитали более 250 образцов железобетонных колонн, испытанных разными авторами на внецентренное сжатие. На рис. 2 приведено сравнение теоретических и экспериментальных данных по плоскому [3] и косому [4] внецентренному сжатию железобетонных колонн большой гибкости. Хорошее совпадение

подтверждает надежность предлагаемой методики учета геометрической нелинейности и возможность ее использования при расчете стержневых железобетонных конструкций методом конечных элементов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Постнов В. А., Хархурим Н. Я. Метод конечных элементов в расчетах судовых конструкций. — Л.: Судостроение. — 1974. — 344 с.
2. Карпенко Н. И., Мухамедиев Т. А.,

Сапожников М. А. К построению общей методики расчета статически неопределимых стержневых железобетонных конструкций на основе МКЭ // Строительная механика и расчет сооружений. — 1989. — № 2. — С. 55—61.

3. Голышев А. Б., Каюмов Р. Х., Бачинский В. Я. Исследование гибких железобетонных элементов при кратковременном действии нагрузки // Теория железобетона. Под ред. К. В. Михайлова и С. А. Дмитриева. — М.: Стройиздат. — 1972. — С. 112—115.
4. Беспалов Л. Н. Устойчивость и устойчивая прочность железобетонных стержней, сжатых с эксцентриситетом в двух плоскостях: автореф. дис. канд. техн. наук. — Киев, 1987. — 23 с.

УДК 624.073+624.074.4

А. В. ЗАБЕГАЕВ, канд. техн. наук; В. В. ХОЛИН, инж. (МИСИ)

Расчет железобетонных плит и оболочек на местное действие аварийных ударных нагрузок

В последние годы при проектировании объектов различного назначения все чаще возникает необходимость расчета строительных конструкций на интенсивные ударные воздействия аварийного характера. К таким конструкциям относятся перекрытия многоэтажных производственных зданий, верхние этажи которых имеют крановое оборудование, гаражи и эстакады, защитные оболочки АЭС, морские нефтегазопромысловые сооружения и многие другие. Значительное число аварийных ударов возникает при монтаже сборных железобетонных конструкций зданий и сооружений и т. п.

Характерными особенностями указанных воздействий по сравнению с известными из военной техники высокоскоростными ударами снарядов и т. п. относительно малой массы и диаметра являются низкие начальные скорости удара v_0 , относительно высокая масса M_0 и диаметр ударника d .

Аварийные ударные воздействия можно разделить на две категории — вызванные падением тяжелых грузов, транспортных средств и т. п., скорость которых измеряется десятками м/с, а масса может достигать нескольких тонн, и удары вследствие разрушения фрагментов оборудования при промышленных взрывах или авариях, скорость которых до 150 м/с, но масса обычно значительно ниже, чем при ударах первой категории.

В зависимости от количества поглощенной при ударе кинетической энергии различают удары резкие, промежуточной резкости и нерезкие [1]. Наиболее

опасны резкие удары, которые и рассматриваются авторами.

Местное разрушение в этом случае отмечается в форме проникания, откола или пробивания плиты. Нормирование предельного состояния по прочности сводится к одному из следующих условий

$$\left. \begin{aligned} \alpha &\leq \alpha_u; \\ t &\geq t_s; \\ t &\geq t_p, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где α , α_u — фактическая и предельно допустимая глубина проникания ударника в тело плиты; t — толщина плиты; t_s , t_p — минимальные (пороговые) толщины плиты, при которых еще не происходит откола бетона с тыльной поверхности и пробивания плиты.

α_u зависит от конкретных условий ударного нагружения. Ее достижение обычно не приводит к катастрофическим последствиям, поэтому в дальнейшем проникание не рассматривали. Значительно более опасны откол и пробивание. При отколе с тыльной поверхности плиты выбивается участок бетона, который может играть роль вторичного ударника. При пробивании находящиеся под плитой оборудование и люди также могут быть поражены ударником и выбитой им частью бетона плиты. Исследования [1, 2] свидетельствуют, что формулы, полученные для военной баллистики, мало пригодны для расчета железобетонных конструкций на рассматриваемые удары. В связи с этим в последние годы различные зарубежные строительные фирмы и научно-исследо-

вательские организации предложили зависимости, носящие, как правило, чисто эмпирический характер, полученные для ограниченных диапазонов параметров ударника и конструкции. Структура этих формул не отвечает анализу размерностей. Систематизация опытных данных, относящихся к низкоскоростным ударам, не проводилась. Кроме того, экспериментами практически не охвачен диапазон малых скоростей $v_0 < 15$ м/с и значительных отношений d/t , характерных именно для аварийных воздействий. В связи с этим в МИСИ выполнили специальное исследование, позволившее получить необходимые данные. В дальнейшем проанализировали и обобщили имеющиеся опытные результаты при $v_0 < 150$ м/с. Данные экспериментов свидетельствуют о том, что разрушение конструкций зависит главным образом от скорости удара v_0 , а также от соотношения диаметра ударника и толщины плиты. При малых скоростях ($v_0 \leq 75$ м/с) t_s и t_p близки друг к другу, тогда как при больших скоростях существенно отличаются. Проникание при малых v_0 проявляется очень слабо, в связи с чем пробивание носит характер динамического продавливания (выбивания бетонной пробки, имеющей вид усеченного конуса с диаметром верхнего основания d).

На основе экспериментальных данных авторы получили расчетные формулы для t_s и t_p . Первоначально принимали параметры: t , d , M_0 , v_0 , R — прочность бетона при сжатии; μ — коэффициент армирования продольной арматурой;

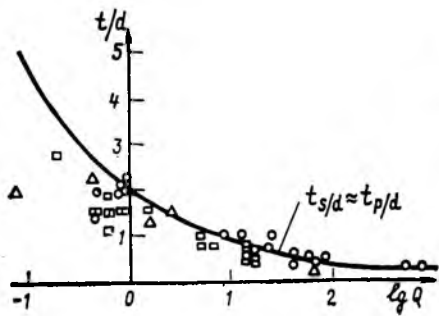


Рис. 1. Зависимость t_s/d (t_p/d) от $\lg Q$ при $v_0 \leq 75$ м/с
 ○ — нет откола; △ — откол; □ — пробивание

$d_{\text{зап}}$ — наибольшая крупность заполнителя. На основе анализа размерностей получили зависимость между безразмерными величинами

$$\frac{t}{d} = f\left(Q, \mu, \frac{d_{\text{зап}}}{d}\right), \quad (2)$$

где $Q = \frac{R d^3}{M_s v_0^2}$.

В результате анализа литературных источников установлено, что при $\mu \leq 0,03$ оно не влияет существенно на t_s и может быть опущено (в запас прочности) при определении t_p . Влияние крупности заполнителя на t_s и t_p для обычного бетона пропорционально $(d_{\text{зап}}/d)^{0,4}$, т. е. ими тоже можно пренебречь.

В соответствии с выявленными особенностями поведения конструкций рас-

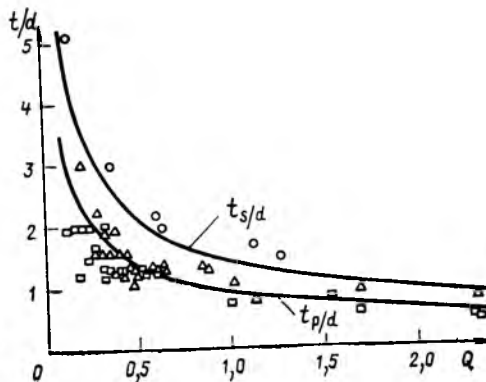


Рис. 2. Зависимости t_s/d и t_p/d от Q при $75 < v_0 \leq 150$ м/с
 Условные обозначения см. рис. 1

четные формулы получили для малых ($v_0 \leq 75$ м/с) и средних ($75 < v_0 \leq 150$ м/с) скоростей. При этом для первого диапазона определяли только пороговую толщину откола t_s , а для второго t_s , t_p . Экспериментальные данные и теоретические кривые приведены на рис. 1 и 2.

На основе регрессионного анализа установили зависимости, которые наилучшим образом согласуются с опытными данными:

для первого диапазона

$$\frac{t_s}{d} \approx \frac{t_p}{d} = 2,019Q^{-0,3439}, \quad (3)$$

для второго диапазона

$$\left. \begin{aligned} \frac{t_s}{d} &= 1,429Q^{-0,5673}, \\ \frac{t_p}{d} &= 0,943Q^{-0,553} \end{aligned} \right\} (3')$$

Эмпирические данные, положенные в основу формул (3), (3'), получены в основном для жестких цилиндрических ударников с плоской носовой частью. Влияние формы носовой части ударника можно учитывать по аналогии с формулами NDRC [3] введением коэффициента N , принимая для плоской носовой части $N=1$, для тупой $N=1,08$, для сферической $N=1,18$ и для острой $N=1,26$. С учетом изложенного формулы (3), (3') примут вид:

$$\left. \begin{aligned} \frac{t_s}{d} \approx \frac{t_p}{d} &= 2,019N Q^{-0,3439}, \\ \frac{t_s}{d} &= 1,429N Q^{-0,5673}, \\ \frac{t_p}{d} &= 0,943N Q^{-0,553} \end{aligned} \right\} (4)$$

Выводы

На основе анализа литературных источников и собственных исследований предложены расчетные формулы для пороговых толщин откола и пробивания железобетонных плит при низких скоростях удара ($v_0 < 150$ м/с), характерных для аварийных воздействий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Забегаяев А. В. К определению аварийных ударных нагрузок на строительные конструкции // Строительная механика и расчет сооружений. — 1988. — № 1. — С. 5—9.
2. Sliter G. E. Assessment of Empirical Concrete Impact Formulae // Journal of Structural Division, ASCE. — V. 166. — 1980. — N 5. — P. 1023—1045.
3. Mills C. A. The design of concrete structures to resist explosion and weapon effects // FIP Notes. — 1988. — N 2. — P. 11—15.

УДК 624.073

А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ);
 К. Е. ЕРМУХАНОВ, канд. техн. наук, И. А. МОМБЕКОВ, инж.
 (Джамбулский гидромелиоративно-строительный ин-т)

Прочность плит с поперечной арматурой на продавливание

Существующая методика расчета плит с поперечной арматурой на продавливание по СНиП 2.01.03—84 является приближенной, поскольку основана на весьма ограниченном числе экспериментов. В основном опыты выполняли для плит с хомутами из арматуры класса А-1 в узком диапазоне изменения $\mu_{\text{п.в}}$.

Поэтому для усовершенствования методов расчета Джамбулский гидромелиоративно-строительный институт совместно

с НИИЖБом исследовали сплошные плиты с поперечной арматурой на действие концентрированной нагрузки. При этом испытали три группы опытных образцов, отличающихся полезной высотой ($h_0 = 10, 15, 20$ см). Каждая группа состояла из нескольких подгрупп, отличающихся процентом поперечного армирования ($\mu_{\text{п.в}} = 0..2\%$). Его варьировали изменением шага и диаметра хомутов. В качестве хомутов приняли арматуру клас-

са А-III диаметром 6,8 и 10 мм. Поперечную арматуру устанавливали равномерно по всей площади и с постоянным шагом в обоих направлениях. Количество и диаметр продольной арматуры у образцов одной группы считали одинаковым, чтобы не исказить сопоставимость результатов экспериментов с точки зрения влияния поперечной арматуры. Количество продольной арматуры принимали из условия $F_{\text{нзг}} < F_{\text{нр}}$.

