

МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО
И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО
ОБРАЗОВАНИЯ БССР
БРЕСТСКИЙ ИНЖЕНЕРНО-
СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

ПРОБЛЕМЫ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

ТЕМАТИЧЕСКИЙ СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ

Редакционная коллегия:

А. М. ТРУСЬ (*ответственный редактор*), И. С. СЫРОКВАШКО (*зам. ответственного редактора*), Т. Л. ЧИСТЯКОВА, Н. Г. ЖУКОВ, В. М. НОВИКОВ, Ф. А. БОБКО, Н. И. КАЗНАЧЕЕВ, Р. Б. ОРЛОВИЧ, М. М. ГАЙДУКОВИЧ

ПРОБЛЕМЫ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Ответственный за выпуск А. М. Трусъ. Редактор З. Я. Дребушевич. Художественный редактор А. Н. Хилькевич. Технический редактор М. М. Соколовская. Корректор Б. Ф. Певзнер.

Сдано в набор 12.06.79. Подписано к печати 05.02.80. Формат 60×90^{1/16}. Бумага типогр. № 1. Гарнитура литературная. Высокая печать. Усл. печ. л. 8. Уч.-изд. л. 8,63. Тираж 1000 экз. Заказ 1586. Цена 80 к. Издательство «Ураджай» Государственного комитета Белорусской ССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. Минск-4, 220600. Парковая магистраль, 11.

Типография им. Франциска (Георгия) Скорины издательства «Наука и техника» АН БССР и Государственного комитета Белорусской ССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. Минск, Ленинский проспект, 68.

И. Д. БЕЛОГОРЦЕВ

СЕЛО МЕНЯЕТ ОБЛИК

На основе разработанной Белгоспроектом «Схемы размещения производительных сил БССР» проектные организации республики в 1959 г. приступили к составлению схем районной планировки всех сельских районов БССР. Эти планировочные работы были завершены к 1961 г. Одновременно институт строительства и архитектуры Академии наук БССР разрабатывал научно-методические рекомендации по составлению проектов районной планировки республики.

Застройка районных и сельских населенных пунктов велась преимущественно хозяйственным способом. Начиная с 1958 г., в республике стали создаваться межколхозные строительные организации, а в 1965 г. было создано Министерство сельского строительства БССР. В его составе в настоящее время работает 11 общестроительных трестов, 3 специализированных треста, около 100 ПМК. На строительстве сел работает также 121 межколхозная строительная организация, объединяемая Белмежколхозстроем, все колхозно-совхозное строительство ныне ведется подрядным способом. Постановлением ЦК КПБ и Совета Министров БССР «Об упорядочении строительства на селе», принятым в октябре 1968 г., предусматривалось в каждой области организовать экспериментально-показательное строительство одного-двух поселков колхозов и совхозов с применением новых типовых проектов и передовых методов строительства.

Это постановление сыграло важную роль в преобразовании сельских населенных мест. Согласно проектным предположениям из насчитывающихся на территории БССР 34 442 сельских населенных пунктов и более 90 тысяч хуторов предусматривалось сохранить только около 6 тысяч перспективных сел, в которые постепенно переселятся жители всех остальных сел, деревень и хуторов. Именно в этих перспективных селах должно вестись новое комплексное строительство. Как правило, перспективные поселки — это усадьбы колхозов, совхозов и в отдельных случаях — центры крупных бригад и отделений.

В целях установления методики создания крупных перспективных сел, их планировки и застройки ЦК КПБ и Совет Министров БССР сначала решили провести для сельской местности экспериментально-показательное проектирование и строительство в 12 хозяйствах — по одному колхозу и совхозу в каждой области. Экспе-

римент, проведенный в натуре, удался — экспериментально-показательное строительство стало школой для массовой планировки сел и приближения их в культурно-бытовом и производственном отношении к условиям городской жизни. В некоторых проектах перспективных сел предусматривалось сохранение планировки старой деревни с минимальным осовремениванием застройки, которое обусловлено сселением хуторов; в других проектах приемы городской застройки были механически перенесены в планировку сельской местности, при этом — приемы застройки старого города. Но, как указывал в отчетном докладе ЦК КПБ XXVII съезду Компартии Белоруссии П. М. Машеров, — от обеих этих тенденций надо решительно отказаться, потому что специфика сельскохозяйственного производства, духовные запросы населения, наконец, традиции и весь уклад сельского быта требуют строить новое село так, чтобы городские культурно-бытовые удобства дополнялись преимуществами сельской жизни, близким общением человека с природой. По такому пути стало развиваться сельское строительство Белоруссии.

Выполняя решения партийных съездов, в январе 1972 г. ЦК КПБ и Совет Министров БССР приняли постановление «О мерах по дальнейшему коренному преобразованию сел и деревень республики в свете требований XXIV съезда КПСС и XXVII съезда КП Белоруссии», в котором указывался путь перепланировки сельских населенных мест, их благоустройства, архитектуры и производственного развития. При реализации этого постановления развернулись большие работы по строительству на селе объектов жилищного и культурно-бытового строительства. Были начаты работы по установлению и прогнозированию до 2000 года объемов перспективного развития, направленности, специализации и концентрации сельскохозяйственного производства; БелгипроНИИ-сельстрой и другие проектные организации приступили к перепроектированию ранее составленных проектов районной планировки, корректированию проектов планировки и застройки перспективных населенных пунктов колхозов и совхозов на всей территории Белоруссии. При этом была поставлена задача преобразования районных центров и перспективных колхозных и совхозных поселков в поселения, в которых условия труда, быта и уровень культуры будут близки к городским.

XXV съезд КПСС наметил пути дальнейшего совершенствования процесса организационных форм преобразования сельскохозяйственного производства.

Плановыми и проектными организациями БССР была проведена корректировка ранее разработанных схем районной планировки, уточнена перспективная сеть сельских опорных пунктов. Вместо ранее установленных 5840 опорно-перспективных поселков определено около 2700. В каждом из них предполагается поселить до 1100 человек, а не 600 жителей, как проектировалось на первом этапе разработки схем районной планировки. При этом для 3000 сел, центров бригад и мелких хозяйств определено ограниченное

развитие — их существование будет зависеть от темпов производственного развития и возможностей создания в них оптимальных условий жизни. Около 22 тысяч деревень, которые теряют производственное, хозяйственное и культурно-бытовое значение, постепенно будут сселены в опорно-перспективные села.

Градостроительная практика Белоруссии последних лет подтверждает рациональность данного направления комплексной застройки сел.

Примером благоустроенных сельских населенных пунктов могут быть Малеч Березовского, Ленино Горецкого, Рясно Каменецкого, Вертелишки Гродненского района, колхоз «Чырвоная Змена» Любанского, им. Калинина Несвижского, совхозы «Селюты» Витебского, «Коммунист» Ельского, «Рогознянский» Брестского района и многие другие, в которых организация производственных комплексов, планировка и архитектурное оформление, благоустройство и техническое оборудование приближают их к поселениям городского типа.

В постановлении июльского (1978 г.) Пленума ЦК КПСС указывается на необходимость всемерно наращивать усилия для решения задачи сближения материальных и культурно-бытовых условий жизни города и деревни.

Это веление времени — эпохи развитого социалистического общества, и сельское строительство Белоруссии идет по этому пути.

УДК 301:728.12

С. А. ЯЦКЕВИЧ

РОЛЬ СОЦИАЛЬНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА В ПЕРЕУСТРОЙСТВЕ СЕЛЬСКИХ НАСЕЛЕННЫХ ПУНКТОВ

В сельскохозяйственном строительстве все больше внимания уделяется социальному экспериментированию. Это вызвано тем, что «успешное осуществление большой программы дальнейшего подъема сельского хозяйства находится в прямой связи с организацией капитального строительства. Забота о развитии строительства на селе, — указал июльский (1978 г.) Пленум ЦК КПСС, — стала ныне важнейшей составной частью аграрной политики партии» [1, с. 37].

При рассмотрении проблем сельскохозяйственного строительства можно выделить два аспекта. **Первый** связан с ускорением темпов строительства на селе, с укреплением его производственной базы, улучшением качества работ, т. е. с решением организационно-управленческих и хозяйственно-экономических вопросов. Путь к их решению лежит через создание сети крупных сельских строительных комбинатов, концентрацию ресурсов на важнейших пусковых объектах, повышение эффективности капитальных вложений в сельскохозяйственном строительстве. Социальное экспери-

ментирование имеет здесь довольно прочную базу. Достаточно сослаться на получившие широкую известность такие эксперименты, как злобинский, орловский, белорусский. Использование их в сельском строительстве существенно повышает его эффективность, улучшает организацию строительного дела, ускоряет ввод объектов. Немаловажное значение имеют и технологические эксперименты в строительстве на селе, цель которых — создать и испытать образцы новых дешевых строительных конструкций с учетом специфических условий села, зональных особенностей.

Второй аспект сельскохозяйственного строительства связан с решением социальных проблем. Это очень важный процесс, в конечном итоге он обусловлен необходимостью ликвидации социально-экономических и культурно-бытовых различий между городом и деревней, что является программным требованием партии. На этом аспекте мы и остановимся в настоящей статье.

Одной из сторон указанного процесса является переустройство сельских населенных пунктов. Эта проблема имеет решающее значение для окончательного преодоления культурно-бытовых различий между городом и деревней. Ведь в наследство от старой России нам досталась не только экономическая и культурная отсталость деревни, но и разбросанность сельского населения по многим тысячам мелких деревень и хуторов. Совершенно очевидно, что как бы ни были велики экономические возможности Советского государства, нецелесообразно в каждой мелкой деревне, на хуторе прокладывать водопровод, центральное отопление, строить клуб или библиотеку.

Кардинальное решение этой проблемы может быть только одно: стать на путь строительства в сельской местности крупных поселков городского типа, постепенно переселяя в них жителей мелких деревень и хуторов. Именно это и предусматривает Программа КПСС, в которой говорится: «Постепенно колхозные деревни и села преобразуются в укрупненные населенные пункты городского типа с благоустроенными жилыми домами, коммунальным обслуживанием, бытовыми предприятиями, культурными и медицинскими учреждениями» [8, с. 85]. Реализация этой задачи интенсивно осуществляется в настоящее время.

Так, в БССР за период 1960—1977 гг. число сельских населенных пунктов сократилось на семь с половиной тысяч. Население их переселилось в перспективные села — производственно-хозяйственные и культурные центры колхозов и совхозов. В недалеком будущем намечается все производственное, жилищное и культурное строительство сконцентрировать в 2700 перспективных колхозных и совхозных поселках, размещенных по всей территории Белоруссии [3, с. 67—68].

Естественно, возникают вопросы: что же будут представлять собой эти поселки, каковы оптимальные их размеры, какой тип жилища более всего соответствует потребностям жителя будущего села? Словесные дискуссии не могут дать однозначного ответа на эти и другие вопросы. Новизна и масштабность проблем преобра-

зования села требуют экспериментальной проверки лучших решений и проектов.

Поскольку проблема преобразования деревни образует сложный узел, в котором переплетены социальные, экономические, технические, экологические и другие аспекты, то всестороннее ее решение возможно лишь на основе комплексного подхода. Основа для проведения комплексной экспериментальной проверки лучших типовых решений в сельскохозяйственном строительстве была заложена постановлением ЦК КПСС и Совета Министров СССР от 12 сентября 1968 г. «Об упорядочении строительства на селе». Для исполнения этого постановления Госгражданстрой СССР разработал перечень 267 перспективных поселков на территории страны, в которых предполагалось в годы 8-й и 9-й пятилеток провести экспериментальное строительство.

Были отобраны такие хозяйства и в Белорусской ССР.

Характерным для комплексного подхода является то, что при нем исследуются не отдельные аспекты переустройства сельских населенных пунктов, а вся совокупность вопросов, связанных с тем, где, что и как строить. Анализ итогов проводимого эксперимента позволяет выделить основные направления, по которым велась работа. Это определение оптимальных размеров перспективных поселков и их размещение (районирование); испытание вариантов планировки и застройки поселков; выбор типов жилищ, которые бы в наибольшей степени удовлетворяли запросы сельских тружеников.

С целью определения оптимального размера перспективных поселков и их размещения в БССР в 1969—1975 гг. было проведено комплексное экспериментально-показательное строительство в семи хозяйствах, отличающихся размерами и производственной специализацией и расположенных в разных зонах республики. Это колхозы «Чырвоная змена» и им. Калинина Минской области, «Прогресс» Гродненской; совхозы «Селюты» Витебской, «Ленино» Могилевской, «Малеч» Брестской и «Коммунист» Гомельской области. Каждое из названных хозяйств включало к началу эксперимента от 8 до 13 деревень. В соответствии с предложениями проектов районной планировки к перспективному развитию было намечено 14 населенных пунктов — от одного до четырех на хозяйство — с расчетным населением от 800 до 3000 человек. Практика, однако, показала необходимость дальнейшего уменьшения числа перспективных поселков. Стало ясно, что при характерной для республики высокой плотности населенных пунктов и развитой сети дорог оптимальное количество перспективных поселений в условиях БССР — одно на хозяйство [2, с. 22]. Именно при таком их размещении достигалось наиболее эффективное управление хозяйством, создавались благоприятные культурно-бытовые условия.

Создание крупных перспективных поселков, размещение и размеры которых определяются в результате тщательных научных исследований, позволяет достичь укрупнения системы расселения,

эффективно решать вопросы благоустройства и культурно-бытового обслуживания сельских жителей.