Относительный пролет среза a/h_0 во всех образцах одинаковый (2,5). Эксперименты осуществляли в силовой раме с шарнирным опиранием по контуру. В результате установлено, что все опытные образцы разрушились от продавливания. При средних и малых μ_{sw} оно произошло по замкнутой наклонной трещине по традиционной схеме вследствие текучести поперечной арматуры (рис. 1). При больших μ_{sw} образцы разрушились от сжатия бетона между замкнутыми наклонными трещинами без текучести поперечной арматуры, подобно разрушению стенок балок (см. рис. 1). Сопrotивление хомутов из стали класса А-III полностью использовалось, поскольку напряжения в хомутах, пересекающих критическую наклонную трещину, перед разрушением достигали предела текучести. Траектория критических наклонных трещин зависела от количества поперечной арматуры. С возрастанием μ_{sw} увеличивался угол наклона критических наклонных трещин. Об этом свидетельствовали наличие трещин на растянутой грани плиты и характер развития внутренних трещин, полученный из анализа деформаций поперечной арматуры (см. рис. 1). Разрушающая нагрузка с увеличением μ_{sw} возрастала и иногда значительно превышала несущую способность плит без поперечной арматуры. В данном случае она равна $3,6 F_b$. При этом несущая способность плиты на продавливание возрастала по зависимости, близкой к криволинейной (рис. 2).

Отношение $F_{оп}/F_{СНиП}$ составило 1,04...2,39, т.е. расчет по существующей методике дал значительное отклонение в сторону запаса. Оно связано с тем, что принятая методика не в полной мере использует сопротивление хомутов из арматуры, отличной от стали класса А-І. Кроме того, установление верхнего предела прочности $2F_b$ не подтверждено экспериментально-теоретическими исследованиями.

Для совершенствования методов расчета норм предложено производить расчет на продавливание по замкнутой наклонной трещине при текучести поперечной арматуры и расчет на продавливание по бетону, заключенному между замкнутыми наклонными трещинами, без текучести поперечной арматуры.

Для расчета на продавливание по наклонной трещине разработана расчетная схема (рис. 3) и методика, учитывающая переменность длины проекций замкнутых наклонных трещин, подобно расчету линейных изгибаемых элементов (балок) по поперечной силе. С увеличением μ_{sw} изменяется положение критических наклонных трещин, причем это сопровождается увеличением угла на-

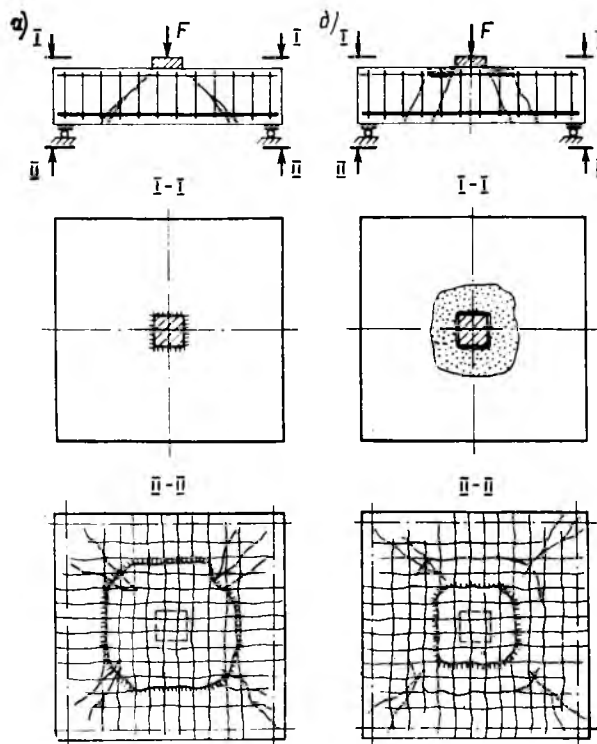


Рис. 1. Схема разрушения опытных образцов

a — по замкнутой наклонной трещине; b — по бетону между замкнутыми наклонными трещинами

клона трещин $>45^\circ$. В результате доля усилий, воспринимаемых хомутами, уменьшается, а по бетону увеличивается и, следовательно, можно считать, что продавливание бетона происходит в условиях, близких к стесненным. Учтыва-

вая это обстоятельство, формула для оценки прочности плит с поперечной арматурой на продавливание

$$F = \alpha R_{bt} u_m h_0 \left(\frac{h_0}{c} \right) + 4c (b_{оп} + c) q_{sw}, \quad (1)$$

где $\alpha R_{bt} h_0 \left(\frac{h_0}{c} \right)$ — прочность бетона при стесненном продавливании по СНиП 2.01.03—84; u_m принимают как в свободном продавливании; $4c (b_{оп} + c)$ — площадь горизонтальной проекции боковых граней расчетной пирамиды продавливания; q_{sw} — усилие в хомутах на единицу площади элемента;

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} f_{sw}}{s^2};$$

c — длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента:

$$c^3 + 0,5 b_{оп} c^2 - \frac{\alpha R_{bt} u_m h_0^2}{8 q_{sw}} = 0.$$

В целях упрощения предложено рассмотреть плиту как систему крестообразных балок шириной $b_{оп} + h_0$ (см. рис. 3), полученную с учетом того, что поверхность отрыва распространяется под углом 45° для плит без хомутов. Тогда по аналогии с балками с поперечной арматурой

$$c = \sqrt{\frac{\Phi b_{sw} R_{bt} h_0^2}{q_{sw}}},$$

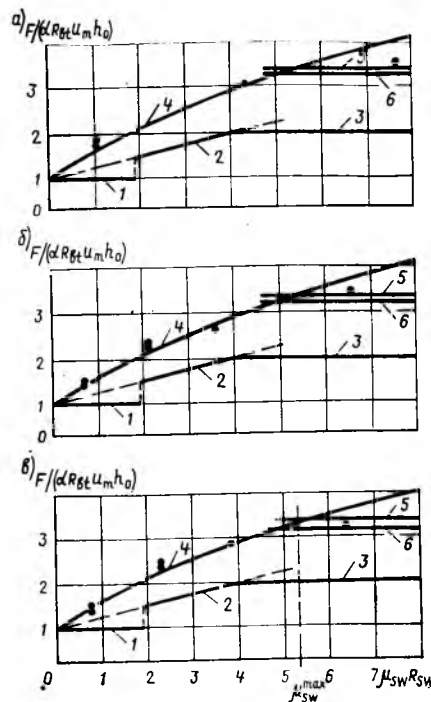


Рис. 2. Изменение относительной величины предельной продавливающей нагрузки $a - h_0 = 10$; $b - h_0 = 15$; $в - h_0 = 20$ см; 1...3 — расчет по СНиП 2.03.01—84; 4...6 — по предлагаемой методике

ϕ_{b2} — коэффициент, зависящий от вида бетона: $\phi_{b2}=1$ для тяжелого бетона.

В расчете принимали $c_{max} \leq h_0$, поскольку для плит без поперечной арматуры угол наклона боковых граней 45° .

Сравнение результатов расчета по данной методике с результатами опытов показало их удовлетворительное совпадение — $F_{оп}/F_{пред.1} = 0,93...1,15$.

Для расчета на продавливание по бетону между замкнутыми наклонными трещинами предложена методика расчета, суть которой в том, что плиту рассматривают как крестообразную балку с поперечной арматурой шириной $b_{оп} + h_0$ (см рис. 3). При этом расчет на продавливание по бетону между замкнутыми наклонными трещинами можно производить по аналогии с расчетом балок на действие поперечной силы по наклон-

ной полосе между наклонными трещинами.

Принимая во внимание, что необходимо найти внешнюю продавливающую силу, соответствующую несущей способности четырех балок, условие прочности для плит

$$F \leq 0,3\phi_{w1}\phi_{b1}R_b4(b_{оп} + h_0)h_0. \quad (2)$$

Учитывая, что $4(b_{оп} + h_0) = u_m$,

$$F \leq 0,3\phi_{w1}\phi_{b1}R_bu_mh_0, \quad (3)$$

где ϕ_{w1} , ϕ_{b1} — коэффициенты, определяемые по формулам (73), (74) СНиП 2.03.01—84.

При подсчете ϕ_{w1} в расчет принимают число хомутов в одном ряду по ширине $b_{оп} + h_0$, $\phi_{w1} \leq 1,4$.

Результаты расчета по предложенной методике удовлетворительно согласуют-

ся с опытными данными — $F_{оп}/F_{пред.2} = 0,92...1,11$.

Предлагается также методика расчета, основанная на физической модели разрушения. Результатами экспериментов установлено, что вблизи штампа образуется система призматических элементов (оболочек), ограниченных двумя замкнутыми наклонными трещинами (см. рис. 1), по толщине которых концентрируется поток сжимающих напряжений. При этом вторая трещина проходит на расстоянии $h_0/2$ от грузовой площадки. Очевидно, разрушение наступает в результате достижения бетоном R_b в призматических элементах (см. рис. 3).

Положение элементов (угол наклона) определяют в зависимости от интенсивности $q_{ав}$.

Расчетную толщину t принятых элементов подсчитывают по формуле

$$t_i = \frac{h_0}{2} \sin \beta, \quad (4)$$

где β — угол наклона критических наклонных трещин.

Сопротивление расчетных элементов сжатию у грузовой площадки, т.е. в наиболее опасном сечении,

$$F = A R_b \sin \beta, \quad (5)$$

где A — площадь поперечных сечений призматических элементов у грузовой площадки:

$$A = [2b_{оп} + h_0(1 + \cos^2 \beta)] h_0 \sin \beta.$$

После некоторых преобразований

$$F = k R_b u_m h_0, \quad (6)$$

где

$$k = \frac{1}{4} \left[\frac{2b_{оп} + h_0(1 + \cos^2 \beta)}{b_{оп} + h_0} \right] \sin^2 \beta.$$

При сравнении результатов расчета и опытов $F_{оп}/F_{пред.3} = 1,02...1,15$, т.е. отмечается удовлетворительное совпадение.

Одним из достоинств предложенных методик является использование в расчетах только одной наиболее стабильной характеристики бетона R_b .

Выводы

Принятая в нормах методика расчета прочности плит с поперечной арматурой значительно недооценивает прочность плит с поперечной арматурой, обладающих более высокими физико-механическими характеристиками, чем арматура класса А-I.

Результаты опытов выявили две разные по характеру формы разрушения по мере возрастания μ_{sv} .

Предлагаемые методики расчета, учитывающие формы разрушения, более полно отражают действительную работу плит с поперечной арматурой на продавливание и позволяют получать более точные результаты.

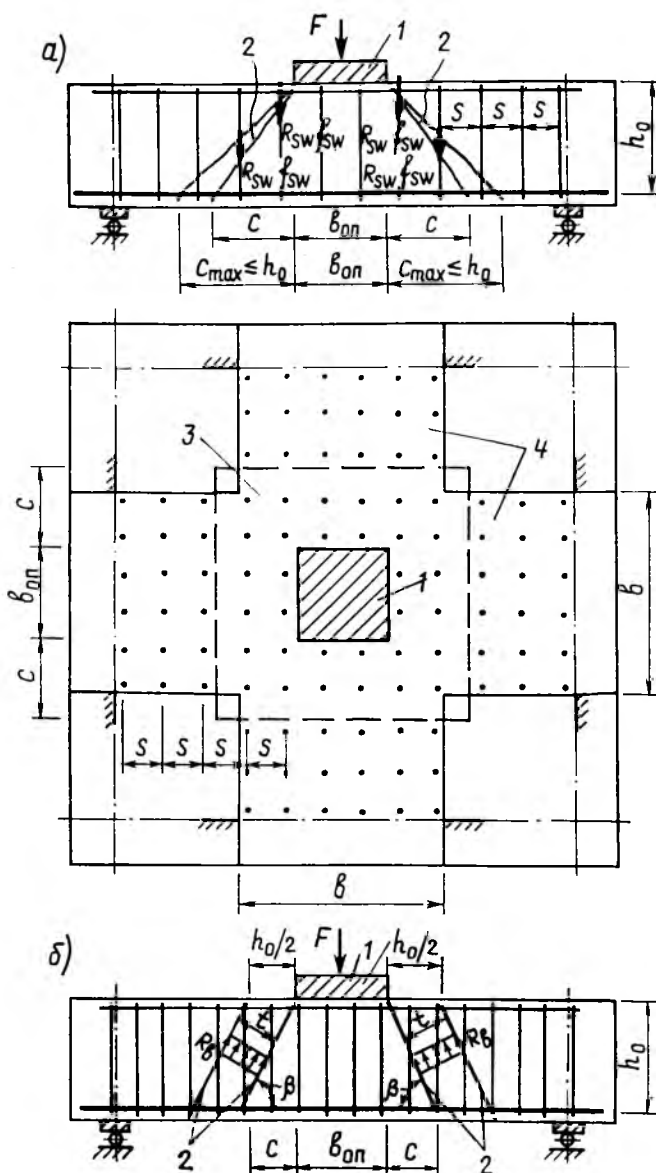


Рис. 3. Схема расчета по предлагаемым методикам

а — по наклонной трещине; б — по бетону между наклонными трещинами; 1 — грузовой площадки; 2 — критические наклонные трещины; 3 — проекция поверхности отрыва на продольную ось; 4 — крестообразная балка

Расчет перекрытий каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях

Каркасно-панельная система с натяжением арматуры в построечных условиях является одним из перспективных направлений при строительстве гражданских, общественных и производственных зданий (см. рисунок). Ее внедрение сдерживается отсутствием методики расчета и проектирования конструкций и элементов.

Обычно плиту перекрытия рассчитывают с опиранием по контуру без учета обжатия [1]. Предлагается расчетную схему перекрытия представлять в виде балки с заземлением по концам [2]. В этом случае по оси симметрии стержни прикладывали усилие преднапряжения, обжатие в другом направлении не учитывали.

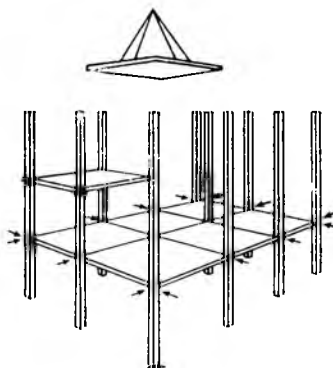
В НИИЖБе испытали семь натурных фрагментов четырех типов перекрытий зданий с ячейками $4,2 \times 4,2 \dots 6 \times 6$ м и расчетной нагрузкой на перекрытие до 8 кН/м^2 . Прочность бетона плиты варьировали в пределах $19,6 \dots 39 \text{ МПа}$, контактных швов узловых соединений $10 \dots 39 \text{ МПа}$. Усилие преднапряжения изменяли с 126 до 527,6 кН. При этом арматура имела прямолинейное расположение и отгиб в пролете перекрытия.

В процессе экспериментально-теоретических исследований при разработке расчетных схем перекрытий установлено, что для системы передача вертикальных нагрузок с перекрытия отличается от традиционной. Так, в монтажной стадии вертикальную нагрузку и собственную массу плиты воспринимают узловые соединения. В стадии эксплуатации после замоноличивания участков между плитами дополнительные вертикальные нагрузки передаются на узловые соединения и монолитные участки с преднапряженной арматурой. Исходя из этого определили расчетные нагрузки на конструкции и элементы системы.

На работу перекрытий влияют связи по контуру плиты, работа которых обес-

печивается монолитными участками с преднапряженной арматурой, силами трения и сцепления в узловых соединениях. Кроме того, на работу перекрытия влияет отгиб преднапряженной арматуры в пролете, при котором наблюдались выгиб плиты и снижение прогибов при вертикальном нагружении.

Для перекрытий, состоящих из двух полуплит в ячейке, рекомендуется проверять несущую способность связей полуплит по центральному шву, работа которых обеспечивается сварным или шпильным соединениями.



Каркасно-панельная система с натяжением арматуры в построечных условиях

По результатам исследований разработан алгоритм расчета перекрытия. На первом этапе рекомендуется определять несущую способность связей, количество и расположение преднапряженной арматуры и усилие обжатия. На втором этапе рассчитывают плиту перекрытия методом конечных элементов с использованием усилий преднапряжения и отгиба. Расчетная схема перекрытия на втором этапе представлена в виде пространственной системы и моделируется конечными элементами, в которых допускается приложить усилия в плоскости элемента. В узловых соединениях

перекрытий с колоннами в нижней и верхней зонах расположены связи конечной жесткости, обеспечивающие работу бетона контактных швов. По контуру перекрытия в нижней зоне установлены связи, обусловленные работой бетона монолитного участка между плитами. Жесткость связей предлагается рассчитывать с учетом деформативных характеристик бетона соответствующих швов и участков. Жесткость связей и их расположение уточнили при испытании натурных фрагментов зданий.

Расчет перекрытия каркасных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях по разработанным рекомендациям дает удовлетворительное совпадение с результатами эксперимента (расхождение $5 \dots 10\%$). Методику расчета перекрытия с учетом обжатия в двух направлениях использовали при проектировании и строительстве спального корпуса гостиницы «Чегет-П» в Приэльбрусье, столовой в Тбилиси, здания АТС в Чебоксарах и жилого комплекса в Судак.

Выводы

Рассмотренная методика позволяет рассчитывать перекрытия с учетом обжатия в двух направлениях и пространственной работы.

Для расчета перекрытия разработаны рекомендации и предложен алгоритм.

Результаты расчета по алгоритму удовлетворительно совпадают с экспериментальными данными.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Временное руководство по проектированию для сейсмических районов жилых, общественных и производственных каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях. — Тбилиси: Тбил. ЗНИИЭП. — 1985. — 6 с.
2. Корнилов В. Г. Расчет усилий в перекрытиях каркасных зданий с напрягаемой в процессе монтажа арматурой/Бетон и железобетон. — 1988. — № 7. — С. 34—36.

Поперечные напряжения в сжатых бетонных призмах

При описании характера и объяснении причин разрушения бетона при одноосном сжатии широко используют понятия из теории концентрации напряжений около отверстий. В мировой литературе получены решения для многих частных задач, в том числе с учетом физической нелинейности материалов. Применение этих решений для бетона затруднительно, хотя на их основе можно получить качественные картины напряженно-деформированного состояния бетона.

В источнике [1] впервые для объяснения причин разрушения сжатого бетона учтена концентрация напряжений вблизи цилиндрического отверстия в одноосно нагруженной пластине. При этом отмечалось, что на площадках, параллельных сжимающей силе, возникают также и растягивающие напряжения (рис. 1). Нечто сходное должно происходить и во всяком неоднородном теле. К сожалению, в [1] при верных максимальных ординатах в эпюрах напряжений вблизи отверстия не были отражены на эпюре поперечных напряжений участки, на которых они становятся сжимающими (см. рис. 1).

Известна формула для поперечных напряжений σ_x вдоль оси y в пластине с отверстием радиусом r при нагружении по торцам ее напряжениями σ_0

$$\sigma_x = 0,5\sigma_0 \left(\frac{r^2}{y^2} - 3 \frac{r^4}{y^4} \right).$$

При $y = \pm r\sqrt{3}$ $\sigma_x = 0$; кроме того, равнодействующая этих напряжений $\int \sigma_x dy = 0$. Таким образом, поперечные напряжения σ_x вдоль оси y являются двузначными и самоуравновешенными.

В последующих работах [2, 3] расширилась схематизация эпюр напряжений вблизи отверстия применительно к сжатым призмам. Так, в источнике [2] утверждается, что в бетонном образце, подвергнутом осевому сжатию, возникают как продольные сжимающие, так и поперечные растягивающие напряжения.

О существовании сжимающих поперечных напряжений при этом автор не упоминает (см. рис. 1).

В работе [3] отмечалось, что вследствие частого и хаотического расположения пустот происходит взаимное наложение растягивающих напряжений (появляется вторичное поле напряжений). При этом указано на отсутствие сжимающих поперечных напряжений (см. рис. 1). Представление вторичных полей напряжений однозначными (растягивающими) противоречит условию равновесия. Известно, что существует поле напряжений возле рядом расположенных отверстий, однако поперечные напряжения между отверстиями, накладываясь, остаются двузначными (самоуравновешенными).

Упрощение (искажение) вторичных полей напряжений и представление их как однозначных в работах [2, 3] мотивируют методическими целями, хотя это ед-

ва ли приемлемо. Однако даже в источнике [4] сказано, что с повышением в призме сжимающих напряжений с $R_{ср}$ до R_b средние растягивающие напряжения в поперечном направлении возрастают до R_{bt} .

Таким образом, эволюция погрешностей в оценке поперечных напряжений в сжатой призме привела от нестрогого их изображения в работе [1] до утверждения об их однозначности [4].

Легко убедиться, что допущение средних растягивающих напряжений в поперечном направлении противоречит условию равновесия сил на плоскость, совпадающую с направлением действия продольных сжимающих напряжений, приложенных по торцам призмы без учета трения. Если силами трения по торцам приложения сжимающих напряжений не пренебрегать, то в поперечном направлении напряжения окажутся сжимающими, хотя и незначительными.