Эксперимент помогает также испытать разнообразные варианты планировки и застройки сельских поселков и выбрать из них оптимальные. В экспериментальных поселениях прошел проверку основной принцип современной застройки — четкое разделение территории поселка на главные функциональные зоны: жилую и производственную. Между этими зонами должны создаваться санитарные разрывы.

Главную роль в организации архитектурно-планировочной структуры села призван играть ансамбль общественного центра. Оптимальным положением общественного центра, как показал эксперимент, следует считать его размещение в середине жилой зоны, на относительно высокой территории. Возможно смещение его к въезду в поселок со стороны транзитной дороги. Общественные здания целесообразно располагать по трем или четырем сторонам центральной площади в виде кармана или курдонера. Оправдало себя также размещение культурно-просветительных, бытовых, административных учреждений в заблокированных зданиях [2, с. 24; 7, с. 21].

При планировке и застройке сельских населенных пунктов важное значение приобретает учет экологических факторов. Ведь перспективные поселки создаются в определенной природной зоне, что требует бережного отношения к окружающей среде. Поэтому в проектах планировки сельских поселений должно обязательно предусматриваться создание зеленых зон для отдыха населения, санитарных зон, зон охраны источников водоснабжения.

Экспериментальным путем решался вопрос и о типе инженерных сооружений (водопровод, отопление, газ и др.) на селе. Какой системе отдать предпочтение: централизованной или местной? Практика показала, что целесообразно их рациональное сочетание в зависимости от преобладающего типа застройки. Предпочтительными являются: в зоне общественных зданий и многоквартирной жилой застройки — централизованные инженерные системы, в зоне индивидуальной застройки — местные системы.

Многие экспериментально-показательные поселки мало чем уступают городу по комплексу бытовых услуг, которые они могут предложить своим жителям. В них достигнуто 100%-ное нормативное обеспечение населения всеми видами обслуживания [10, с. 12]. Лучшие из таких поселений — Вертелишки (Белоруссия), Дайнава (Литва) и Саку (Эстония) — отмечены Государственной премией СССР.

В успешном переустройстве деревни большое значение имеет правильный выбор типов жилых домов, планировки квартир, уровня их благоустройства. По этому вопросу встречаются различные мнения.

Одни видят решение проблемы в застройке сельских перспективных поселков многоэтажными секционными домами. В этом случае, полагают они, экономнее используется земля, удешевляется

строительство, у жильцов многоэтажных домов появляется чувство коллективизма. Ориентация же на собственный дом с садом, по мнению сторонников «сельского урбанизма» — это шаг назад.

Другие (и таких большинство) считают, что оптимальным для села ближайшего будущего является коттедж для одной-двух семей с небольшим приусадебным участком или садом.

И тот и другой типы застройки прошли у нас в стране всестороннюю проверку на базе 43 экспериментальных поселков. Соотношение усадебных и многоэтажных домов в них составило: усадебных — 33%, секционных 2—5-этажных — 67%. Практика, однако, показала, что механически переносить в село принципы городской застройки нельзя. Главным мерилом тут должно быть удобство для жителей. Для малосемейных и некоторых других категорий трудящихся, а также по архитектурным соображениям возможно использование многоэтажных секционных домов. Тем не менее, как показал эксперимент, большинство колхозников и рабочих совхозов отдают предпочтение отдельным благоустроенным домам с приусадебными участками [см. там же, с. 9—11]. Именно такой тип расселения обеспечивает максимум удобств сельскому жителю, к тому же приусадебный участок — немалое подспорье в его бюджете. Выгодно это и государству. С одной стороны, приусадебные «сотки» обеспечивают продуктами питания немалую часть населения страны, с другой — строительство по индивидуальным заказам населения позволяет привлечь наряду с государственными и колхозными средствами также и личные сбережения самих жителей села.

Результаты экспериментальных исследований позволили выработать правильный подход к сельскому строительству с учетом особенностей жизни и интересов населения села. «Очевидно, — подчеркнул на июльском (1978 г.) Пленуме ЦК КПСС Л. И. Брежнев, — сельское строительство следует ориентировать на обеспечение семей, как правило, отдельными благоустроенными домами с приусадебными участками и надворными постройками для домашнего скота, птицы и личных транспортных средств» [1, с. 40].

Июльский (1978 г.) Пленум ЦК КПСС указал также направления реализации программы массового индивидуального жилищного строительства на селе: путем создания сети сельских домостроительных комбинатов и развития деревянного панельного домостроения. Этот вывод сделан по итогам предварительных исследований, в частности эксперимента, проведенного в 1977—1978 гг. на базе поселка Сельская Новь (Московская обл.), дома которого были полностью построены из огнестойких и биостойких деревянных панелей [4, с. 16—18]. Исследования показали, что именно деревянное домостроение должно стать основным в создании современного жилого фонда деревни, выявили его преимущества по сравнению с другими видами индивидуального строительства. Так, трудоемкость возведения деревянных панельных домов составляет всего 3—5 чел·ч на 1 м² общей площади, т. е. в 3—4 раза меньше, чем в крупнопанельном железобетонном строительстве;

время монтажа такого дома 1—2 дня. Малая масса их обеспечивает возможность транспортировки деталей с завода на любые расстояния, а современный уровень развития химии — долговечность, огнестойкость и высокие эксплуатационные качества домов из деревянных панелей [9, с. 28].

Несмотря на то что после завершения застройки первых экспериментальных поселков (1975 г.) прошло немного времени, уже сегодня можно положительно оценить социально-экономические результаты эксперимента.

В комплексно переустроенных селах улучшились жилищные условия, повысился уровень обслуживания сельского населения. Наряду с этим улучшились условия труда сельских жителей, чему способствовало возведение современных производственных комплексов с удобными бытовыми помещениями.

Все это, как подтверждает статистика, привело к укреплению экономики и более интенсивному развитию хозяйств, закреплению в селах квалифицированных кадров. В переустроенных поселках сократился отток молодежи, в 1,5—2 раза возросла численность механизаторов, а темпы прироста валовой продукции и производительность труда были в 1,5—2 раза выше, чем в аналогичных хозяйствах, где комплексный эксперимент не проводился [10, с. 5].

На многие вопросы, связанные с переустройством села, эксперимент уже дал ответы, на другие — еще предстоит ответить. В частности, не решены пока вопросы оптимизации культурно-бытовых, технических и производственных связей между поселками какой-либо системы, в рамках укрупненных производственных сельскохозяйственных объединений. С этой целью намечено провести эксперимент в одной из таких систем — Путчинском районе Дзержинского района Минской области. Предстоит и дальнейшая работа по испытанию новых вариантов планировки села, определению оптимальных размеров территории застройки и т. д. Все эти вопросы, как отмечалось на XII (июль 1978 г.) пленуме ЦК КПБ, «надо тщательно изучить в ходе комплексного сельскохозяйственно-строительного эксперимента, который намечено провести в текущей и одиннадцатой пятилетках в 11 хозяйствах» [6].

Как видно, актуальность и масштабность задач коренного преобразования села на этапе развитого социализма предъявляет повышенные требования к проведению экспериментов в этой сфере и внедрению их положительных результатов в практику сельскохозяйственного строительства.

ЛИТЕРАТУРА

1. Брежнев Л. И. О дальнейшем развитии сельского хозяйства СССР. Доклад на Пленуме ЦК КПСС 3 июля 1978 г. М., Политиздат, 1978.
2. Емельянов В. Опыт экспериментально-показательного строительства. — «Сельское строительство Белоруссии», 1976, № 5.
3. Киреев А. Основа коренного переустройства села. — «Коммунист Белоруссии», 1977, № 3.
4. Лопаткин Ю., Кошкарова Л. Новый поселок в Подмоскowie. — «Сельское строительство», 1978, № 4.

5. Материалы XXV съезда КПСС. М., Политиздат, 1976.
6. Машеров П. М. Доклад на XII пленуме ЦК КП Белоруссии 12 июля 1978. — «Советская Белоруссия», 1978, 13 июля.
7. Мельников М. Прообрази сіл майбутьняго.— «Сільскае будівництво», 1978, № 2.
8. Программа Коммунистической партии Советского Союза. М., Политиздат, 1976.
9. Ханина Т. Индустриальное домостроение на селе.— «Сельское строительство Белоруссии», 1976, № 6.
10. Экспериментально-показательное строительство поселков колхозов и совхозов.— «Экспресс-информация», вып. 3. М., ЦНТИ по гражд. стр-ву и архитектуре, 1978.

УДК 711.551(476)

В. Н. ПЕРЕСАДЬКО

ФОРМИРОВАНИЕ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЦЕНТРОВ В УСЛОВИЯХ ПЕРЕУСТРОЙСТВА СЕЛ БЕЛОРУССИИ

Общественный центр является одной из важнейших функциональных зон, которая оказывает существенное влияние на архитектурно-планировочную организацию и пространственное решение всего населенного пункта.

При разработке генеральных планов сельских поселков, особенно в условиях переустройства существующих населенных мест, основной задачей является поиск оптимального варианта размещения центра в структуре поселка. Практика застройки сел Белоруссии показала, что наиболее распространенным является прием размещения общественных центров по возможности ближе к геометрическому центру структуры. При этом возникают следующие ситуации: общественный центр формируется на базе существующих общественных зданий с частичной их реконструкцией и развитием новых функциональных зон; новый общественный центр создается на месте старой застройки, со сносом морально и физически устаревших зданий; новый поселок и его центр формируются на свободной территории.

Во всех случаях предусматривается максимальное укрупнение и моноцентрализация большинства учреждений общественного назначения с постепенным переносом отдельных торговых, административных и коммунальных учреждений, разбросанных по всему населенному пункту, в новый центр села.

Для повышения уровня комфорта и общественного обслуживания сельского населения при архитектурно-планировочной организации общественных центров решаются такие задачи: централизация общественной, культурной и деловой жизни населения; максимальное использование природных и ландшафтных особенностей населенного пункта; бережное сохранение памятников архитектуры, истории, культуры и природы, их обновление и органичное включение в состав общественных центров.

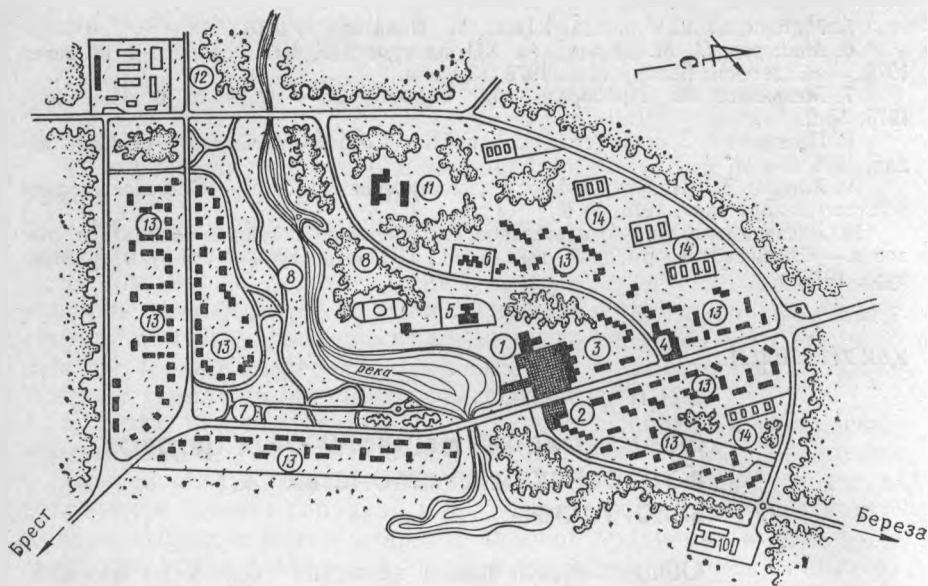


Рис. 1. Генеральный план поселка Малеч:

1—Дом культуры; 2—торгово-бытовой центр; 3—комплекс 5-этажных домов со встроенными магазинами и аптекой; 4—административное здание; 5—средняя школа; 6—детсад-ясли на 140 мест; 7—памятник архитектуры XVIII в.; 8—парковая зона; 9—существующая дубрава; 10—больница; 11—школа-интернат; 12—производственная зона, МТФ; 13—группа жилых домов; 14—хозяйственные постройки.

На рациональность размещения центра в системе населенного места влияют градостроительная ситуация, архитектурно-планировочная структура всего поселка, наличие благоприятных природных и ландшафтных особенностей места размещения, архитектурные и исторические памятники.

Одним из наиболее удачных примеров размещения общественного центра является поселок Малеч Брестской области (рис. 1), где в ансамбль включены водоем, старинный парк и памятник архитектуры XVIII века (культурное сооружение). Общественно-торговый центр и парк поселка оказались связующим центральным звеном между новой и старой частью села. Он удачно расположен в пространственной схеме селения — размещен на пересечении главных улиц, имеет устойчивые функциональные связи с производственной зоной и другими структурными элементами поселка.

Рациональное размещение общественных центров на территории населенных пунктов с использованием современных приемов их архитектурно-планировочной организации характерно для поселков Вертелишки Гродненской, Рясно и Ленинский Брестской области.