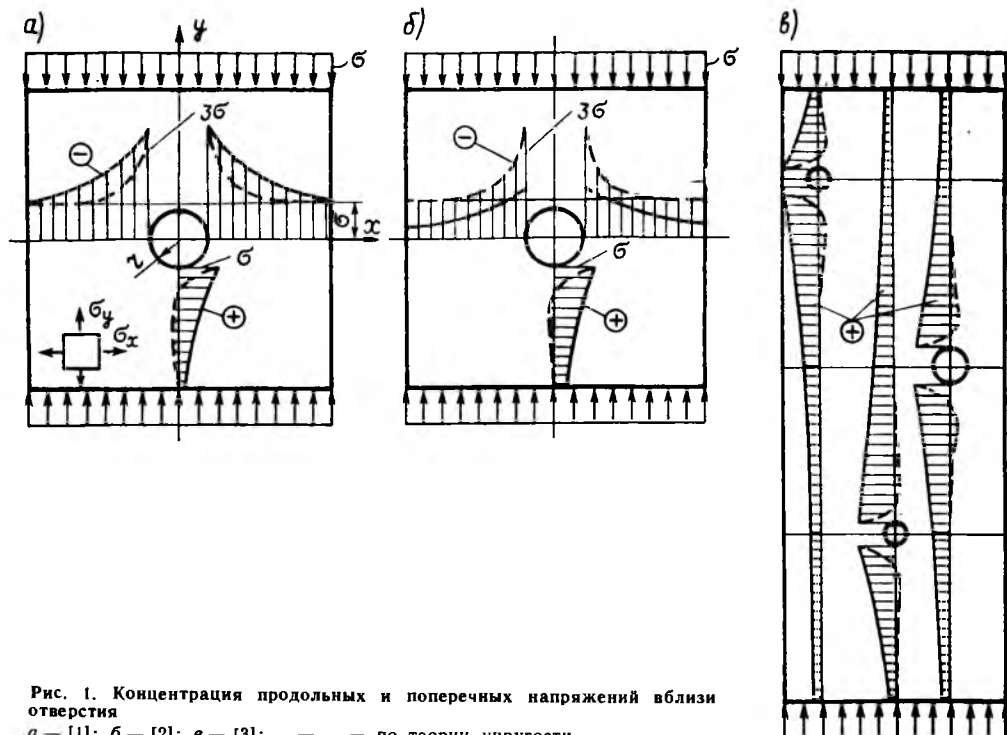


Рис. 1. Концентрация продольных и поперечных напряжений вблизи отверстия
а - [1]; б - [2]; в - [3]; --- - по теории упругости

Более строгие подходы к описанию разрушения бетона в сжатых призмах, например в работе [5], не нуждаются в упрощениях, противоречащих условиям равновесия. На рис. 2 показана последовательность развития продольной трещины, начинающейся вблизи пустоты вследствие растяжения в поперечном направлении. При этом по мере увеличения нагрузки растет длина трещины, вместе с ней перемещается двузначная эпюра поперечных напряжений, оставаясь самоуравновешенной на каждом этапе загрузки при сжатии призмы.

На ошибочной идее о существовании средних растягивающих напряжений (на макроуровне) в одноосно сжатых призмах построены рассуждения и выводы в работе [6]. На примере сжатой призмы предпринята попытка связать диаграмму $\sigma_b - \epsilon_b$, характеризующую работу бетона в условиях одноосного сжатия (без поперечных напряжений), с диаграммой $\sigma_{bt} - \epsilon_{bt}$ для одноосного растяжения (также без поперечных напряжений). Для этой цепи нельзя использовать одноосно сжатую призму, поскольку она позволяет выявить только диаграмму сжатия бетона $\sigma_b - \epsilon_b$. Из-за отсутствия поперечных напряжений на макроуровне (хотя и при наличии поперечных деформаций) диаграмма растянутого бетона $\sigma_{bt} - \epsilon_{bt}$ в этом случае превращается в прямую, совпадающую с координатной осью ϵ_b .

В источнике [6] заменено одноосное сжатие двумя воздействиями, причем объемная задача представлена плоской без каких-либо оговорок (рис. 3). Отбросив одно из воздействий в виде двухосного сжатия, ограничились лишь рассмотрением только чистого сдвига, вызывающего главные сжимающие напряжения в продольном направлении и главные растягивающие напряжения в поперечном (см. рис. 3).

При сложении двух воздействий суммарное напряжение в поперечном направлении равно нулю, что отвечает исходным условиям задачи — одноосному сжатию (см. рис. 3).

Следует также отметить, что вследствие физической нелинейности поведения бетона матрицы податливости в формуле (1) [6] и матрицы жесткости в выражении (2) [6] не могут быть получены друг из друга их обращениями, поскольку в этих зависимостях заложены разные векторы напряжений — полный вектор напряжений (нормальные и касательные) и только касательные напряжения (нормальные напряжения равны нулю). Таким образом, напряженно-деформированное состояние бетона в одноосно сжатой призме невозможно описать с позиций чистого сдвига.

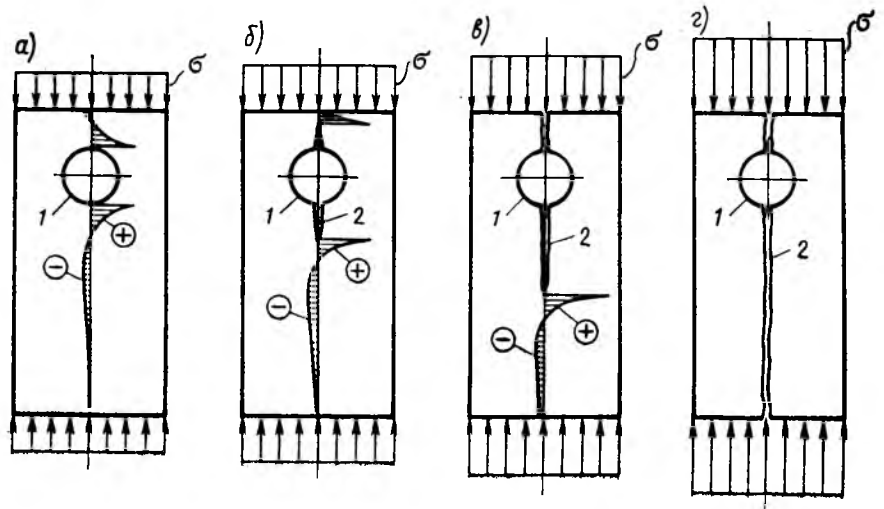


Рис. 2. Схема образования и развития продольных трещин в сжатых бетонных призмах на разных уровнях нагружения 1 — до образования трещин; б — после образования трещин; в — выход трещины на грани; г — раскалывание; 1 — пустота в бетоне; 2 — продольная трещина;

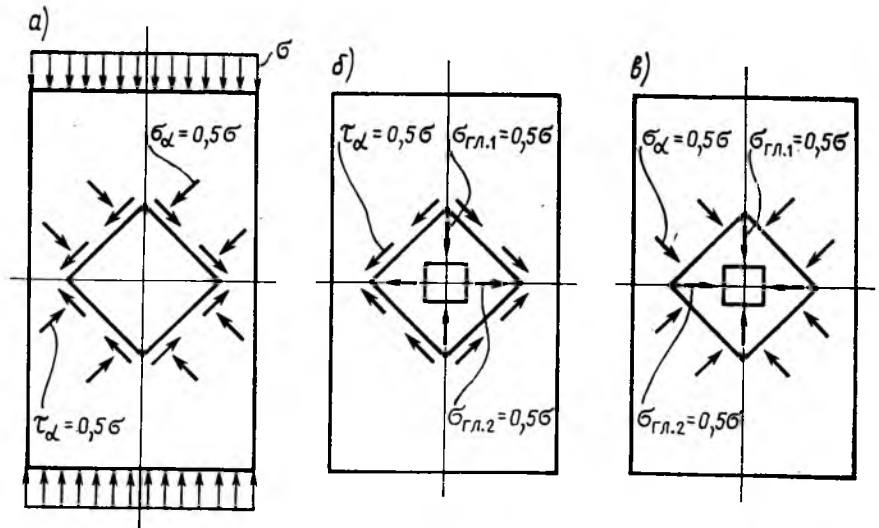


Рис. 3. Схемы нормальных и касательных напряжений в одноосно сжатой бетонной призме а — исходное состояние; б — чистый сдвиг; в — двухосное сжатие

В условиях чистого сдвига, если его рассматривать как некоторое самостоятельное и не относящееся к одноосно сжатой призме воздействие, видимо, можно построить по главным направлениям соотношения $\sigma_{b1} - \epsilon_{b1}$ и $\sigma_{b2} - \epsilon_{b2}$ (σ_{b1} , σ_{b2} — главные сжимающие напряжения; ϵ_{b1} , ϵ_{b2} — соответствующие им деформации). Однако они будут радикально отличаться от соотношений $\sigma_b - \epsilon_b$ и $\sigma_{bt} - \epsilon_{bt}$, которыми описывается поведение бетона в условиях одноосного сжатия и одноосного растяжения и увязка которых являлась целью исследования в источнике [6].

В условиях чистого сдвига вследствие разрушения бетона по направлению главных растягивающих напряжений при сравнительном слабом сопротивлении бетона растяжению вообще нельзя реализовать в полной мере соотношение $\sigma_{b1} - \epsilon_{b1}$ для сжатого бетона. Эта ди-

аграмма характерна на участке невысоких сжимающих напряжений. Из условий чистого сдвига (см. рис. 1) следует, что $\sigma_{rl.1} = -\sigma_{rl.2}$, в то же время разрушение бетона происходит при $\sigma_{rl.1} \leq R_{bt}$. Чтобы продолжить нагружение бетона, уже разрушенного при чистом сдвиге в направлении главных растягивающих напряжений, необходимо перестроить вектор напряжений, а именно чистый сдвиг заменить двухосным сжатием. Но это уже задача другого уровня сложности, далекая от одноосно сжатой призмы.

Выводы

Теория концентрации поперечных растягивающих и сжимающих напряжений вблизи пустот в одноосно сжатых призмах при правильном ее истолковании удовлетворительно в качественном отношении объясняет характер развития и распространения продольных трещин,

сопровождающих разрушение бетона в одноосно сжатых призмах.

Поперечные напряжения в таких призмах являются самоуравновешенными, т. е. средние напряжения в поперечном направлении равны нулю на любом уровне загрузки. Поэтому попытку выявить в сжатой призме диаграмму

для бетона $\sigma_{bt} - \varepsilon_{bt}$ при одноосном растяжении, предпринятую в источнике [6], следует признать несостоятельной.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гвоздев А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. — М.: Госстройиздат, 1949. — 280 с.
2. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. — 4-е изд. — М.: Стройиздат, 1985. — 728 с.

3. Бондаренко В. М., Суворкин Д. Г. Железобетонные и каменные конструкции. — М.: Высшая школа, 1987. — 384 с.
4. Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. — М.: Госстройиздат, 1961. — 96 с.
5. Зайцев Ю. В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. — М.: Стройиздат, 1982. — 196 с.
6. Байков В. Н. Особенности разрушения бетона, обусловленные его ортотропным деформированием//Бетон и железобетон. — 1988. — № 12. — С. 13—15.