Основным структурным элементом всех новых сел является площадь, которая имеет как функциональное, так и градостроительное значение. В практике проектирования и застройки сельских населенных пунктов сохраняется еще стереотипное решение

общественных центров с постоянным набором учреждений: клуб, сельсовет, торгово-бытовой центр, гостиница, построенных по периметру площади. Анализ материалов по застройке сельских поселков Белоруссии показывает, что в большинстве случаев к формированию общественных центров архитектуры подходят творчески, привлекая к обсуждению планов руководителей хозяйств и жителей. В результате появились решения центров с включением в их состав памятников архитектуры (поселок Малеч, Бережное Брестской области), музеев боевой славы (поселок Ленино Могилевской области), музыкальных школ и плавательных бассейнов (поселок Ленинский Брестской области), малых архитектурных форм и других элементов.

При разработке планов общественных центров, организации функционального зонирования и архитектурно-планировочной структуры у нас сложились следующие планировочные схемы: а) площадь-карман, которая является композиционным завершением въезда; б) площадь-карман с линейным и глубинным развитием вдоль главной улицы; в) угловая, на стыке или пересечении улиц; г) свободное размещение зданий.

Наибольшее распространение в практике застройки сел получила схема организации общественного центра в виде площади-кармана, расположенного на главной улице поселка. Она характерна для поселков с населением до 2000 жителей. Этот прием позволяет решить проблему изоляции транзитного движения транспорта через центр. Простота и четкость его композиции, а также возможность осуществления пространственной ориентации структурных элементов центра создает хорошие предпосылки для формирования цельных архитектурно-природных ансамблей.

Данная схема нашла применение при разработке центров поселков Рясно, Вертелишки, Бережное, Малеч и других. Однако размещение отдельных зон центра на обособленных участках, и тем более расчлененных улицей и проездами, значительно снижает его достоинства. В таких ситуациях чаще всего в центре происходит пересечение транспортных и пешеходных дорог.

Но, несмотря на это, данное решение можно считать удачным, так как ситуация была продиктована другими, не менее важными факторами. Так, в составе общественного центра поселка Бережное было сохранено здание клуба с последующим переоборудованием его в кинотеатр и блокировкой с новым Дворцом культуры на 400 мест, школьное здание переоборудовано для музыкальной школы. На территории поселка бережно охраняется памятник культурной архитектуры XVI в.

Включение в состав общественных центров зданий и учреждений различного назначения требует внимательной проработки функционального зонирования их территории.

Примером рационального функционального зонирования территории общественного центра является проект застройки центра поселка Малеч (рис. 2, б). Площадь общественного центра с двух сторон (с запада и севера) застроена зданиями, с востока примы-

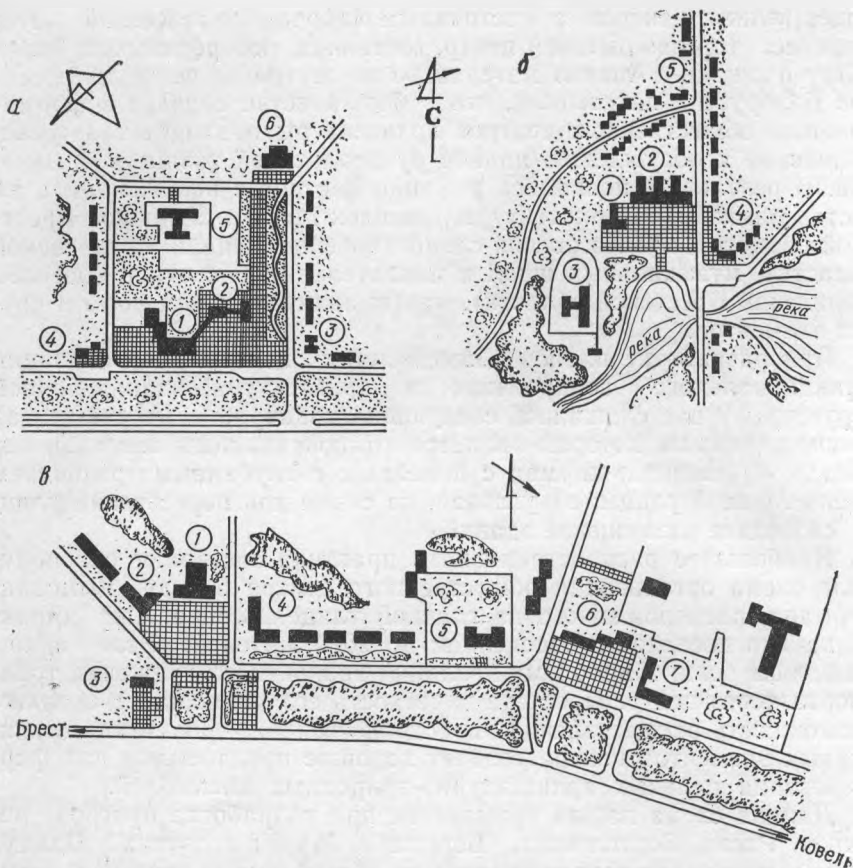


Рис. 2. Общественные центры совхозов

а — совхоза «Рогозянский»:

1—торговый центр; 2—Дом культуры со спортзалом; 3—гостиница; 4—административное здание; 5—школа; 6—плавательный бассейн

б — совхоза «Малеч»:

1—Дом культуры; 2—комплекс 5-этажных жилых домов со встроенными магазинами и аптекой; 3—средняя школа; 4—торгово-бытовой центр; 5—административное здание

в — совхоза «Мухавец»:

1—клуб; 2—гостиница; 3—контора совхоза; 4—жилой дом со встроенным магазином; 5—детсад; 6—торговый центр; 7—универмаг.

кает к главной улице, а четвертой (длинной) стороной открывается на водоем и парковую зону. Благодаря своеобразному использованию рельефа местности удалось создать анфиладу, которая состоит из трех террас. Верхняя — (деловая зона) — предназначена для проведения митингов и собраний; две нижние с газонами, цветниками, подпорными стенками, плескательным бассейном, скамейками — для отдыха. Таким образом, сама площадь благоустроена и интенсивно используется. Кроме того, территория центра делится на следующие зоны: зрелищную, которая непосредст-

венно связана с парковой зоной и водоемом; торговую, торгово-бытовую, а также зону стоянок автотранспорта. Значение центра еще более усиливается благодаря включению в его состав с помощью визуально-планировочных приемов административного здания, зданий школы и детского сада-яслей с их природным окружением.

Менее удачное решение общественного центра и его зонирования имеет поселок Мухавец (рис. 2, в), так как генеральный план поселка был разработан в 1967 г., а застройка его велась раньше, поэтому общественный центр разделен на обособленные функциональные зоны (культурно-бытовая; административная и торгово-бытовая), находящиеся на значительном удалении друг от друга.

Формирование общественных центров сельских поселков требует решения не только утилитарных функциональных задач, но и эстетических, так как при застройке центров по типовым проектам не всегда удается создать целостный архитектурный ансамбль. Для решения этой задачи необходимо умело использовать принципы формирования пространственной композиции и средств художественной выразительности. Это приобретает особый смысл в условиях реконструкции и переустройства сел, когда рядом соседствуют сооружения разных времен, стилей и направлений.

Для выявления центра композиции белорусские архитекторы пользуются методом выделения одного из крупных объемов в общественном центре. Чаще всего им является клуб, Дворец культуры, гостиница, ряд многоэтажных жилых домов, водонапорная башня и другие сооружения.

Не всегда удается создать композиционный акцент одним приемом, поэтому применяются другие средства художественной выразительности — контраст и нюанс, цвет. Не менее важным является создание композиционного единства общественного центра с окружающей застройкой и элементами природы. При этом особую роль играет композиционное соотношение архитектурных объемов и открытых пространств.

Усилить единство архитектурно-планировочной и пространственной композиции можно с помощью приемов укрупнения и блокировки зданий, малых архитектурных форм, элементов природы. Так, в поселке Рясно два крупных учреждения (клуб и кооперированное здание администрации с музыкальной школой) объединили с помощью перехода-колоннады, который в свою очередь является главным входом в парк. Примером максимального укрупнения объема общественного центра является поселок Ленинский (рис. 2, а). Здесь общественный центр создан на базе кооперированного здания торгового центра со столовой и клуба со спортзалом. Этот крупный архитектурный объем занимает центральное положение в силуэтной застройке и расположен фронтально по отношению к автомагистрали Брест—Москва. Его доминирующее положение закрепляется двумя пятиэтажными зданиями и дополняется фоном зеленых насаждений.

Белорусские зодчие с каждым годом все более широко исполь-

зуют элементы ландшафта. Включение зеленых насаждений и водных пространств в структуру поселков и объемно-пространственную композицию общественных центров значительно повысило их эстетическую выразительность, композиционное единство и стилевое своеобразие.

УДК 69.003.65.014

А. И. РУБАХОВ

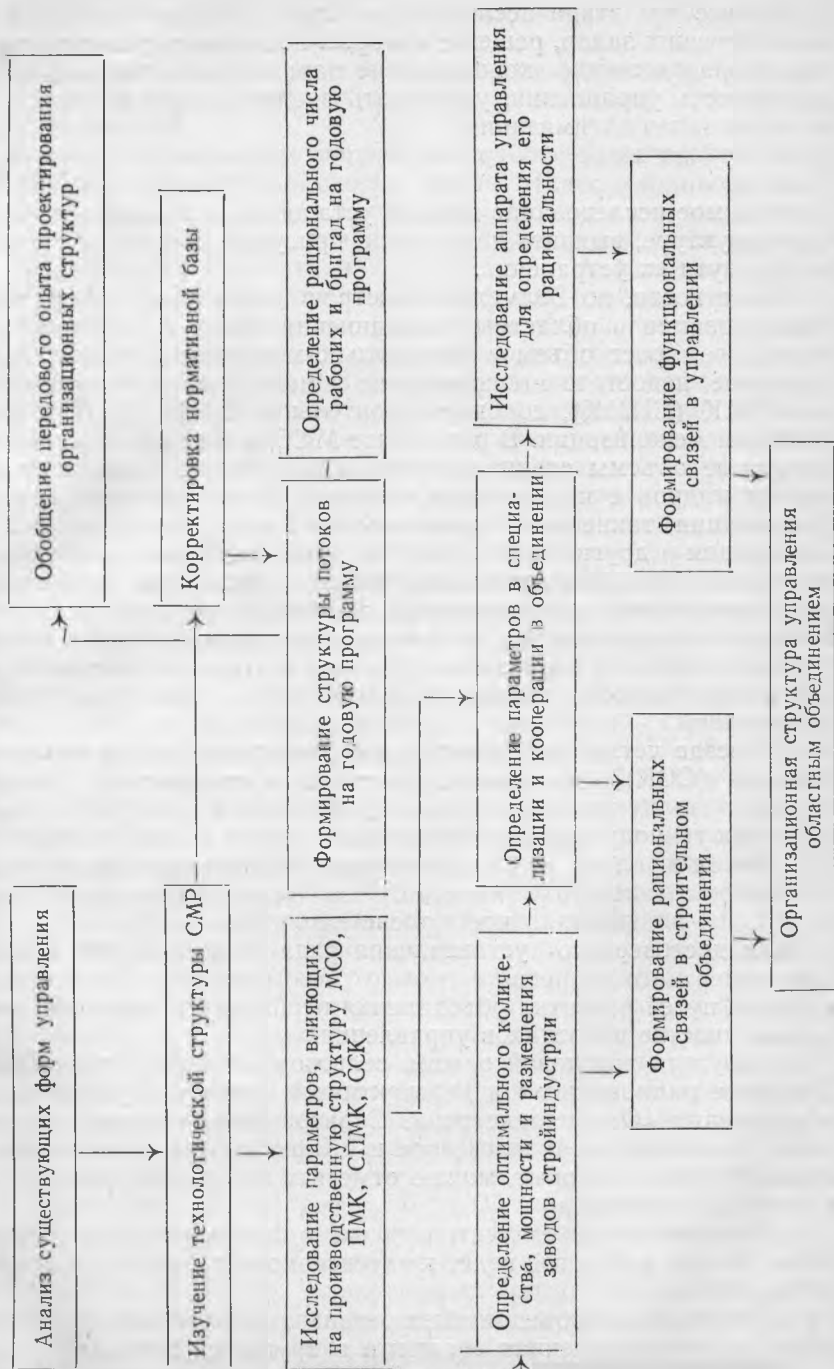
МЕТОДИЧЕСКИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРУКТУРЫ УПРАВЛЕНИЯ СЕЛЬСКИМИ СТРОИТЕЛЬНЫМИ ОРГАНИЗАЦИЯМИ

Повышение эффективности строительного производства в десятой пятилетке во многом будет зависеть от совершенствования организационных форм управления. Особое значение этот вопрос приобретает в условиях сельского строительства, которое ведется пока еще значительным числом подрядных организаций различных министерств и ведомств. В этой отрасли на селе отсутствует единый подрядчик. Работы ведутся силами СУ и СМУ промышленного строительства, ПМК минсельстроев, минводхозов, Госкомсельхозтехники, межколхозными строительными организациями, хозяйственным способом. Кроме того, в этих работах участвуют множество субподрядных организаций. Многообразие форм управления с преобладанием отраслевого принципа ведет к возникновению организационных неувязок в процессе сооружения объектов. Такое положение требует регулярного пересмотра существующих организационных форм и приведения их в соответствие с современным уровнем строительства. В связи с этим целесообразно проводить работу по упорядочению структуры управления на основе единой методики. Такая методика была создана в Брестском инженерно-строительном институте при выполнении научно-исследовательской работы по совершенствованию структуры республиканского строительного объединения «Белмежколхозстрой».

В качестве объекта исследования было принято областное объединение межколхозных строительных организаций, которое вело работу как генеральный подрядчик по строительству в колхозах БССР. Эта методика представляет собой ряд положений, позволяющих последовательно решать взаимосвязанные задачи, направленные на совершенствование отдельных сторон структуры Облмежколхозстроя. Схема методики представлена на стр. 17.

Проектирование организационной структуры должно выполняться в пять последовательных этапов, обеспечивающих решение комплекса взаимосвязанных задач. Такая декомпозиция проектирования позволяет выявить наиболее существенные вопросы, определить круг первоочередных задач, распределить их по исполнителям.

Блок-схема проектирования организационной структуры управления сельскими строительными организациями



Первые два этапа исследования представляют собой набор аналитических задач, решение которых позволит определить основные производственно-экономические параметры, влияющие на эффективность управления, установить входящую информацию для решения задач оптимизации.

На первом этапе необходимо решить следующие задачи:

а) проанализировать существующую структуру управления. Проводимое исследование должно установить основные взаимосвязи в структуре, выявить недостатки, присущие данной системе, отметить пути их устранения.

В частности, по Белмежколхозстрою выявлено, что развитие специализации в областных объединениях идет значительно медленнее, чем рост объемов строительно-монтажных работ, и, как следствие, недостаточны количество и мощность специализированных ПМК (СПМК), дорожно-строительных ПМК (ДСПМК), управлений механизации. В результате МСО должны выполнять значительные объемы специализированных работ, не имея подготовленных кадров и необходимой техники. Внешние субподрядные организации, такие как Госкомсельхозтехника, Белэнерго, Белтеплоизоляция и другие, выполняют на объектах Белмежколхозстроя несложные специализированные работы (прокладка коммуникаций, благоустройство территорий, земляные работы). Поэтому в системе имеется большое количество «внешних» связей, которые трудно поддаются управлению. В связи с этим необходимо в рамках областных объединений развивать сеть специализированных организаций.

Не везде четко определены права сельских строительных комбинатов (ССК), что может привести к диспропорции развития сельских строительных организаций. В одних случаях ССК выступают как генподрядные организации, в других — как субподрядчики. Причем в роли субподрядчиков они в основном выбирают объемные работы по монтажу каркаса, что ведет к нарушению экономической пропорциональности в системе.

Для достоверного установления ряда взаимосвязей, а также для экспертного опроса с целью выявления наиболее рациональных путей развития объединения необходимо в решении такой задачи участие работников управления.

б) изучить передовой опыт в сельском строительстве СССР. Наиболее рациональная и перспективная структура управления в объединении «Омскцелинстрой», Саратовоблколхозстройобъединении, Краснодаркрайколхозстрое и Харьковском облмежколхозстрое. Обобщая их опыт, можно отметить следующие наиболее характерные тенденции:

1. Увеличение объемов строительно-монтажных работ на сумму более 50 млн. руб. в год ведет к интенсивному развитию внутренней специализации.

2. В областных объединениях развивается собственная промышленность, представленная средними и крупными заводами.

3. Территория области делится на несколько зон, в которых дей-

ствуют одна-две СПМК, заводы сборных конструкций, автобазы. Число таких зон обычно равно трем.

4. Областное объединение выполняет управленческие функции: нормирование, материально-техническое снабжение, перспективное планирование.

Проведенный анализ позволил выявить наиболее эффективные решения, установить общие закономерности развития сельского строительства.

Вторым этапом проектирования структуры управления сельскими строительными организациями является установление технологических и организационных параметров строительного производства. Прежде всего необходимо установить технологическую структуру строительно-монтажных работ. Это наиболее трудоемкая и ответственная работа, так как в дальнейшем ход и эффективность расчетов будут зависеть от результатов решения данной задачи. Анализ структуры выполняемых областными объединениями работ производится на основе объектов-представителей, для которых характерен наиболее типичный в программах уровень организации работы. Все объекты группируются по следующим видам: а) объекты производственного строительства: животноводческие здания, зерносклады, ремонтно-механические мастерские, гаражи и т. д.; б) объекты культурно-бытового строительства — клубы, магазины, детские сады, больницы, школы и т. д.; в) объекты жилищного строительства.

Такое разделение объектов позволяет уже в начале проектирования структуры управления наметить количество строительных потоков на ту или иную годовую программу МСО, ПМК. На основании анализа проектно-сметной документации по объектам-представителям устанавливается перечень строительно-монтажных работ, показатели сметной стоимости и трудовых затрат по этим работам на 1 млн. руб. строительно-монтажных работ. Всего было рассмотрено 26 основных видов работ, что позволило установить стоимостные и трудовые параметры производственной структуры.

Поскольку в сельском строительстве применяется большое количество норм и нормативов, установленных различными уровнями управлений, которые распространяются на различные сферы влияния и деятельности организаций, необходимо детально изучить нормативную базу, с тем чтобы устанавливаемые структурные формы не противоречили нормативным параметрам. В процессе исследования выявляются нормативы, не соответствующие современным условиям производства. Такие нормативы необходимо пересмотреть, скорректировать и утвердить в установленном порядке.

Наиболее важным вопросом, который необходимо решить в сельском строительстве в этом плане, является установление рациональных нормативов для подсобных производств обслуживающих хозяйств. Во многих строительных организациях пока еще значителен объем подсобного производства, несмотря на то что качество продукции здесь много ниже, чем на промышленных предприятиях, а стоимость ее в два-три раза выше.

На третьем этапе проектирования наиболее важной задачей является формирование производственной структуры первичных строительных организаций с учетом требований поточного выполнения работ. Рассматриваются долгосрочные и непрерывные потоки на годовую программу работ МСО и ПМК. Расчетным путем установлено, что рациональное количество специализированных потоков — пять.

В качестве таких специализированных потоков на производственном строительстве принимаются следующие:

1. Нулевой цикл.
2. Монтаж сборного железобетона.
3. Общестроительные работы.
4. Устройство полов и отделочные работы.
5. Внутренние специальные работы.

В жилищном и культурно-бытовом строительстве организуются четыре потока, что объясняется незначительным объемом работ по монтажу сборных конструкций. Таким образом, второй и третий потоки объединяются.

После установления рациональной структуры потоков определяется численный состав рабочих бригад, необходимый для выполнения годовой программы работ. Расчеты необходимо производить для организаций со следующими годовыми объемами работ в млн. руб.): 1,5; 2,0; 2,5; 3,0 и 3,5. При этом необходимо проводить вариантное проектирование структуры с учетом следующих соотношений различных видов строительства:

- I вариант — производственное строительство — 76%;
культурно-бытовое и жилищное — 24%
- II вариант — производственное строительство — 24%;
культурно-бытовое и жилищное — 76%
- III вариант — производственное строительство — 50%;
культурно-бытовое и жилищное — 50%.

Установление производственной структуры для таких вариантов, наиболее часто встречающихся на практике, позволит для каждой организации выбирать приемлемые структурные формы различных видов строительства.

На четвертом этапе исследования устанавливается количество, мощность и размещение специализированных организаций и промышленных предприятий в системе областного объединения. На этом этапе проектируется функциональный состав управления объединением, т. е. определяется необходимое число функциональных подразделений в аппарате управления, исходя из условий оптимального соотношения децентрализации и централизации функций управления.

На заключительном этапе проектирования устанавливаются необходимые связи как производственного, так и функционального характера в системе областного объединения.

В настоящее время на кафедре организации и АСУ в строительстве Брестского инженерно-строительного института ведется работа по созданию системы экономико-математических моделей.

которые позволяют автоматизировать ряд трудоемких расчетов по проектированию структуры управления сельскими строительными организациями.

УДК 69.003:658.011.8

О. В. ЛАПТАНОВИЧ, Л. М. НЕГЕРИШ, Л. М. ГОРБАЧЕВА

ФАКТОРНЫЙ АНАЛИЗ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРОИЗВОДСТВЕННОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ СЕЛЬСКИХ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОРГАНИЗАЦИЙ

Получение максимума строительной продукции при минимальных затратах, оптимальное использование основных фондов, материальных и трудовых ресурсов в строительстве становится невозможным без проведения всестороннего анализа производственно-хозяйственной деятельности строительных организаций. Данная работа и посвящается отдельным направлениям такого анализа.

Как известно, основными показателями народнохозяйственной эффективности капитальных вложений в строительство являются себестоимость СМР, производительность труда и уровень рентабельности, в связи с чем в проведенных исследованиях они были приняты за основные критерии.

Эффективность деятельности строительных организаций зависит от большого количества факторов. Каждый фактор в свою очередь может быть охарактеризован системой показателей, круг которых разнообразен и зависит от специфики организаций и действующей системы учета.

В настоящей работе на основании качественного анализа отчетных показателей деятельности ПМК треста «Брестсельстрой» за 1973—1977 гг. установлены факторы, наиболее существенно влияющие на уровень рентабельности, производительности труда и себестоимости СМР. К ним относятся:

- годовой объем работ ПМК;
- средний годовой объем работ на строительной площадке;
- продолжительность строительства;
- уровень технологической специализации;
- фондовооруженность труда;
- уровень сборности.

Планирование результатов деятельности сельских строительных организаций является весьма сложной вероятностной задачей, при решении которой все факторы учесть не представляется возможным. В связи с этим в работе предлагается методика расчета уровня рентабельности, выработки и себестоимости СМР только в зависимости от годового объема работ ПМК и уровня сборности.

Для установления зависимости, существующей между вышеуказанными показателями и факторами, применены методы корреляции и регрессии. С помощью методов корреляционного анализа

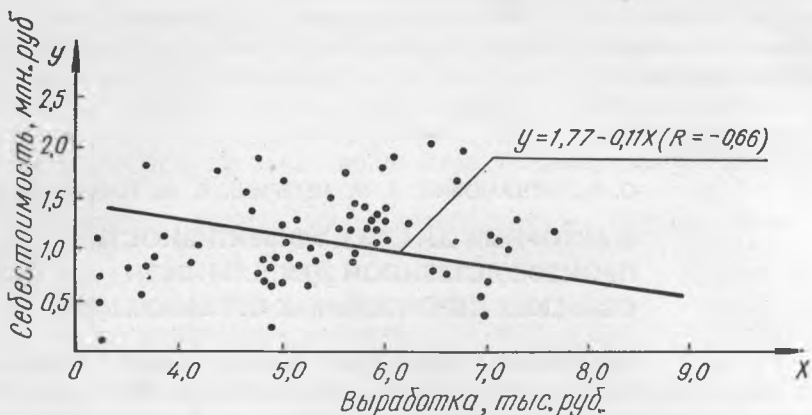


Рис. 1. Зависимость между себестоимостью и выработкой.

была установлена связь между изучаемыми величинами. Степень надежности связи проверялась путем определения коэффициента парной корреляции, рассчитываемого по формуле

$$R_{xy} = \frac{\sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})(x_i - \bar{x})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2 \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2}}, \quad (1)$$

где x_i — независимая переменная;
 y_i — зависимая переменная;
 $(y_i - \bar{y})$ и $(x_i - \bar{x})$ — отклонение изучаемых переменных от средних арифметических;
 N — количество наблюдений.

Надежность коэффициента корреляции зависит от числа наблюдений. Поэтому достоверность коэффициентов корреляции была проверена по t -критерию Стьюдента. Проверка подтвердила статистическую значимость исследуемых корреляционных связей. На основе регрессивного анализа были найдены конкретные математические зависимости между исследуемыми показателями и факторами и оценена их точность.

Графическое изображение корреляционной зависимости между себестоимостью СМР и выработкой представлено на рис. 1.

Из графика видно, что рост производительности труда приводит к снижению себестоимости строительной продукции. При этом производительность труда влияет на все важнейшие элементы себестоимости СМР. Так, повышение производительности труда непосредственно сказывается на уменьшении численности рабочих на СМР и в подсобном производстве. Сокращение численности рабочих обеспечивает экономию основной заработной платы. Кроме того, достигается экономия накладных расходов по статьям «Допол-

нительная заработная плата рабочих», «Отчисления на соцстрах, содержание ЖКХ, расходы на охрану труда, технику безопасности» и т. д. Повышение производительности труда способствует росту объемов СМР и сокращению сроков строительства, что в свою очередь приводит к снижению доли условно постоянных накладных расходов, а следовательно, и к уменьшению себестоимости строительства.

На рис. 2 представлена зависимость между себестоимостью и уровнем сборности. Анализ полученной зависимости показал, что повышение уровня сборности на 10% сопровождается снижением себестоимости СМР на 9,3%.

На основании отчетных данных по Брестсельстрою за 1973—1977 г. планы внедрения прогрессивных конструкций трест ежегодно выполняет по всем показателям. Однако планы по снижению себестоимости и росту производительности труда по многим ПМК треста не выполняются. Причинами этого является следующее:

- продолжительное строительство объектов (увеличение сроков строительства в 2—3 раза против нормативных сводит на нет все преимущества применения сборных конструкций);
- некомплектная поставка сборных конструкций;
- недостатки в работе предприятий строительной индустрии.

Эти предприятия при существующем порядке планирования работы не заинтересованы в выпуске прогрессивных, облегченных конструкций. Заводам выгоднее поставлять стройкам тяжелые, дорогостоящие конструкции, в результате народное хозяйство несет существенные потери.

В настоящей работе была также исследована зависимость уровня рентабельности, выработки от годового объема работ ПМК. Графически она представлена на рис. 3 и 4.