Использование промышленных отходов

УДК 691.51/55

Ш. К. ТОРПИЦЕВ, Н. К. ТОЙШИБАЕВ, инженеры (НИИЖБ)

Эффективность активации смешанных вяжущих с минеральными добавками

В последние годы первостепенное значение придается экономии цемента, получению смешанных, малоклинкерных или бесклинкерных вяжущих с использованием вторичных ресурсов. Изучена возможность активации вяжущих различными способами с целью повышения эффективности бетонов на их основе.

В НИИЖБе исследовали свойства, особенности структурообразования и активацию комплексных вяжущих, модифицированных добавкой отхода глиноземного производства — бокситового шлама. Общий выход его составляет более 20 млн. т в год, а запасы шламохранилищ превышают 100 млн. т.

Для экспериментов использовали бокситовый шлам Павлодарского алюминиевого завода, получаемый выщелачиванием спека заданного химического состава, синтезированного при $T \approx 1200...1350^\circ\text{C}$ из смесей боксита, соды и известняка, при извлечении глинозема [1]. Химический состав его следующий, % по массе: $\text{SiO}_2 - 20,8$; $\text{Fe}_2\text{O}_3 - 19,7$; $\text{Al}_2\text{O}_3 - 8,4$; $\text{CaO} - 39,8$; $\text{TiO}_2 - 1,6$; $\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O} - 3,4$; п. п. п. — 9,6.

Рентгеновский анализ проб шлама показал, что преобладающими в фазовом составе является белит, алюминаты кальция и натрия, магнетит, гидроокислы железа, кальцит, соединения щелочных металлов.

При установлении доли шлама в комплексном вяжущем за граничное принято условие сохранения активности смешанного вяжущего по сравнению с цементом без добавки шлама. Для исследований использовали образцы из цементного камня (на смешанном вяжущем) и

Таблица 1

Добавка БШ, %	Нормальное твердение	После пропаривания	Через 28 сут нормального хранения
20	43,5/5,6 49,3/6,7	28,1/4,80	40,9/5,6
30	35,2/5,3 39,4/6,6	21,2/4,10	34,2/5,3
40	27,5/3,0 36,5/4,5	16,4/3,10	26,4/3,5
50	24,4/2,8 32,0/2,7	11,6/2,30	22,4/2,8
60	15,1/1,6 21,1/3,61	6,6/1,50	16,4/2,4
70	13,4/1,2 23,5/2,3	4,1/1,05	12,5/1,9

Примечание. Перед чертой — $R_{сж}$, после черты — $R_{ц}$, МПа; над чертой — 28, под чертой — 90 сут.

Таблица 2

Добавка БШ, %	Нормально-влажностное твердение	ТВО при $t_{из}, ^\circ\text{C}$	
		80	96
20	6,6/33,5*	4,1/20,4 ³	4,9/25,2 ³
	6,9/36,5	5,6/30,6	6,5/30,8
30	6,5/33,8	4,0/18,0	4,5/22,5
	6,8/40,5	5,2/30,9	6,0/30,5
40	4,8/30,6	3,8/13,1	3,3/15,9
	6,5/36,4	4,8/25,4	4,5/28,5
50	2,4/32,5	2,0/9,2	2,0/14,7
	5,2/39,2	3,8/20,8	2,5/24,7
60	2,3/16,9	1,1/3,1	1,6/6,8
	3,2/26,5	1,9/10,5	2,0/13,7
70	1,9/10,5	0,7/2,5	0,9/2,4
	2,5/19,4	1,0/8,2	1,5/9,4

Примечания: 1. Перед чертой — $R_{ц}$, после черты — $R_{сж}$, МПа. 2. Над чертой — 28, под чертой — 90 сут. 3. Над чертой — после пропаривания, под чертой — 28 сут.

растворные образцы (вяжущее с песком состава 1:3). Испытания проводили по ГОСТ 310.1—76 и ГОСТ 310.4—76 на растворных образцах-балочках размером $4 \times 4 \times 16$ см и кубах с ребром 7 см, изготовленных на тех же цементах. При этом определяли прочность образцов через 4 ч после пропаривания и через 28 сут последующего нормально-влажностного хранения. Часть образцов не подвергалась ТВО, а твердела в нормально-влажностных условиях в течение 28 и 90 сут.

Экспериментами установлено, что замена цемента шламом до 20% практически не влияет на активность смешанного вяжущего (табл. 1, 2). В составах на портландцементе при расходах бокситового шлама до 40% массы цемента активность смешанного вяжущего снизилась на 20...25% по сравнению с первоначальной, а при дозировке шлама 50% и выше прочность образцов уменьшилась на 48...65% и более. В составах на шлакопортландцементе, модифицированных добавкой бокситового шлама при введении его до 40% массы цемента, активность вяжущего снижается незначительно (на 6...7%), с увеличением доли шлама до 50% и выше наблюдается резкое уменьшение прочности смешанного вяжущего (на 30...50%).

Результаты экспериментов свидетельствуют о том, что при гидратации смешанных вяжущих из-за высокой гигроскопичности бокситового шлама, обусловленной специфической пористостью, сформировавшейся в процессе производства и условиями хранения, белит

часто гидратируется и карбонизируется, что значительно снижает его гидравлическую активность. По этой причине целесообразна дополнительная активация смешанного вяжущего, которую можно производить с помощью гидродинамического излучателя конструкции центра «Солитон». Этот прибор работает на принципе преобразования кинетической энергии потока жидкости или суспензии в энергию кавитационного облака, образующегося в результате автоколебательных процессов при ударе струи жидкости по ограждающим поверхностям специального профиля [2]. Для активации готовили смешанное вяжущее в определенном процентном соотношении, например, 70% цемента и 30% бокситового шлама. Затем вяжущее смешивали с водой и приготовленную таким образом суспензию ($V/D=0,5$) заливали в цилиндрический сосуд установки, на выходе которого установлен прибор. В установку подавали сжатый воздух под давлением 0,5...0,7 МПа и суспензия проходила через гидродинамический излучатель. Вследствие кавитационных процессов, происходящих в камерах излучателя, происходит очищение зерен вяжущего, разрушение их связей и активация благодаря обнажению поверхностей. Влияние активации смешанного вяжущего на прочность исследовали на образцах-балочках размером $4 \times 4 \times 16$ см, испытанных через 7 сут нормально-влажностного твердения (табл. 3).

Результаты показали, что активация положительно влияет на прочность об-

Т а б л и ц а 3

Образец	Добавка, %		
	25	30	35
С добавкой бокситового шлама без активации	2,34/11,9	2,28/12,1	2,01/10,1
На смешанном вяжущем с добавкой бокситового шлама, подвергнутом активации 1 раз	2,59/12,3	2,34/12,8	2,48/13,1
То же, 2 раза	2,45/14,4	2,5/14,1	2,69/14,5

Примечание: 1. Для образцов без добавки и без активации $R_{пр} = 2,02$, $R_{сж} = 10,6$ МПа. 2. Перед чертой — $R_{пр}$, после черты — $R_{сж}$, МПа.

разцов. Она особенно эффективна при содержании бокситового шлама $> 30\%$, когда резко снижается прочность контрольных образцов без активации. В этом случае активация вяжущего обеспечивает прирост прочности до 30...40% по сравнению с контрольными образцами. Это позволит, очевидно, при получении бетонов на смешанном вяжущем с использованием бокситовых шламов не ограничивать введение добавок 20...30%, а заменять большее количество цемента шламом.

Дальнейшие исследования направлены на установление предела процентного содержания бокситового шлама в активированном смешанном вяжущем, чтобы бетоны на его основе соответствовали требованиям по прочности. При этом необходимо выяснить механизм действия добавок в бетоне, провести

специальные исследования, в которых одновременно необходимо будет изучить роль структуры различных микронаполнителей и их сравнительную эффективность на цементах различного минералогического состава.

Выводы

Бокситовый шлам является эффективной добавкой в получении смешанного вяжущего, обладающего высокими физико-механическими характеристиками.

Оптимальное содержание бокситового шлама в смешанном вяжущем при сохранении активности на портландцементных до 20%, на шлакопортландцементных до 40%.

Активация с помощью гидродинамического излучателя смешанного вяжущего на основе бокситового шлама позволяет увеличить содержание добавок больше 30% без потери прочности, что приводит к существенной экономии цемента.

На основе активированного смешанного вяжущего целесообразно изготовлять бетоны средней прочности (до 30 МПа).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Боженов П. И., Ковалерова В. И. Нефелиновые шламы. — М.: Стройиздат. — 1967. — 302 с.
2. Акустическая технология бетонов/И. П. Аквердов, Б. А. Плющ, В. М. Глушенко и др. — М.: Стройиздат. — 1976. — 144 с.

БИОЦИДНЫЙ БЕТОН — ЭФФЕКТИВНЫЙ ГИГИЕНИЧЕСКИЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ МАТЕРИАЛ

БИОЦИДНЫЙ БЕТОН ПРЕДСТАВЛЯЕТ СОБОЙ НОВЫЙ ЭФФЕКТИВНЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ МАТЕРИАЛ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ И ОТДЕЛКИ ПОМЕЩЕНИЙ, К КОТОРЫМ ПРЕДЪЯВЛЯЮТСЯ ПОВЫШЕННЫЕ САНИТАРНО-ГИГИЕНИЧЕСКИЕ ТРЕБОВАНИЯ.

Биоцидные свойства бетона обусловлены введением специальной добавки типа АПБ-40 или КБ, препятствующей проникновению в бетон или загрязнению его поверхности различными микроорганизмами (бактериями, грибами, плесенью и т. п.). Эти добавки эффективны для всех классов бетона и особенно для строительных растворов (штукатурки, стяжки, при креплении облицовочных материалов и т. д.).

НИИЖБ (109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6) на договорной основе или по гарантийному письму оказывает научно-методическую помощь с передачей соответствующих Рекомендаций.

Разработчики: НИИЖБ Госстроя СССР, тел. 174-86-92,
Киевский ИСИ,
Институт химии при Горьковском ГУ

УДК 691.87.001.4

Испытания бетона в конструкциях

I. H. Bungey. *The Testing of Concrete in Structures, Second Edition, Surrey University Press.* — 1989. — P. 228
© Blackie and Son Ltd.

В 1989 г. вышла вторым изданием книга известного специалиста по неразрушающим испытаниям Д. Бонге (Ливерпульский университет, Англия) «Испытания бетона в конструкциях».

Книга состоит из девяти глав и посвящена методам испытания бетона в конструкциях и их особенностям.

Открывает книгу глава, содержащая общие положения и рекомендации, относящиеся к целям испытаний и оценке их результатов. Предложения по классификации методов, их возможности, особенности, стоимости, данные о необходимых приборах сведены в удобные для пользования таблицы. Оценка результатов основывается на статистическом методе с учетом систематической неоднородности бетона, которая проиллюстрирована большим фактическим материалом. В этой главе приведены полезные сведения о структуре стандартов Британии и США (ASTM) по испытаниям составляющих бетона, бетона и конструкций.

2-я глава посвящена методам измерения твердости бетона. Описывается один метод — упругого отскока. По объему глава невелика (12 с.) и содержит в основном материалы, связанные с применением склерометра Шмидта. Метод пластической деформации автором сознательно не рассматривается, как уступающий упругому отскоку и почти не применяемый в зарубежной практике.

В 3-й главе описан ультразвуковой метод. Обобщены полезные данные о влиянии температуры и влажности бетона, базы измерений, расположения вблизи линии прозвучивания арматуры с учетом ее направленности, диаметра и расстояния от линии прозвучивания на результаты измерений скорости ультразвука. Данные некоторых исследований по влиянию различных факторов на скорость ультразвука систематизированы четко и наглядно, а графическая форма подачи делает информацию удобной для читателя. У нас такая работа была выполнена И. С. Вайнштоком («Радиоэлектроника в производстве сборного железобето-

на».— М.: Госстройиздат, 1961). В этой же главе приведены результаты исследований по установлению зависимости между скоростью ультразвука и прочностью бетона в образцах и конструкциях.

Материал 4-й главы по определению прочности бетона представит наибольший интерес для советского читателя. Здесь дана информация о методах испытаний, которые у нас часто называют методами «местных разрушений». Эти методы основаны в нашей стране в 30 гг.*: метод отрыва со скалыванием (например, Б. Г. Скрамтаев и И. В. Вольф «Контроль прочности бетона в сооружениях».— Москва — Харьков: Госстройиздат, 1939), предложенный в Главкиевгорстрое метод отрыва и в НИИСКе метод скалывания ребра конструкций. В настоящее время они отражены во втором поколении советских стандартов на неразрушающие методы — ГОСТ 22690—88. Методы «местных разрушений» для определения прочности бетона в последние годы получили широкое распространение и развитие за рубежом. Это методы «pull-out», «pull-off», «break-off», «Lok-test», «Capo-test», ВРЕ, «Stoll tork test». Характерным для зарубежного опыта использования этих методов является разработка и выпуск соответствующих средств испытаний хорошего качества. Учитывая высокую точность и надежность результатов, получаемых такими методами, перспективы их дальнейшего развития и применения в практике строительства, а также обобщающий зарубежный опыт представляют несомненный интерес.

В этой же главе описан метод пенетрации (Виндзора). По нашему мнению, его использование более целесообразно для испытания мелкозернистых бетонов и растворов, в которых отсутствует крупный заполнитель, снижающий точность испытаний.

5-я глава посвящена выпиливанию и

испытанию образцов. Известно, что за рубежом накоплен большой опыт контроля прочности бетона по результатам испытания кернов. В книге приведены данные нормативных документов Британии (BS 1881: Part 120) и США (ASTM C42 и ACI 318) по определению прочности на сжатие и на растяжение при раскалывании, а также средней плотности бетона. Описано влияние на результаты испытаний отношения длины: диаметр керна, содержания в нем арматуры; изучены взаимосвязь прочности кернов и кубов, а также использование кернов, меньших, чем стандартные ($D_{min}=100$ мм), размером 40...50 мм.

В 6-й главе представлена информация о методике испытания конструкций нагружением в соответствии с требованиями Британских (BS 8110) и Американских (ACI 318) норм. Приведены сведения о применяемых традиционных средствах измерений и методика их проведения.

Методы испытания характеристик бетона, определяющих его долговечность и долговечность конструкций, даны в 7-й главе. Это контроль влажности бетона, расположения арматуры, ее электродного потенциала, интересные методы определения проницаемости бетона и др.

8-я глава содержит очень краткую информацию о возможностях новых физических методов определения характеристик бетона. Приведены сведения об инфракрасной термографии, радиолокации, эхонимпульсных методах, рентгено- и радиометрии, голографии, акустической эмиссии и некоторых других. Практическую значимость уже в настоящее время имеет описанный метод контроля «зрелости» бетона с помощью комаметра. Он представляет интерес, учитывая перспективы увеличения объемов монолитного домостроения.

Последняя, 9-я глава описывает химические анализы, применяемые при испытаниях бетона. Сюда включены

* Об этом указано в рецензируемой книге.

определение содержания в бетоне цемента и заполнителей различных видов, воды, а также экспресс-метод контроля наличия хлоридов.

Книга содержит сведения о стандартизированных методах Британии и США, применяемых для определения основных показателей качества бетона. Вместе с тем в ней отражен опыт многих исследователей: использованы 215 литературных источников. К сожалению, почти все работы написаны только на английском языке, что ограничило возможности автора книги по использованию научных и практи-

ческих работ на других языках. Это естественно не могло не отразиться на содержании книги. Однако, учитывая знание нашими специалистами основной литературы на русском языке, перевод рецензируемой книги и издание ее в нашей стране позволили бы получить достаточно полную информацию по современному уровню испытаний бетона в конструкциях.

Содержание книги связано прежде всего с практическими задачами по контролю качества бетона. Последние переводы по этой теме книг Р. Джонса (Англия), Э. Поля (ГДР), Р. Джонса

(Англия) и И. Фэкзоару (Румыния) были изданы у нас в 1964—1974 гг. За прошедшее время накоплен значительный опыт, учету которого во многом способствовало бы издание Стройиздатом перевода рецензируемой книги.

В заключение необходимо отметить, что четкая подача материала, доступность его изложения, хороший иллюстративный материал позволят рекомендовать переводное издание не только инженерно-техническим работникам, но и студентам вузов как учебное пособие.

М. Ю. ЛЕЩИНСКИЙ, д-р техн. наук

Информация

К 100-летию со дня рождения К. П. Хайдукова

В апреле этого года инженерная общественность строительной индустрии отметила 100-летие со дня рождения выдающегося инженера-строителя *Константина Петровича Хайдукова*.

Воспитанник Московского института путей сообщения, К. П. Хайдуков был производителем работ на ряде важнейших строек Тулы и Московской области. В 1928 г. он возглавил техническое руководство трестом «Строитель» — первопроходца индустриализации строительства в Москве, прославившегося возведением автомобильного завода им. Лихачева, завода «Фрезер», комбината «Правда», завода «Шарикоподшипник» и многих других промышленных объектов, а также жилых и общественных зданий. На этих стройках закладывались основы индустриализации строительства: комплексная механизация, ликвидация сезонности, зимнее бетонирование и бетонная кладка, первые крупноблочные постройки и начальный опыт применения сборного железобетона.

Во время так называемого «суда над сборным железобетоном» в 1933 г., на котором заместителем председателя суда был Константин Петрович, а в качестве судей, обвинителей, защитников и свидетелей выступали все известные специалисты и ученые страны, на основе первых, не всегда удачных опытов применения сборному железобетону был вынесен оправдательный «вердикт». Это событие, сопровождавшееся широким общественным обсуждением при активном участии К. П. Хай-



дукова, имело, можно сказать, историческое значение для нашей строительной промышленности и стало началом технической революции в деле применения железобетона.

С 1930 по 1936 г. К. П. Хайдуков работал главным инженером Главстройпрома Наркомтяжпрома СССР. В этот период главк заложил организационную, индустриальную и нормативно-техническую основу строительной промышленности страны, послужившую решению грандиозных задач по созданию индустриальной базы Донбасса, Урала и Сибири.

К. П. Хайдуков уделял большое внимание индустриализации применения железобетона в нашей стране, развитию производства заполнителей для бетона, машинной базе для приготовления, транспортирования и укладки бетонной смеси. Он был сторонником применения сборного железобетона, участвовал в создании системы проектирования и организации производства, в особенности скоростного, работ, поддерживал идею более экономичного расчета железобетона по критическим усилиям.

В 1930-х годах К. П. Хайдуков был организатором и председателем ВНИТО бетонщиков, а в 1933 г. возглавил секцию промсооружений ВНИТО строителей.

В конце 1936 г. Константина Петровича назначают заместителем наркома авиационной промышленности по капитальному строительству, и он совместно с А. Н. Туполевым начинает грандиозную работу по созданию авиационных заводов. В 1938 г. основные руководящие работники минавиапрома подверглись репрессиям. Невинной жертвой репрессии оказался и К. П. Хайдуков.

Плодотворная деятельность выдающегося инженера-строителя, одного из организаторов строительной индустрии в нашей стране Константина Петровича Хайдукова заслуживает доброй памяти.

С. Г. ГИНЗБУРГ, С. А. МИРОНОВ,
В. В. МИХАЙЛОВ, В. М. МОСКВИН,
И. Г. ЛЮДКОВСКИЙ, Н. Я. СПИВАК

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 691.87:693.554

Мадагян С. А. **Высокопрочная стержневая арматура в СССР и за рубежом // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 6. — С. 4—6
Приведен сравнительный анализ производства и применения эффективных видов арматурной стали в СССР и за рубежом. Предложены способы совершенствования стержневой арматуры для обычных и преднапряженных железобетонных конструкций. — Ил. 4, табл. 2. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 691.87.001.612

Гуменюк В. С. **Требования к свойствам арматурных сталей для транспортных сооружений // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 6. — С. 6—8
Приведены особенности строительства и эксплуатации железобетонных конструкций транспортных сооружений. С учетом качества поставляемой арматурной стали определены требования к свойствам высокопрочной арматурной проволоки. — Табл. 1. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.87:693.554

Суриков И. Н., Худик Ю. Т., Ивченко А. В. **Термомеханически упрочненная сталь класса Ат-IVC // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 6. — С. 8—9
Приведены основные механические свойства арматурной стали класса Ат-IVC и определены области применения железобетонных конструкций с ее использованием. — Ил. 1, табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.87

Высокопрочная стержневая арматура производства мини-заводов / И. Н. Тихонов, А. А. Мартынов, Г. М. Красовская и др. // Бетон и железобетон. — 1990. — № 6. — С. 9—11
Приведены результаты исследований эксплуатационных свойств арматурной стали классов Ат-V и Ат-IVC марок 20ГС и 28С производства Белорусского и Молдавского металлургических мини-заводов. Арматурная сталь отвечает требованиям действующей нормативной документации, однако арматура класса Ат-V проявляет высокую склонность к коррозионному растрескиванию в состоянии поставки. Арматурная сталь производства мини-заводов обладает высокой стойкостью к температурному разрушению от контактного электронагрева. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 691.87:691.714

Кауров А. И. **Новая высокопрочная арматурная сталь класса Ат-VII диаметром 10...25 мм // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 6. — С. 11—13
Представлены результаты исследования механических свойств новой термомеханически упрочненной высокопрочной арматурной стали класса Ат-VII диаметром 10...25 мм. Назначены нормативное и расчетные сопротивления. Предложена аналитическая зависимость для описания диаграмм растяжения. На основании экспериментально-теоретических исследований опытных изгибаемых элементов с арматурной сталью Ат-VII разработана общая методика расчетной оценки продольной трещиностойкости концевых участков элементов при отпуске натяжения арматуры. Обоснована возможность рационального использования стали класса Ат-VII диаметром 10...25 мм в качестве напрягаемой арматуры изгибаемых элементов. — Ил. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.87:691.714