Годовые объемы работ ПМК треста «Брестсельстрой» увеличиваются крайне медленно. Этот показатель в тресте ниже, чем в среднем по стране. Одной из причин малой мощности ПМК является создание новых организаций, причем они создаются даже в тех

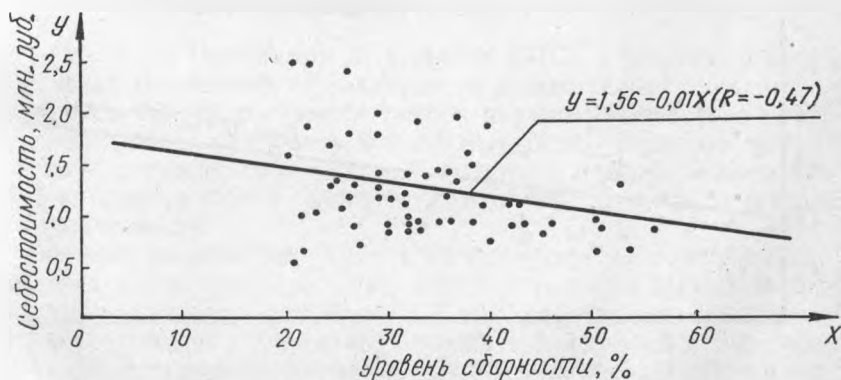


Рис. 2. Зависимость между себестоимостью и уровнем сборности.

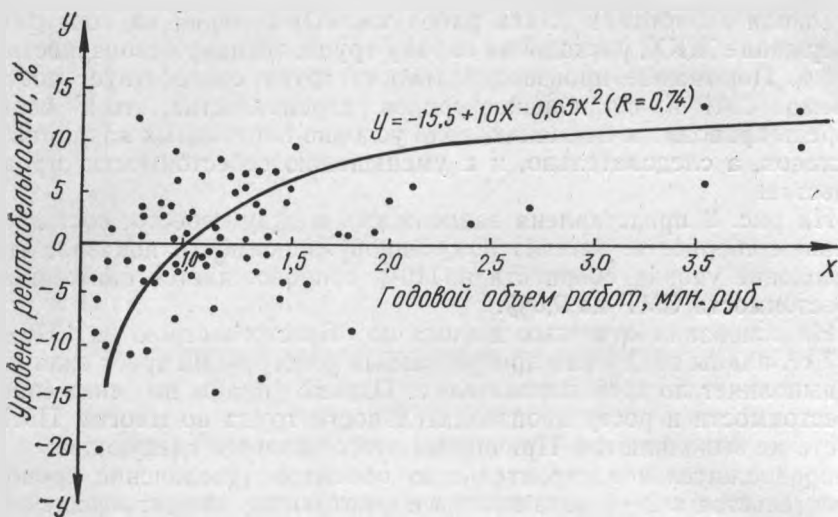


Рис. 3. Зависимость между уровнем рентабельности и годовым объемом строительно-монтажных работ.

районах, где нет достаточных объемов работ. Зависимость между уровнем рентабельности, выработкой и годовыми объемами работ ПМК (данные за 1973—1977 гг.) выражается уравнениями

$$P = -15,5 + 10Q_c - 0,65Q_c^2 \quad (2)$$

$$B = 4,82 + 0,5Q_c, \quad (3)$$

где P — уровень рентабельности, %;

Q_c — годовой объем работ ПМК, выполняемый собственными силами, млн. руб.;

B — выработка на одного работника, тыс. руб./год.

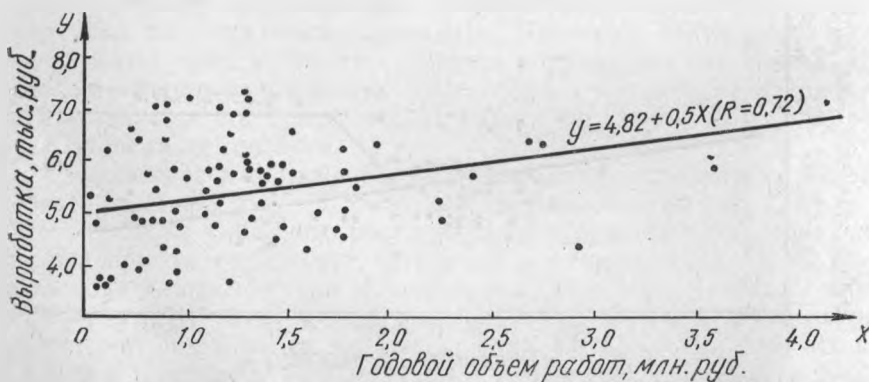


Рис. 4. Зависимость между выработкой и годовым объемом строительно-монтажных работ.

Из графика (рис. 4) видно, что с увеличением годового объема работ выработка возрастает.

Значение Q_c , соответствующее наибольшему уровню рентабельности (рис. 3), равно 3,5—4млн. руб., а среднегодовой объем работ ПМК треста «Брестсельстрой» на 36% меньше, чем планируемый в среднем по СССР, на 30% меньше, чем достигнутый по Минсельстрою БССР, и в 1,9 раза меньше установленного оптимального значения. В этом одна из причин низких показателей рентабельности.

Совершенствование планирования строительного производства в современных условиях является важнейшей проблемой отрасли. Экономический прогноз определяет области и возможности, в рамках которых строительным организациям могут быть поставлены реальные задачи и цели. Полученные в данной работе математические зависимости могут быть применены в практике планирования и прогнозирования таких важнейших экономических показателей, как производительность труда, уровень рентабельности, себестоимость СМР.

ЛИТЕРАТУРА

Демченко А. М. Анализ и прогнозирование экономических показателей в строительстве. Киев, «Будівельник», 1977.

Полюсюк Г. Б. Экономический анализ эффективности и темпов роста строительного производства. М., «Стройиздат», 1977.

УДК 69.003:658.011.8

А. Н. СЕЛИЩЕВ

НОРМИРОВАНИЕ КОЛИЧЕСТВА РАБОТНИКОВ, ЗАНЯТЫХ НА ПОДСОБНЫХ ПРЕДПРИЯТИЯХ В МЕЖКОЛХОЗНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОРГАНИЗАЦИЯХ

Решениями XXV съезда КПСС в качестве решающего условия повышения эффективности общественного производства выдвинута задача ускорения темпов научно-технического прогресса во всех сферах человеческой деятельности. Большое внимание при этом обращается на вспомогательное и подсобное производство, в которых в 1978 г. работало около 49% рабочих, занятых в промышленности.

Большое количество рабочих используется на подсобных предприятиях в строительстве. Так, в 1978 г. только в МПМК Белмежколхозстроя было занято более 5,5 тыс. работников, что составило 13% от общего их количества. Причем наблюдаются значительные, часто ничем не обоснованные колебания в их численности не только по отдельным предприятиям, но и в пределах одной организации. Как показала практика, в большинстве случаев труд рабочих под-

**Мощность предприятия подсобного производства на 1.01.1978 г.
по ОМКС Белмежколхозстроя**

Наименование ОМКС	Количество предприятий, ед.		Общая мощность предприятий		Средняя мощность одного предприятия		Количество рабочих, чел.		Произведено продукции, тыс. руб.	
	по производству столярных изделий	по лесопилению	по производству столярных изделий, тыс. м ³	по лесопилению, тыс. м ³	по производству столярных изделий, тыс. м ³	по лесопилению, тыс. м ³	на производство столярных изделий	на лесопилении	столярных изделий	лесопиления
Брестское	3	3	8,05	9,17	2,68	3,05	48	50	260	4315,2
Могилевское	13	12	28,17	39,75	2,16	3,31	131	75	55	8435,0
Гомельское	22	23	62,10	28,95	2,82	1,25	240	130	1372	7830,7
Витебское	12	13	32,00	19,45	2,66	1,49	180	131	680	1560,3
Минское	5	4	6,40	3,32	1,28	0,83	42	17	247,4	96,2
Гродненское	14	15	47,80	19,72	3,41	1,31	200	105	862	9807,0
Итого	69	70	184,52	120,36	2,67	1,71	841	508	3476,4	32044,4

собных предприятий по ряду причин малоэффективен. Существующая практика планирования количества рабочих, занятых в подсобном производстве, исходя из предстоящих объемов не всегда может быть использована, так как отсутствуют научно обоснованные нормативы.

Как известно, состав и структура подсобного производства определяются прежде всего мощностью строительной организации, уровнем развития базы строительной индустрии, а также применяемыми методами производства работ, структурой строительно-монтажных работ и рядом других факторов.

Влияние вышеперечисленных факторов на технико-экономические показатели работы МПМК рассмотрим на примере работы Белмежколхозстроя.

Подсобное производство в первичных строительных организациях Белмежколхозстроя представлено следующими основными предприятиями и службами: РБУ, ЖБИ, столярное и лесопильное производство. Характеристика этих предприятий по видам выпускаемой продукции приведена в табл. 1. Среди указанных предприятий как по количеству, так и по удельному весу стоимости выпускаемой продукции заметно выделяются предприятия по производству раствора бетона и изготовлению сборного железобетона. На долю этих предприятий в системе Белмежколхозстроя приходится наибольший объем товарной продукции (более 50%).

Так, в 1978 г. в системе Белмежколхозстроя было более 30 РБУ мощностью до 1 тыс. м³ раствора и бетона в год, десять РБУ мощностью от 1 до 2,5 тыс. м³, семь РБУ мощностью от 2,5 до 5 тыс. м³ и лишь пять РБУ мощностью более 5 тыс. м³.

Из этих данных видно, что подсобные предприятия по производ-

ству раствора и бетона представлены маломощными растворобетонными узлами и полигонами.

Аналогичное явление наблюдается среди предприятий по производству сборного железобетона. Из обследованных предприятий в Гродненской области пять — мощностью до 1 тыс. м³, пять — от 2,5 тыс. м³ до 5 тыс. м³ и одно — мощностью более 5 тыс. м³ сборного железобетона в год. Такое же положение характерно и для деревообрабатывающих предприятий.

Как видно из данных табл. 1, средняя мощность одного предприятия по производству столярных изделий колеблется в пределах от 1,28 до 3,41 тыс. м³, а по лесопилению — от 0,83 до 3,31 тыс. м³ изделий в год. Но результаты исследований, проведенных в НИИ экономики строительства Госстроя СССР, в институтах Минмонтажспецстроя СССР, показали, что оптимальная годовая мощность завода по производству оконных блоков не менее 200—250 тыс. м², заводов по производству деревянных клееных и клефанерных конструкций — 25—30 тыс. м³ изделий в год.

В подсобном производстве Белмежколхозстроя преобладают маломощные предприятия по изготовлению раствора и бетона, производству сборных железобетонных конструкций, столярных изделий и пиломатериалов, но и они в большинстве случаев используются не на полную мощность, так как не обеспечены материалами на программу строительно-монтажных работ.

Так, по отчетным данным на протяжении ряда лет, существующие производственные мощности по изготовлению железобетонных изделий, производству бетона и раствора используются в среднем на 68%, по лесопилению — на 72%, по производству столярных изделий — на 84%, т. е. возникает противоречие: с одной стороны, организация крупных предприятий по изготовлению железобетонных и столярных изделий и производству бетона и раствора ведет в ряде случаев к недоиспользованию производственных мощностей, с другой — изготовление продукции на мелких предприятиях обходится намного дороже, чем на крупных специализированных заводах. Как устранить это противоречие?

На наш взгляд, необходимо в корне изменить подход к вопросам планирования, размещения и развития материально-технической базы сельского строительства. Необходимо создавать региональные крупные специализированные предприятия по изготовлению и производству сборного железобетона, столярных изделий, пиломатериалов, бетона и раствора на промышленной основе, которые обеспечивали бы все сельские строительные организации, снабжаемые ими.

Обеспечение строек сборным железобетоном, товарным бетоном и раствором промышленными предприятиями стройиндустрии позволит снизить себестоимость строительно-монтажных работ на объектах, возводимых из сборного железобетона, в среднем более чем на 1,7%. Кроме того, в результате концентрации производства значительно уменьшится количество работников, занятых в подсобном производстве.

Количество работников, занятых в подсобном производстве, на 1 млн. руб. СМР по ОМКС (по данным на 1.01.1978 г.)

Наименование ОМКС	Производство										Количество рабочих в подсобном производстве				
	железобетонных изделий, бетона и раствора					столярных изделий		лепильное		кирпичное					
	до 1,5	1,5-2,0	2,0	до 1,5	1,5-2,0	2,0	до 1,5	1,5-2,0	до 1,5	1,5-2,0	до 1,5	1,5-2,0			
	для МПК мощность, млн. руб.														
Брестский	11,6	5,9	4,4	10,9	10,5	—	6,5	7,7	—	—	—	32	30	—	2,0
Витебский	10,6	13,4	11,5	11,2	7,6	13,5	5,0	5,0	5,8	—	10,0	28	40	30	—
Гомельский	6,5	9,0	2,2	10,5	4,5	8,9	5,5	5,1	2,2	15,9	—	43	21	26	—
Гродненский	11,4	10,0	—	11,8	11,6	—	6,0	6,0	—	—	—	33	30	—	—
Минский	11,6	13,0	7,9	8,9	7,4	5,5	6,8	4,0	5,0	11,8	18,8	46	47	27	—
Могилевский	10,9	—	6,9	7,9	—	5,6	5,4	—	3,0	15,3	—	43	—	23	—
Итого	10,4	9,8	9,2	10,0	8,3	8,4	5,6	5,6	3,8	14,3	14,4	37	31	27	—
Саратовский	0,1	0,7	0,6	5,8	5,1	4,4	2,5	2,9	2,1	14,6	12,7	25,3	24,3	20,2	—
Краснодарский							2,0	2,0	2,0						
Рекомендуемые нормы	10	9	7	6	6	5	4	3	3	14	13	36	33	28	—

Примечание. Данные по Саратовскому облмехколхозострою и Краснодарскому краймехколхозострою собраны и обработаны к. т. н. М. А. Орешиним.