Рахманов В. А., Коневский В. П., Папу В. Н. **Выносимость нового вида арматурной стали класса Ат-IVC // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 6. — С. 13—14
Представлены результаты исследований выносимости нового вида арматурной стали класса Ат-IVC марки 25Г2С. Предложены расчетные характеристики стали, используемой в железобетонных конструкциях, рассчитываемых на действие многократно повторных нагрузок. — Ил. 2, табл. 2. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.87

Мамедов Т. И., Короткий А. С. **Высокопрочная проволока с новым периодическим профилем // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 6. — С. 14—16
Приведены основные характеристики образцов опытных партий проволоки диаметром 5 и 7 мм с новым профилем. Изложены методика и результаты экспериментов. Рекомендованы значения расчетных параметров для определения в элементах, армированных проволокой с новым профилем, длины зоны передачи напряжений и ширины раскрытия трещин по СНиП 2.03.01—84. Дана оценка экономической эффективности проволоки с новым профилем. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 691.87:693.553

Романюк И. Д. **13-проволочные канаты для преднапряженных конструкций // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 6. — С. 16—17
Приводятся результаты исследований физико-механических свойств нового каната, его сопоставительная оценка с семипроволочным канатом класса К-7 по длине зоны передачи напряжений, сцеплению с бетоном при выдергивании из бетонных призм, эффективности применения железобетонных конструкций по результатам технико-экономических расчетов. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.87

Бондаренко В. И., Пирогов В. А., Киреев Е. М. **Холоднотянутая проволока повышенной прочности класса Вр-600 (Врп-1) // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 6. — С. 18
Приведены основные сведения о механических свойствах, параметрах периодического профиля, нормативном и расчетном сопротивлении нового вида арматурной проволоки класса Вр-600 (Врп-1). — Ил. 1, табл. 2. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 693.565.8

Чудновский В. А., Плеханов В. С., Грейз Г. М. **Новая технология образования анкерных головок повышенной прочности // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 6. — С. 20—22
Отражены результаты опробования технологии образования временных анкеров на термоупрочненной арматуре класса Ат-V, обеспечивающей получение анкеров повышенной прочности. Технология предусматривает локальную термообработку анкеров после горячей высадки — ускоренное охлаждение в спрейерном устройстве с последующим низким отпуском. Локальная термообработка анкерной головки на термически упрочненной арматуре повышает ее прочность на 20...25% по сравнению с традиционной технологией горячей высадки. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 7 назв.

УДК 621.791.05

Сафарян В. М. **Влияние преднапряжения на механические свойства сварных соединений стали класса Ат-VI // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 6. — С. 22—23
Изучено влияние преднапряжения на механические свойства сварных соединений термомеханически упрочненной арматурной стали класса Ат-VI, с учетом возможного разупрочнения их при сварке. — Ил. 1, табл. 1. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.072.2

Кумляк О. Г., Лоскутов О. М., Кухтин В. Г. **Железобетонные балки с проемами при статическом и динамическом нагружении // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 6. — С. 24—26
Изложены результаты экспериментально-теоретических исследований железобетонных балок с проемами, расположенными в зоне действия поперечных усилий, при статическом и кратковременном динамическом нагружении. Показано, что наличие проема снизило несущую способность балок. Выявлены три характерные формы разрушения таких конструкций и приведена методика их расчета. — Ил. 4, табл. 1. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.075.23

Лисеный А. М. **Исследование колонн и фрагментов рам при силовых и деформационных воздействиях // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 6. — С. 26—27
По результатам испытаний сжато-изогнутых образцов уточняется методика расчета каркасов одноэтажных зданий, возводимых на неравномерно деформируемых основаниях. — Ил. 3. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.012.46

Кудрявцев А. А. **Учет свойств бетона при проектировании железобетонных конструкций // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 6. — С. 28—29
Даны предложения по учету свойств новых видов бетонов при проектировании железобетонных конструкций. Рассмотрено влияние основных характеристик бетона на работу железобетонных элементов, в том числе при длительном действии нагрузки. Сделаны предложения по уточнению некоторых коэффициентов и параметров в расчетных формулах СНиП 2.03.01—84. — Ил. 3. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.012.45

Сапожников М. А. **Учет геометрической нелинейности при расчете стержневых железобетонных конструкций методом конечных элементов // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 6. — С. 33—35
Изложена методика учета влияния деформированной расчетной схемы, удобная для применения в шагово-итерационном процессе расчета стержневых железобетонных конструкций методом конечных элементов. Приведено сравнение результатов расчета с данными экспериментов. — Ил. 2. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.073+624.074.4

Забегаяев А. В., Холин В. В. **Расчет железобетонных плит и облобок на местное действие аварийных ударных нагрузок // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 4. — С. 35—36
На основе анализа литературных источников и собственных исследований предложена расчетная формула для минимальных толщин плит и облобок, при которых еще не происходит откола и пробивания конструкций при низкоскоростных резких ударах, особенно характерных для аварийных воздействий. — Ил. 2. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.073

Залесов А. С., Ермуханов К. Е., Момбеков И. А. **Прочность плит с поперечной арматурой на продавливание // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 6. — С. 36—38
В опытах авторов выявлены две крайние формы разрушения — по замкнутой наклонной трещине при текучести поперечной арматуры и по бетону, заключенной между замкнутыми наклонными трещинами без текучести поперечной арматуры по мере возрастания. Рассмотрены основные недостатки расчета по СНиП 2.03.01—84. Предложены методика расчета, которые наиболее полно учитывают реальную работу плит с поперечной арматурой при продавливании. — Ил. 3.

УДК 624.073.7

Филаретов М. Н., Баланчивадзе Л. А. **Расчет перекрытий каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях // Бетон и железобетон.** — 1990. — № 6. — С. 39
По результатам экспериментально-теоретических исследований разработаны алгоритм и методика расчета перекрытия каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях с учетом усилий преднапряжения и пространственной работы. Предложены зависимости для расчета несущей способности системы, дающие удовлетворительное совпадение с результатами эксперимента. Разработанная методика использована при проектировании и строительстве нескольких объектов. — Ил. 1. — Библиогр.: 2 назв.

**ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
И ПРОЕКТНО-КОНСТРУКТОРСКИЙ ИНСТИТУТ
ЗАВОДСКОЙ ТЕХНОЛОГИИ СБОРНЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ИЗДЕЛИЙ
I КАТЕГОРИИ
ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОН ГОССТРОЯ СССР**

***Объявляет конкурс
на замещение вакантных должностей***

- заведующего лабораторией экономики и прогнозирования НИИОКР
- заведующего лабораторией специальных технологических процессов
- заведующего лабораторией арматуры
- заведующего сектором активации материалов лаборатории цементосберегающих технологий приготовления бетонных смесей
- заведующего сектором патентно-лицензионной работы
- заведующего сектором механизации оборудования
- ведущих, старших научных и младших научных сотрудников в подразделения института.

Согласно положению о конкурсах срок подачи документов — месяц со дня публикации объявления.

В связи с созданием в институте проектно-конструкторского направления приглашаются руководители конструкторских (проектных) отделов и секторов, ведущие конструкторы, конструкторы различных категорий, имеющие опыт работы в области разработки и проектирования оборудования и технологических линий для предприятий сборного железобетона, приборов и средств автоматизации технологических процессов, а также специалисты по маркетингу и рекламе.

Подача документов и прием на работу осуществляются на общих основаниях.

Обращаться с предложениями по адресу: 111524, Москва, ул. Плеханова, д. 7. Справки по телефону 176-78-01.

Mikhailov K. V., Rogatin Yu. A. Perspectives of development of reinforced concrete and necessity of reinforcement for period up to 2010
Madatjan S. A. High-resistant pivotal reinforcement in the USSR and abroad
Gumenuk V. S. Requirements for properties of reinforcing steels for transport structures
Surikov I. N., Khudik Yu. T., Iotchenko A. V. Thermo-mechanically strengthened steel of class At-IVS
Tikhonov I. N., Martynov A. A., Krasovskaja G. M., Steblou A. B., Dyshevitch V. Ph. High-resistant pivotal reinforcement of mini-plants production
Kaurov A. I. New high-resistant reinforcing steel of class At-VII with diameter equal to 10..25 mm
Rakhmanov V. A., Konevskij V. P., Papu V. N. Endurance of new type of reinforcing steel of class At-IVS
Mamedov T. I., Korotkij A. S. High-resistant wire with new periodical profile
Romanuk I. D. Cables from 13-wires for prestressed structures
Bondarenko V. I., Pirogov V. A., Kireev E. M. Cold-rolled wire of class Vr-600 (Vrp-1) with increased resistance
Mitasov V. M. Increase of efficiency of application of reinforcing steels
Tchudnovskij V. A., Plekhanov V. S., Greiz G. M. New technology of formation of anchor heads with increased resistance
Safarjan V. M. Influence of prestressing on mechanical properties of welded joints of steel of class At-VI
Kumpjak O. G., Loskutov O. M., Kukhtinov V. G. Reinforced concrete beams with openings under static and dynamic loadings
Lycenyj A. M. Investigation of columns and of fragments of frames under action of forces and deformations
Kudrjavtsev A. A. Taking into account of concrete properties during design of reinforced concrete structures
Babaev Sh. T., Bashlykov N. Ph., Bikbau M. Ya., Trambovetskij V. P. Certification of binders of a low water necessity in the USA
Tjan V. A., Kozhaeva I. I., Sedova O. V., Mamonov V. M. Efficient method of production of boring drilled piles
Zabegaev A. V., Kholin V. V. Calculation of reinforced concrete slabs and shells on local action of accidental shock loadings

Mikhailov K. V., Rogatine Yu. A. Les perspectives de développement du béton armé et le besoin en armatures pour la période jusqu'à 2010 année
Madatjan S. A. Les armatures en barres à haute résistance dans l'URSS et à l'étranger
Goumenuk V. S. Les exigences concernant les propriétés des armatures en acier pour les constructions de transport
Sourikov I. N., Khoudik Yu. T., Iotchenko A. V. L'acier de classe At-IVS renforcé thermo-mécaniquement
Tikhonov I. N., Martynov A. A., Krasovskaja G. M., Steblou A. B., Dychlevitch V. Ph. Les armatures en barres à haute résistance produites en mini-usines
Kaurov A. I. Les nouvelles armatures en acier à haute résistance de classe At-VII avec le diamètre égal à 10..25 mm
Rakhmanov V. A., Konevskij V. P., Papou V. N. La résistance de nouveau type des armatures en acier de classe At-VIS
Mamedov T. I., Korotky A. S. Les fils à haute résistance avec les nouveaux profils périodiques
Romanuk I. D. Les câbles en 13 fils pour les structures précontraintes
Bondarenko V. I., Pirogov V. A., Kireev E. M. Les films laminés à froid d'une résistance élevée de classe Vr-600 (Vrp-1)
Mitasov V. M. L'augmentation de l'efficacité d'application des armatures en acier
Tchoudnovsky V. A., Plekhanov V. S., Greiz G. M. La nouvelle technologie de formation des têtes d'ancrage d'une résistance élevée
Safarjan V. M. L'influence de la précontrainte sur les propriétés mécaniques des assemblages soudés d'acier de classe At-VI
Koumpjak O. G., Loskoutov O. M., Koukhtinov V. G. Les poutres en béton armé avec des baies sous les chargements statiques et dynamiques
Lycenyj A. M. Les études des colonnes et des fragments des cadres sous les actions des forces et des déformations
Koudrjavtsev A. A. Le contrôle des propriétés du béton pendant la conception des structures en béton armé
Babaev Ch. T., Bachlykov N. Ph., Bikbaou M. Ya., Trambovetsky V. P. La certification des liants d'une faible quantité d'eau nécessaire