На основе статистических данных по ряду межколхозных строительных организаций было подсчитано количество рабочих, занятых в подсобном производстве, и их удельный вес на 1 млн. руб. строительно-монтажных работ, выполняемых собственными силами. Количество работников, занятых в подсобном производстве, определяется прежде всего мощностью межколхозной строительной организации и изменяется в зависимости от последней. Для того чтобы проследить это изменение и выявить взаимосвязь между этими факторами, нами были произведены расчеты по каждому виду подсобного производства в зависимости от объема строительно-монтажных работ, выполняемых МПМК собственными силами. При этом МПМК были подразделены на три группы: первая группа мощностью до 1млн. руб., вторая — от 1,5 до 2млн. руб., третья — более 2млн. руб. Такая градация обусловлена тем, что в исследуемых нами межколхозных строительных организациях в ближайшей перспективе минимальная мощность МПМК достигнет уровня 1,5 млн. руб., максимальная — 2—4 млн.руб. в год. Из данных табл. 2 видно, что количество рабочих, занятых в подсобном производстве, колеблется как по отдельным ОМКС, так и по видам подсобных производств. В то же время прослеживается определенная зависимость: с увеличением мощности МПМК количество рабочих, занятых в подсобном производстве, приходящихся на 1млн. руб. строительно-монтажных работ, уменьшается.

Из данных табл. 2 видно, что в подсобном производстве Белмежколхозстроя на 1млн. руб. строительно-монтажных работ занято рабочих на 12 человек больше по сравнению с аналогичным показателем по Саратовскому облмежколхозстрою.

На основании результатов проведенного нами исследования можно сделать следующие выводы:

1. Количество работников, занятых в подсобном производстве, определяется мощностью межколхозной строительной организации и изменяется в зависимости от последней.

2. Для планирования количества рабочих, занятых на подсобных предприятиях в межколхозных строительных организациях, в качестве ориентировочных предлагается использовать нормативы, которые приведены в табл. 2.

УДК 666.97.033.4

О. А. РОЧНЯК, В. В. РУКОСУЕВ, А. М. ТРУСЬ

РЕЗЕРВЫ СНИЖЕНИЯ МАТЕРИАЛОЕМКОСТИ И ТРУДОЕМКОСТИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

В настоящее время в сельском строительстве широко применяется сборный железобетон. Он обладает такими качествами, которые обеспечивают ему преимущества перед метал-

лическими и деревянными конструкциями. Остановимся на основных из них.

Прежде всего эти качества заложены в конструктивных схемах сельскохозяйственных производственных зданий.

Номенклатура бетонных и железобетонных конструкций и деталей, изготавливаемых предприятиями Минсельстроя РСФСР, УССР и БССР, включает более 1400 типов изделий (одна треть из них — индивидуальные). Заводы Минсельстроя РСФСР, УССР и БССР изготавливают изделия по более чем шестидесяти сериям и ГОСТам. На некоторых заводах системы Минсельстроя БССР и Главполесьювостроя количество наименований и типоразмеров выпускаемой продукции превышает 400, что сказывается на рентабельности предприятия, которая при прочих равных условиях повышается с уменьшением номенклатуры изделий.

С другой стороны, разработка новых проектов зданий неизбежно ведет к появлению разнообразных конструктивных схем и вызывает необходимость создания новых сборных железобетонных элементов в номенклатуре. Оптимальное решение в этом случае может быть достигнуто путем унификации конструкций зданий и сооружений и упорядочения номенклатуры.

В настоящее время многие производственные сельскохозяйственные здания возводятся по типовым проектам, имеющим конструктивные схемы с сеткой колонн 6×6 м балочно-стоечной конструкции.

Результаты проведенных исследований показали целесообразность повсеместного перехода на строительство зданий без внутренних опор. Широкогабаритная схема позволяет значительно сократить количество применяемых типоразмеров конструкций несущего каркаса, легко производить внутреннюю перепланировку помещений в связи с изменением технологии производства, лучше использовать производственные площади.

Применение широкогабаритных конструктивных систем зданий в сравнении с многопролетными с мелкой сеткой колонн 6×6 м из элементов промышленной серии при рулонных кровлях обеспечивает снижение приведенных затрат на 45—47%, суммарных трудовых затрат на 18—26% при одновременном сокращении капитальных вложений на 42—51%, уменьшение массы на 49—57%, расхода стали на 22—29% и бетона на 44—65%.

Усовершенствование конструктивных решений железобетонных элементов — важный путь улучшения технико-экономических показателей строительства сельскохозяйственных зданий. В типовых проектах производственных сельскохозяйственных зданий с утепленными совмещенными покрытиями и рулонными кровлями расход сборного железобетона на покрытия, как показал анализ, составляет в зданиях с полным каркасом 58—64%, в зданиях с неполным каркасом — 66—75% общего объема сборного железобетона, применяемого в строительных конструкциях этих зданий, что является источником снижения затрат на строительство за счет совершенствования проектных решений покрытий.

Как показала практика, типовые решения покрытий с рулонными кровлями не обладают требуемой долговечностью из-за неблагоприятного микроклимата производственных сельскохозяйственных зданий, и прежде всего повышенной влажности воздуха, которая колеблется не только по сезонам, но и в течение суток.

С учетом опыта эксплуатации производственных зданий и в соответствии с требованием санитарных норм рядом проектных и научно-исследовательских институтов разработаны проекты с облегченными покрытиями. Техничко-экономические данные конструкций сборных покрытий с асбестоцементной кровлей обуславливают их перспективность и выгоду.

Применение асбестоцементных кровель позволяет снизить приведенные затраты на 45—52%, массу — на 40—69%, суммарные трудовые затраты — на 13—63%, капиталовложения — на 25—40%, расход сборного железобетона — на 15—61%, стали — на 4—41%. При асбестоцементной кровле возможно эффективное использование утеплителей с малой объемной массой, а также не нужные выравнивающие стяжки.

Возможности применения легких ячеистых бетонов для плит покрытия и стеновых панелей производственных сельскохозяйственных зданий еще полностью не использованы, а это один из важных источников снижения материалоемкости и массы каркаса. Экономическая целесообразность увеличения производства легких бетонов и широкое их применение объясняются уменьшением на 25—50% массы конструкции (в зависимости от вида материала) и возможностью использования для их производства местных сырьевых материалов.

Использование ячеистого бетона для плит покрытия производственных сельскохозяйственных зданий осложнено рядом причин. Эти трудности обусловлены прежде всего требованиями, которые к ним предъявляются, а именно покрытия должны иметь термическое сопротивление примерно в 1,5 раза больше, чем стены; кроме того, у бесчердачных зданий наносимый на эти плиты рулонный ковер или иное покрытие не дают возможность плитам отдавать влагу, поэтому условия их эксплуатации более тяжелые, чем стеновых панелей. Следует также отметить, что конструкции из ячеистых бетонов для сельскохозяйственных производственных зданий требуют специальных мер по защите и гидрофобизации с целью обеспечения стойкости изделий в условиях повышенной влажности и агрессивной среды. В стране построено более 900 животноводческих и птицеводческих зданий из ячеистого бетона. В большинстве случаев ячеистобетонные конструкции использованы в стеновых ограждениях. В указанном экспериментальном строительстве находят применение как однослойные, так и двухслойные панели, где внутренний слой (толщиной 5 см) выполнен из плотного тяжелого бетона.

Применение колонн и свай-колонн рациональных сечений и форм создает определенный резерв экономии сборного железобетона в каркасах сельскохозяйственных зданий. Пустотелые же-

лезобетонные колонны и сваи-колонны имеют лучшие технико-экономические показатели, что можно проиллюстрировать данными по их использованию при строительстве коровника на 200 голов. Объем объекта — немногим более 5 тыс. м³, при его возведении приходится перемещать около 800 м³ грунта, из них почти 20% — вручную. При использовании же свай-колонн объем земляных работ может быть ограничен только планировочными работами. Сохранение естественной структуры грунта исключает необходимость дополнительного его уплотнения для подготовки прочного основания.

В существующих типовых проектах одноэтажных производственных сельскохозяйственных зданий предусмотрено сооружение фундаментов из бута, бутобетона или из сборных железобетонных блоков, что требует больших затрат труда и значительного расхода материалов (стоимость фундаментных работ составляет в среднем 10% стоимости строительства всего здания, а трудоемкость — 15%). При неблагоприятных гидрогеологических условиях, высоком уровне грунтовых вод, производстве работ в зимнее время стоимость и трудоемкость почти удваивается. Применение в таких условиях строительства свай-колонн является эффективным средством снижения затрат, а также сокращения сроков строительства.

Отличительной особенностью облегченных железобетонных элементов сельскохозяйственных зданий является не только их меньшая материалоемкость, но также улучшенная технологичность, доступность к повышению уровня механизации производства и, следовательно, меньшая трудоемкость изготовления. Так, например, пустотелые сваи-колонны, наряду с меньшей их массой, по своей технологичности и условиям организации производства совершеннее аналогичных элементов полного сечения. Производство пустотелых колонн и свай-колонн свободно размещается на действующих предприятиях сборного железобетона, выпускающих многопустотные настилы. Такое решение позволяет без особых капитальных вложений освоить выпуск облегченных конструкций, не останавливая производство на переоснащение новым оборудованием, поскольку оно легко «вписывается» в ритм действующих технологических линий.

В Брестском инженерно-строительном институте разработана установка передвижного типа для формирования как одиночных, так и группы элементов. Простота конструкции устройства и технологии формирования в ней пустотелых колонн и свай-колонн позволяет организовать их производство в любом строительном подразделении.

Резервы снижения трудоемкости изготовления железобетонных конструкций имеются также и в самой организации технологического процесса на предприятиях ЖБИ сельского строительства (предприятиях, в большинстве своем, малой мощности — ПММ), отличительной особенностью которых в настоящее время продолжает оставаться: а) многономенклатурность продукции и мелкосерийность производства; б) режим универсальности и автономности

предприятия; в) частая смена продукции и неравномерность спроса на нее в течение года и ряда лет.

Как следствие, себестоимость продукции на таких предприятиях в 1,5 и более раз выше, чем на крупном заводе.

Попытки осуществить специализацию и кооперирование маломощных предприятий ЖБИ не дают реальных выгод, поскольку большая разобщенность сельских строек и ряд иных особенностей вызывают высокие транспортные издержки и другие дополнительные расходы, поглощающие экономический эффект специализации. Поэтому пока еще оправдано использование маломощных предприятий ЖБИ, а совершенствование производства на них возможно путем механизации технологического процесса и улучшения организации труда.

Одним из факторов, сдерживающих повышение уровня механизации на предприятиях малой мощности, является распространенная на этих заводах так называемая агрегатная схема производства. Хотя при многономенклатурности и многосерийности продукции агрегатная схема является показателем гибкости технологии, однако по существующей на таких предприятиях организации технологического процесса она тормозит повышение уровня механизации. Наиболее реальным средством улучшения показателей производства на ПММ, в первую очередь снижения трудоемкости производства продукции, является разработка единой системы механизации, основанной на применении нормализованных форм (поддонов) с переналаживаемой бортоснасткой. Такая система нормализованных форм и форм-поддонов стабилизирует схему и организацию технологического процесса. Применение нормализованных форм равнозначно сокращению номенклатуры продукции, поскольку в технологическом потоке сокращается количество видов форм. Универсальная переналаживаемая форма, имея постоянные внешние габариты и типовую оснастку, становится более доступной для механизации технологической подготовки процесса формования изделий простыми средствами. Нормализованные формы обеспечивают возможность создать поточное производство, в котором на каждом технологическом этапе могут участвовать средства механизации. Такая организация технологического процесса на ПММ приближает его к высокомеханизированному производству на крупных заводах, а их технико-экономические показатели поднимаются до уровня специализированного предприятия.

Использование потенциальных возможностей, которые заложены в железобетоне, и средств механизации позволяет существенно повысить его конкурентоспособность в сравнении с металлическими и деревянными конструкциями.

Р. Н. ЯГОЛКОВСКИЙ, Р. Б. ОРЛОВИЧ,
Л. Г. ГОЛОВКО, В. В. ЖУК, А. В. МУХИН,
Ю. В. САПУНОВ, Ю. М. СЕРГЕЕВ

ЭФФЕКТИВНЫЕ СТАЛЬНЫЕ ФЕРМЫ ДЛЯ ПОКРЫТИЙ ЗДАНИЙ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОГО НАЗНАЧЕНИЯ

Коллективом кафедры металлических конструкций Брестского инженерно-строительного института совместно с отделом производственных сельскохозяйственных комплексов зданий и сооружений БелНИИгипросельстроя проведены изыскания и внедрены стальные фермы для покрытий зданий строящегося Гомельского промышленного комплекса по откорму 108 тысяч свиней в год.

Несущими конструкциями покрытия указанных корпусов этого комплекса являются стальные бесфасоночные фермы с неразрезным верхним поясом коробчатого сечения, разработанные Укрпроектстальконструкцией (рис. 1.1 и 1.2); шаг ферм 6,0 м, пролет 18,0 м; по фермам укладываются сборные железобетонные плиты размерами 3,0×6,0 м. Масса одной фермы 1340 кг, что составляет 12,5 кг стали на 1 м² производственной площади здания.

Строительство Гомельского промышленного комплекса осуществляется по типовому проекту № 819-169, в состав которого входят два корпуса откорма (т. п. № 802-227) и два корпуса репродукции (т. п. № 802-225). Для кровельного покрытия корпуса репродукции БелНИИгипросельстроем была разработана стальная стропильная ферма, по геометрической схеме соответствующая ферме Укрпроектстальконструкции (рис. 1.1), но с сечениями элементов, указанными на рис. 1.3. Сохранив основные габариты типовой стальной фермы, предусмотренной в типовом проекте № 802-225, были приняты сечения элементов из одиночных профилей.

Силовая ось стропильной фермы проходит через центры тяжести профилей решетки и поясов. Масса стали на ферму была уменьшена более чем на 160 кг и составила 1180 кг. Таким образом, был сокращен расход стали более чем на 15% по сравнению с вариантом типового проекта.

С целью проверки действительной работы стальных ферм из одиночных профилей кафедрой металлических конструкций совместно с отделом производственных сельскохозяйственных комплексов было проведено испытание в условиях строительной площадки блока покрытия из трех стальных ферм с соответствующей расстановкой связей. Напряженно-деформированное состояние в сечениях элементов при нагружении исследовалось проволоочными тензорезисторами с базой 20 мм с регистрацией изменения сопротивления автоматическим измерителем деформаций АИД-4М. Измерение прогибов от приложенных нагрузок выполнялось прогибомерами системы 6ПАО с ценой деления 0,01 мм.

Одновременно разрабатывались стальные стропильные фермы из одиночных уголков в соответствии с [1] с сохранением геометрической схемы фермы типового проекта (рис. 1.1). Сечения элементов решетки, поясов были приняты в виде одиночных уголков (рис. 1.4). Масса стали фермы 1038 кг, что на 300 кг меньше по сравнению с типовой фермой.

Серия таких ферм была изготовлена на Минском заводе металлических конструкций. Каждая из стальных ферм изготавливалась в виде двух отправочных элементов.

Для установления действительной несущей способности и жесткости такой фермы были проведены исследования в цехе испытаний строительных конструкций Брестского инженерно-строительного института. Испытуемая стальная стропильная ферма из одиночных уголков была собрана в цехе из двух отправочных элементов и установлена на силовом полу в вертикальном положении, но в «перевернутом» виде. Нагружение осуществлялось гидравлическими домкратами, установленными в узлах фермы. Чтобы предотвратить потерю фермой общей устойчивости в процессе испытаний была применена система страховочных устройств.

Программой испытаний предусматривалось исследовать ферму в условиях «центрально» приложенных узловых нагрузок (испытание № 1) и внецентренно приложенных нагрузок со смещением нагрузки из силовой плоскости (испытания № 2 и № 3). При испытании № 2 осуществлялось смещение нагрузки из силовой плоскости с эксцентриситетом на сторону обуха верхнего пояса на 35 мм, для чего перемещались все гидравлические домкраты, имитирующие узловую нагрузку, соответственно на 35 мм. Испытание № 3 предполагалось проводить в условиях создания эксцентриситета равного 35 мм из силовой плоскости в сторону пера, для чего соответственно смещались гидравлические домкраты из силовой плоскости фермы на 35 мм в сторону пера уголка верхнего пояса.

Испытания № 2 и № 3 было признано целесообразным провести в связи с тем, что согласно [3] допускается смещение в плане плит покрытий относительно их проектного положения на узлах ферм, а учитываемая асимметрию стальных ферм из одиночных уголков и вероятную их высокую чувствительность к смещениям узловых нагрузок из силовой плоскости, необходимость исследования влияния этих эксцентриситетов на характер работы фермы была очевидной. Прогибы фермы в узлах и отклонения узлов из плоскости фермы замерялись прогибомерами системы 6ПАО с ценой деления 0,01 мм, деформации в сечениях элементов замерялись проволочными тензорезисторами с базой 20 мм с регистрацией изменения сопротивлений АИД-4М.

При испытании № 1 нагрузка прикладывалась ступенчато. Третья ступень соответствовала нормативной величине нагрузки, пятая — величине расчетной нагрузки; всего же нагрузка прикладывалась семью ступенями. Седьмая ступень соответствовала перегрузке на 20% по отношению к расчетной и на 40% по отношению к нормативной. Было установлено, что изменения деформа-

ций, а следовательно и изменения напряжений в сечениях элементов фермы, имели упругий характер во всем диапазоне прикладываемых нагрузок. Максимальный относительный прогиб от нормативной узловой нагрузки составил $1/301$ пролета, что значительно ниже требований [2]. Исследование напряженно-деформированного состояния в сечениях элементов показало, что в стойках имеют место изгибные напряжения. В целом в результате испытаний № 1 была установлена достаточная жесткость и несущая способность ферм.

В процессе испытания № 2 ступени загрузки были приняты такие же, как и при испытании № 1. Напряженно-деформированное состояние в сечениях элементов, а также изменения прогибов от приложенных нагрузок не имели существенного отличия от результатов, полученных при испытании № 1. Таким образом, приложение нагрузок с эксцентриситетом в сторону обушка не оказывает существенного влияния на напряженно-деформированное состояние в сечениях элементов и прогиба ферм.

Во время испытаний № 3 при нагрузке, несколько превышающей нормативную, однако меньше расчетной, испытание пришлось прекратить в связи с тем, что нижний пояс (при испытании он был расположен сверху, так как испытания фермы проводились в «перевернутом» виде) стал резко отклоняться из плоскости фермы. Поэтому отсчеты по приборам были зафиксированы лишь при величине нормативной нагрузки. При нормативной величине нагрузки напряженно-деформируемое состояние в сечениях элементов не имело существенного различия при аналогичных нагрузках с результатами, полученными при испытаниях № 1 и № 2. В результате испытания № 3 при наличии эксцентриситетов из плоскости фермы в сторону пера установлено существенное снижение жесткости фермы при нагрузке, незначительно превышающей нормативную величину.

Таким образом, установлена высокая чувствительность стальной фермы из одиночных уголков при нагружении ее с эксцентриситетом из силовой плоскости в сторону пера.

Это обстоятельство необходимо учитывать при проектировании и соответственно ужесточать требования к монтажу элементов покрытий по сравнению с требованиями действующих нормативных документов [3].

В целом следует отметить высокую эффективность использования упомянутых стальных ферм из одиночных прокатных профилей и в особенности из одиночных уголков по сравнению с фермами, которые применены в типовом проекте. Масса стали на 1 м^2 производственной площади с применением ферм из одиночных уголков составила 9,6 кг.

Общий экономический эффект от внедрения описанных стальных ферм на Гомельском промышленном комплексе составляет 110 000 руб., экономия массы стали равна 300 т по сравнению с типовыми фермами. Дальнейшее уменьшение массы стали ферм из одиночных уголков возможно за счет совершенствования конст-

рукции узлов и применения бесфасоночного соединения, а также заменой тяжелых железобетонных плит легкими кровельными с асбестоцементными листами, клефанерных плит и др. [4]. Именно поэтому целесообразно применение стальных ферм для легких кровель.

ЛИТЕРАТУРА

1. Руководство по проектированию сварных ферм из одиночных уголков. М., Стройиздат, 1977. Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР.
2. СНиП П-В. 3-72. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М., Стройиздат, 1974.
3. СНиП III-16-73. Правила производства и приемки работ. Бетонные и железобетонные конструкции сборные. М., Стройиздат, 1975.
4. Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов. ТП 101-76. М., Стройиздат, 1977.

УДК 631.2:624.011.7

А. М. ТРУСЬ, В. Л. МАТИНОВСКИЙ

ПНЕВМАТИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ В СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

В сельском строительстве в связи со спецификой и сезонностью сельскохозяйственного производства часто необходимо иметь мобильные транспортабельные здания и сооружения для обеспечения временной переработки продукции, ее хранения, проведения ремонтных и профилактических работ в полевых условиях. Для этой цели наиболее подходящими являются пневматические строительные конструкции. Они имеют ряд преимуществ перед традиционными конструкциями из металлов, дерева, железобетона.

Пневматические строительные конструкции уникально легки и предельно компактны в сложенном виде, их легко перевозить любым видом транспорта, возводить в кратчайшие сроки, измеряемые часами, без вспомогательных тяжелых приспособлений. С помощью этих конструкций можно перекрывать помещения больших объемов и площадей, что позволяет устанавливать и хранить оборудование и крупногабаритную технику. При их применении сравнительно невелик объем строительного-монтажных работ (8—20% от общей стоимости), они обладают высокой сейсмостойкостью и более высокой безопасностью в случае аварии, их можно перемещать с одного места в другое.

В последнее время пневматические конструкции широко применяются во многих странах. Впервые они были применены в США (инж. У. Бэрд).

В Советском Союзе работы по внедрению пневматических строительных конструкций начаты в 1959 г. Работы по исследованию прорезиненных тканей для пневматических конструкций, методов их расчета ведутся в ЦНИИСКе им. В. А. Кучеренко, ЦНИИПсельстрое, НИИ резиновой промышленности, ВНИИ пле-

нок и искусственной кожи, МИСИ им. В. В. Куйбышева, Московском архитектурном институте и других научных учреждениях.

Пневматические строительные конструкции — мягкие оболочки, во внутренний замкнутый объем которых воздухом нагнетательными установками (вентиляторами, компрессорами, воздуходувками) подается воздух, в результате чего достигается их устойчивость и противодействие внешним нагрузкам (несущая способность). Оболочки изготавливаются из воздухонепроницаемых синтетических тканей с резиновым или поливинилхлоридным покрытием и армированных капроновыми сетками синтетических пленок.

Различают два основных типа пневматических строительных конструкций:

1. Воздухоопорные своды и куполы с избыточным давлением $0,1—1,0$ кН/м² в эксплуатируемом объеме.

2. Воздухонесомые (пнеumoкаркасные) конструкции в виде аэробалок, пневматических арок, панелей, двухслойных арочных сводов с избыточным давлением $30—700$ кН/м², при этом сильно сжатый воздух наполняет только несущие элементы.

Воздухоопорные оболочки обладают наименьшей массой и стоимостью на единицу перекрываемой поверхности, просты в изготовлении, компактны по сравнению с воздухонесомыми и другими типами пневматических конструкций. Воздухоопорные оболочки могут перекрывать пролеты длиной $50—100$ м, а при усилении трусами — и несколько сотен метров.

Это позволяет использовать их в качестве складских помещений: зерноскладов, картофелехранилищ, складов для химических удобрений, складов готовой сельскохозяйственной продукции на перерабатывающих заводах, складов строительных материалов, ремонтных баз и т. д. Их также экономически выгодно использовать для сезонных сельскохозяйственных выставок, передвижных зданий общественного назначения. Наиболее важным в воздухоопорных оболочках является крепление оболочки к основанию и поддержание постоянного избыточного давления. Для сохранения его в помещении воздухоопорной конструкции предусмотрены специальные приспособления — шлюзы или вращающиеся двери.

Однако в практике ведения работ часто необходимо иметь временные сооружения со сравнительно небольшими пролетами, которые легко монтируются и демонтируются в полевых условиях, могут служить для укрытия людей от непогоды, для выполнения ремонтно-технических работ в условиях атмосферных осадков. Для этих целей целесообразно иметь конструкции, работающие не за счет перепада давления, а за счет эластичного каркаса, что исключает необходимость иметь постоянные воздухомнагнетательные устройства. Этим требованиям удовлетворяют воздухонесомые конструкции, пролет которых не превышает $9—12$ м. Они состоят из несущих пневматических элементов: балок, стоек, а чаще всего — арок. Пневматические элементы представляют собой прямолинейные или криволинейные замкнутые баллоны кругового сечения с $d = 20—60$ см и состоят из силовой оболочки, которая сделана

из высокопрочной ткани, и внутренней резиновой камеры. Внутри камеры поддерживается постоянное избыточное давление воздуха, устанавливаемое расчетом. Торцы силовой оболочки заканчиваются металлическими или пластмассовыми башмаками, через которые пневматические элементы опираются на нижележащие конструкции.

В настоящее время существует ряд решений несущих пневматических конструкций, к которым предъявляются жесткие требования в отношении воздухопроницаемости. В частности, в пневматической арке силовая оболочка представляет собой бесшовный плетеный под оптимальным углом рукав тороидальной формы, который герметизируется с помощью внутренней и наружной камер путем вулканизации.

Для обеспечения большей местной и общей жесткости сооружения, рационального использования материала устанавливаются внутренние диафрагмы. Чтобы предотвратить выход из строя одного из пневматических элементов покрытия в случае прокола внутренней камеры, иногда их устраивают с поперечными диафрагмами, которые разбивают пневматические элементы на отдельные, не сообщающиеся отсеки.

Расчет пневматических строительных конструкций производят по двум предельным состояниям:

- 1) по несущей способности (прочности и устойчивости);
- 2) по деформациям (складкообразованию и прогибам).

При определении усилий от нагрузок следует учитывать, что гибкие ткани и пленки воспринимают только растягивающие усилия. На начальную прочность и деформативность армирующего текстиля оказывает сильное влияние процесс нанесения резинового или пластмассового покрытия, поэтому при проектировании пневматических оболочек необходимо исходить из прочностных и деформационных характеристик готового прорезиненного материала. Расчетное сопротивление (R_p) прорезиненных тканей определяется по формуле [3]

$$R_p = k_{од}k_{дл}k_{дв}R_{кр},$$

где $R_{кр}$ — предел прочности прорезиненной ткани при одноосном кратковременном нагружении, кг/м;

$k_{од}$ — коэффициент однородности для основы—0,8, для утка — 0,7;

$k_{дл}$ — коэффициент длительного сопротивления для капроновых тканей—0,3, для лавсановых тканей—0,4—0,45;

$k_{дв}$ — коэффициент, зависящий от геометрической структуры ткани (относительной плотности) и колеблющийся от 1 (для редких решетчатых тканей) до 0,6 (для тканей с высокой относительной плотностью).