Michailow K. W., Rogalin Ju. A. Entwicklungsperspektiven des Stahlbetons und Bewehrungsbedarf auf Zeit bis zum Jahr 2010
Madatjan S. A. Hochfeste Stabbewehrung in der UdSSR und im Ausland
Gumenick W. S. Forderungen auf Eigenschaften von Betonstählen für Verkehrsbauwerke
Surikow I. N., Chudick Ju. T., Iwtshchenko A. W. Thermomechanisch verstärkter Stahl von Klasse At-IVS
Tichonow I. N., Martynow A. A., Krasowskaja G. M., Steblow A. B., Dyschlewitsch W. F. Hochfeste Stabbewehrung von der Produktion der Miniwerke
Kaurov A. I. Neuer hochfester Betonstahl von Klasse At-VII mit dem Durchmesser von 10..25 mm
Rachmanow W. A., Konewskij W. P., Papu W. N. Dauerhaftigkeit neuer Art des Betonstahls von Klasse At-IVS
Mamedow T. I., Korotkij A. S. Neuer profilierter hochfester Draht
Romanuck I. D. 13 fache Drahtseile für vorgespannte Konstruktionen
Bondarenko W. I., Pirogov W. A., Kirejew Je. M. Kaltgezogener Draht mit erhöhter Festigkeit von Klasse Wr-600 (Wrp-1)
Mitasov W. M. Erhöhung des Anwendungsnutzens von Betonstählen
Tschudnowskij W. A., Plechanow W. S., Greis G. M. Neue Bildungstechnologie von Ankerköpfen mit erhöhter Festigkeit
Safarjan W. M. Einfluss der Vorspannung auf mechanische Eigenschaften von Schweissverbindungen des Stahls von Klasse At-VI
Kumpjack O. G., Loskutow O. M., Kuchtinow W. G. Stahlbetonbalken mit Öffnungen unter statischen und dynamischen Belastungen
Lisenyj A. M. Untersuchung von Säulen und Rahmenfragmenten unter Kraft- und Deformationswirkungen
Kudrjawzew A. A. Berücksichtigung der Betoneigenschaften bei Projektierung von Stahlbetonkonstruktionen
Babajew Sch. T., Baschlykow N. F., Bikbau M. Ja., Trambozewskij W. P. Attestierung von Bindemitteln mit kleinem Wasserbedarf in USA
Tjan W. A., Koshajewa I. I., Sedowa O. W. Effektive Herstellungsmethode von Bohrortpfählen
Sabegajew A. W., Cholin W. W. Berechnung von Stahlbetonplatten und Schalen auf örtliche Einwirkung von Notschlagbelastungen

Редакционная коллегия: Ю. П. Гуца (главный редактор), В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Биевец, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянюк, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицын, Р. Л. Маилан, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых, В. М. Силин, В. М. Скубка, Ю. Г. Хаютин, А. А. Шлыков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 13.04.90.
Печать высокая.
Уч.-изд. л. 8,49.

Подписано в печать 24.05.90.
Бумага книжно-журнальная.
Тираж 13487 экз.

Т-08488.
Усл. печ. л. 6,0.
Заказ 285.

Формат 60×90/8.
Усл. кр.-отт. 6,75.
Цена 60 коп.

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, ГСП, Каляевская, 23а
Тел. 292-41-34, 292-62-05

Подольский филиал производственного объединения «Периодика»
Государственного комитета СССР по печати
142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР ПРЕДЛАГАЕТ РАЗРАБОТКИ НОВЫХ МАТЕРИАЛОВ, ОБОРУДОВАНИЯ И ПРИБОРОВ

КОНСТРУКЦИОННЫЙ ШЛАКОПЕМЗОБЕТОН ПОВЫШЕННОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ

Он предназначен для изготовления элементов жилых зданий (балконные плиты, панели крыш безрулонной кровли, лотки крыш и др.), инженерных сооружений (панели стен очистных сооружений) и дорог (бордюрные камни, тротуарные плиты), эксплуатирующихся в условиях циклического замораживания и оттаивания при постоянном или эпизодическом водонасыщении.

Шлакопемзобетон классов по прочности В20...В40 имеет марки по водонепроницаемости W8...W12, марки по морозостойкости F800...F1500. В сравнении с равнопрочным тяжелым бетоном себестоимость шлакопемзобетона ниже в среднем на 5,2 р/м³, масса — на 550 кг/м³, долговечность почти вдвое выше.

Годовой экономический эффект — 120 тыс. р.

НОРМОКОМПЛЕКТ ОПЕРАТОРА- ДЕФЕКТОСКОПИСТА

Нормокомплект «Арматура-1» предназначен для выявления дефектов сварки (типа трещин, непроваров, пор и шлаковых включений) в стыковых соединениях стержней из арматурной стали классов А-II, А-III, Ат-IIIс и Ат-IVс, выполненных ванными и многослойными способами сварки в инвентарных формах, на скобах-накладках или без формующих устройств при монтаже сборных и возведении монолитных железобетонных конструкций.

Технические характеристики и комплектность: диаметр арматурных стержней 20...80 мм; производительность контроля 10 стыков/ч; питание от шести гальванических элементов типа 373; напряжение 9 В; температура окружающего воздуха 25...40 °С; продолжительность непрерывной работы не менее 8 ч; цена нормокомплекта 2 тыс. р.

ПРИБОР ТИПА ПИН-8

Предназначен для контроля на заводах сборного железобетона и на строительных площадках величины предварительного напряжения канатов, стержневой и проволочной арматуры методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362—77.

Техническая характеристика: диаметр контролируемой арматуры 3...22 мм; база прибора 800 мм; продолжительность одного замера 20 с; погрешность измерений не более 4 %; питание от аккумуляторных батарей Д-005; форма представления результатов — цифровая; габариты прибора 840×365×45 мм; масса 3 кг.

АГРЕГАТЫ НЕПРЕРЫВНОГО АРМИРОВАНИЯ

Позволяют механизировать и автоматизировать процесс создания предварительно напряженного арматурного каркаса железобетонных конструкций различного назначения.

Агрегат, представляющий собой автомат для навивки арматурного каната непосредственно на форму при изготовлении плитных конструкций, например многопустотного настила, по результатам приемочных испытаний рекомендован к серийному производству. Он создает возможность сократить расход арматуры в 1,5...2 раза и в 3...4 раза снизить трудозатраты на армирование.

Прошел заводские испытания агрегат для навивки без преднапряжения проволоки на вертикальную форму при изготовлении на кассетно-конвейерных линиях стеновых панелей жилых зданий.

Разрабатывается агрегат для навивки проволоки на форму при изготовлении панелей перекрытий жилых зданий с малым шагом несущих стен.

*Адрес НИИЖБа: 109428, Москва, 2-я
Институтская 6
Тел. 174-88-07*

СССР
МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

ВСЕСОЮЗНЫЙ ОРДЕНА ОКТЯБРЬСКОЙ РЕВОЛЮЦИИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

УСТРОЙСТВО КОНТРОЛЯ ПЛОСКОСТНОСТИ
ПОВЕРХНОСТЕЙ «КОПЛОС-1»

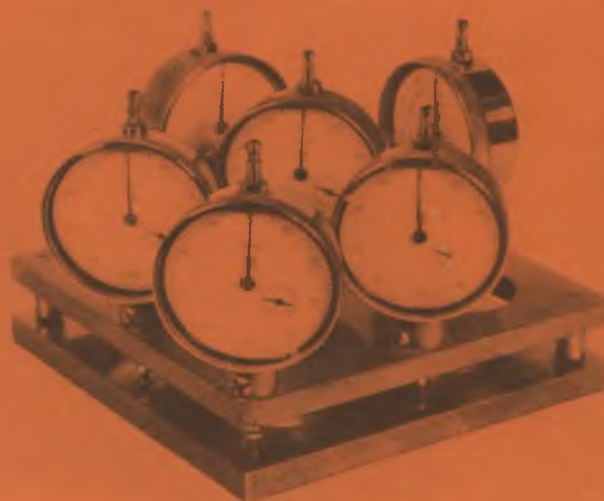
Устройство предназначено для определения отклонений от плоскостности (ровности) опорных граней контрольных бетонных кубов и рабочих поверхностей форм, в которых они изготавливаются.

Сборка, наладка, перемещение и эксплуатация «КОПЛОСА-1» просты и малотрудоемки. Обслуживается одним человеком, не имеющим специальной подготовки. Устройство обеспечивает одновременное измерение неплоскостности в шести точках поверхности с высокой точностью (0,01 мм). Весь процесс измерений одного изделия не превышает двух минут. Устройство универсально: без переналадки им можно измерять и кубы, и формы.

По сравнению с существующими способами применение «КОПЛОСА-1» обеспечивает высокий уровень контроля и оценки прочности бетона при испытании образцов-кубов, что способствует при производстве ЖБК снижению расхода цемента от 12 до 50 кг на 1 м³ бетона прочностью соответственно от 400 до 800 кг/см². Устройство состоит из двух частей — нижней тарировочной плиты и верхней индикаторной плиты с шестью индикаторами часового типа.

Устройство прошло проверку на предприятиях Минтрансстроя (Бескудниковский, Очаковский, Силикатненский заводы ЖБК, Мостоотряды № 4 и № 18) при контроле прочности бетона.

Методика осуществления контроля изложена в «Рекомендациях по проведению контроля за состоянием рабочих поверхностей форм и контрольных кубов» (М., ЦНИИС, 1987). Стоимость одного устройства при серийном изготовлении — около 150 рублей.



ОСНОВНЫЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ УСТРОЙСТВА
«КОПЛОС-1»

База измерений, мм	130
Диапазон определения отклонений от плоскостности, мм	—3...+3
Точность обработки тарировочной плиты, мм	0,001
Габаритные размеры в рабочем положении, мм:	
высота	120
ширина	170
длина	170
Масса, кг (общая)	3,9
Масса в рабочем состоянии (без контрольной плиты), кг	2,4

Запрос на устройство с указанием размеров объектов измерений направлять по адресу: 129329, Москва, Кольская ул., д. 1. ЦНИИС, отделение СМ.

Справки по телефонам: 180-94-83, 189-38-29