При расчете на прочность необходимо, чтобы максимальные растягивающие напряжения не превышали расчетных сопротивлений ткани по основе (вдоль рулона) R_0 или по утку (поперек рулона) R_y . Пневматические элементы воздушнонесомых конструкций рассчитываются с учетом напряжений в оболочках в результате

прогибов от нагрузок и изменения размеров их сечений (радиуса r) в результате деформаций оболочек от действия внутреннего давления. Внешние усилия (изгибающие моменты, продольные и поперечные силы) при расчете воздуонесомых конструкций определяются по общим правилам строительной механики. В местах действия наибольших усилий производится проверка поперечных сечений по прочности, устойчивости и складкообразованию (деформациям) [2].

Сжато-изгибаемые элементы — пневматические стойки, пневматические арки с радиусом r рассчитываются:

а) по прочности сечений, параллельных образующей, на действие внутреннего давления по формуле

$$\sigma = P_d r \leq R_0; R_y;$$

б) по прочности сечений, перпендикулярных образующей, по формуле

$$\sigma = \frac{P_d \pi r}{\alpha} \leq R_0; R_y;$$

в) по устойчивости на действие наибольших изгибающих моментов и продольных сжимающих сил от расчетных нагрузок по формуле

$$M + \frac{N \cdot \pi \cdot r}{4} \leq \frac{P_d \pi^2 r^3}{4};$$

г) по складкообразованию по формуле

$$M + \frac{N r}{2} \leq \frac{P_d \pi r^2}{2}.$$

При этом необходимо помнить, что изгибающие моменты определяются с учетом дополнительных моментов от продольных сил, возникающих в результате прогиба элемента.

В настоящее время накоплен богатый опыт по расчету и конструированию пневматических конструкций. Возрастает объем выпуска синтетических волокон, разрабатываются и внедряются новые типы тканей с более высокими прочностными характеристиками, более экономичные и долговечные, что дает возможность широко применять пневматические строительные конструкции в сельском хозяйстве.

УДК 624.072.075.04

А. С. ХАМУТОВСКИЙ, И. С. СЫРОКВАШКО

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОПТИМАЛЬНЫХ СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ С УЧЕТОМ УСЛОВИЙ УСТОЙЧИВОСТИ

В связи с интенсивным развитием сельского хозяйства значительно возрастает и объем сельскохозяйственного строительства. Важнейшей задачей при этом является максимальное

снижение материалоемкости конструкций. Применение методов оптимального проектирования позволяет получить наиболее выгодные решения проектов строительных конструкций.

Рассмотрим упругую дискретную конструкцию, для которой геометрия системы, форма поперечных сечений ($I_n = k_n F_n^m$), механические свойства материала, величины осевых внешних сил, приложенных в местах изменения сечений,— величины известные.

Отыскивается такое распределение материала, при котором объем конструкции минимален и выполняются условия устойчивости, прочности, а также конструктивные требования. Для решения этой задачи используются необходимые условия оптимальности дискретного принципа максимума [1, 4], для которого уравнения преобразования должны быть записаны в виде

$$X_i^n = T_i^n(X^{n-1}; \theta_j^n), \quad \begin{matrix} i = 1, 2, \dots, s; \\ j = 1, 2, \dots, t, \end{matrix}$$

где X_i^n — вектор переменных состояния на n -м этапе (фазовые координаты);

θ_j — вектор управляющих переменных.

Такому условию отвечают уравнения упругой линии сжато-изогнутого стержня [3], у которых за фазовые координаты приняты прогибы X_1^n , углы поворота X_2^n , изгибающие моменты X_3^n , недеформационная поперечная сила X_4^n , а за управляющие переменные — критические параметры v_n и погонные жесткости i_n . Для сжатого стержня эти уравнения после некоторых преобразований примут вид:

$$\left. \begin{aligned} X_1^n &= T_1^n(X^{n-1}; v_n) = X_1^{n-1} + X_2^{n-1} \frac{l_n}{v_n} \sin v_n - \\ &- X_3^{n-1} \frac{l_n}{f_n} (1 - \cos v_n) - X_4^{n-1} \frac{l_n^2}{f_n v_n} (v_n - \sin v_n); \\ X_2^n &= T_2^n(X^{n-1}; v_n) = X_2^{n-1} \cos v_n - X_3^{n-1} \frac{v_n}{f_n} \sin v_n - \\ &- X_4^{n-1} \frac{l_n}{f_n} (1 - \cos v_n); \\ X_3^n &= T_3^n(X^{n-1}; v_n) = X_2^{n-1} \frac{f_n}{v_n} \sin v_n + X_3^{n-1} \cos v_n + \\ &+ X_4^{n-1} \frac{l_n}{v_n} \sin v_n; \\ X_4^n &= T_4^n(X^{n-1}; v_n). \end{aligned} \right\} (1)$$

Если же в стержне продольная сила равна нулю, то

$$\left. \begin{aligned} X_1^n &= T_1^n(X^{n-1}; i_n) = X_1^{n-1} + X_2^{n-1} l_n - X_3^{n-1} \frac{l_n}{2i_n} - X_4^{n-1} \frac{l_n^2}{6i_n}; \\ X_2^n &= T_2^n(X^{n-1}; i_n) = X_2^{n-1} - X_3^{n-1} \frac{1}{i_n} - X_4^{n-1} \frac{l_n}{2i_n}; \\ X_3^n &= T_3^n(X^{n-1}; i_n) = X_3^{n-1} + X_4^{n-1} l_n; \\ X_4^n &= T_4^n(X^{n-1}; i_n). \end{aligned} \right\} (2)$$

Здесь $\nu_n = (l_n f_n / EI_n)^{1/2}$ — критический параметр; $f_n = l_n N_n$, $i_n = EI_n / l_n$ — погонная жесткость, N_n — продольная сжимающая сила в n -м элементе.

Для некоторых конструкций в зависимости от промежуточных условий уравнения преобразования (1) и (2) можно упростить. Например, для неразрезных балок, если жесткость в пределах каждого пролета постоянная, из условия равенства нулю прогибов на опорах ($X_1^1 = X_1^2 = \dots = X_1^n = 0$) можно из уравнений преобразования исключить поперечную силу, оставив за фазовые координаты изгибающие моменты и углы поворота [5].

Для приведения целевой функции $V = \sum l_n F_n$ к стандартному виду дискретного принципа максимума [6] вводится еще одна фазовая координата X_5^n — суммарный объем n участков

$$X_5^n = X_5^{n-1} + \frac{B_n}{\nu_n^{2/m_n}} \text{ — для сжатых стержней;}$$

$$X_5^n = X_5^{n-1} + a_n i_n^{1/m_n} \text{ — для стержней, у которых } N_n = 0, \text{ где } b_n = l_n (l_n f_n / k_n E)^{2/m_n}; a_n = l_n (l_n / k_n E)^{1/m_n}.$$

Чтобы найти оптимальное управление, необходимо составить функции Гамильтона H_n и ввести сопряженный вектор Z^n [1, 4].

Любую стержневую систему, учитывая характер соединения элементов в узле, можно описать с помощью четырех основных способов (условно — ступеней) (рис. 1). Для каждой ступени запись уравнений преобразования, гамильтониан H_n , способ нахождения сопряженного вектора Z^n имеют свои особенности. Например, для связывающей ступени

$$X_i^n = T_i^n(X^{n-1}; \theta_n); H_n = \sum_{i=1}^s Z_i^n T_i^n(X^{n-1}; \theta_n); Z_i^{n-1} = \partial H_n / \partial X_i^{n-1}; \quad (3)$$

для разделительной

$$\left. \begin{aligned} X_i^{n'} &= T_i^{n'}(X^{n-1}; \theta_n); X_i^{n''} = T_i^{n''}(X^{n-1}; \theta_n); \\ H_n &= \sum_{i=1}^{s'} Z_i^{n'} T_i^{n'}(X^{n-1}; \theta_n) + \sum_{i=1}^{s''} Z_i^{n''} T_i^{n''}(X^{n-1}; \theta_n); \\ Z_i^{n-1} &= \partial H_n / \partial X_i^{n-1}; \end{aligned} \right\} (4)$$

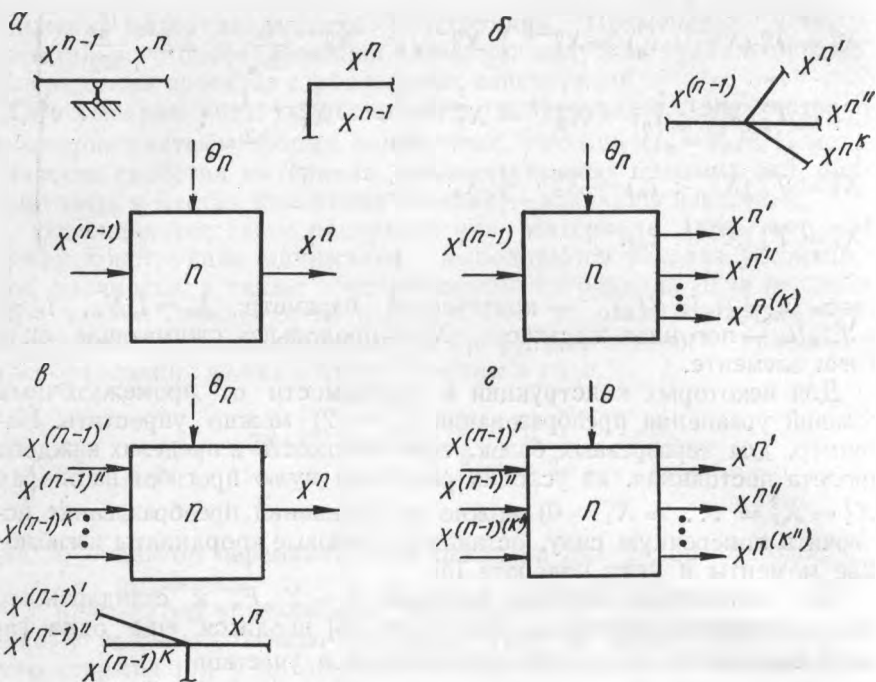


Рис. 1. Четыре основных типа ступеней:

а—связующая, б—разделительная, в—смесительная, г—сложная.

для смесительной

$$\left. \begin{aligned} X_i^n &= T_i^n (X^{(n-1)'}; X^{(n-1)''}; \theta_n); & H_n &= \sum_{i=1}^s Z_i^n T_i^n (X^{(n-1)'}; \\ & & & X^{(n-1)''}; \theta_n); \\ Z_i^{(n-1)'} &= \partial H_n / \partial X_i^{(n-1)'}; & Z_i^{(n-1)''} &= \partial H_n / \partial X_i^{(n-1)''}; \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

для сложной

$$\left. \begin{aligned} X_i^{n'} &= T_i^{n'} (X^{(n-1)'}; X^{(n-1)''}; \theta_n); & X_i^{n''} &= T_i^{n''} (X^{(n-1)'}; \\ & & & X^{(n-1)''}; \theta_n); \\ H_n &= \sum_{i=1}^{s'} Z_i^{n'} T_i^{n'} (X^{(n-1)'}; X^{(n-1)''}; \theta_n) + \\ & + \sum_{i=1}^{s''} Z_i^{n''} T_i^{n''} (X^{(n-1)'}; X^{(n-1)''}; \theta_n); \\ Z_i^{(n-1)'} &= \partial H_n / \partial X_i^{(n-1)'}; & Z_i^{(n-1)''} &= \partial H_n / \partial X_i^{(n-1)''}. \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

Для всех случаев оптимальные управления находятся из условий

$$\partial H_n / \partial \theta_n = 0. \quad (7)$$

Учитывая конкретные граничные условия для фазовых координат, сопряженного вектора и исключая их из уравнений (1) — (2), (3) — (6), (7), приходим к системе нелинейных трансцендентных уравнений, которая при наличии сжимающей продольной силы в последнем s -м элементе имеет вид:

$$\left. \begin{aligned} A &= 0; \\ \frac{\partial A / \partial v_n}{\partial A / \partial v_s} &= \frac{m_s b_n v_s^{2/m_s+1}}{m_n b_s v_n^{2/m_n+1}}; \\ \frac{\partial A / \partial i_k}{\partial A / \partial v_s} &= - \frac{m_s a_k}{2 b_s m_k} i_k^{1/m_k-1} v_s^{2/m_s+1} \end{aligned} \right\}. \quad (8)$$

Если же в последнем элементе $N_s = 0$, то

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial A / \partial v_n}{\partial A / \partial i_s} &= - \frac{2 m_s b_n}{m_n a_s} \cdot \frac{1}{i_s^{1/m_s-1} v_n^{2/m_n+1}} \\ \frac{\partial A / \partial i_k}{\partial A / \partial i_s} &= \frac{m_s a_k}{m_k a_s} \frac{i_k^{1/m_k-1}}{i_s^{1/m_s-1}} \end{aligned} \right\}. \quad (9)$$

Здесь $A = f(v; i)$ — уравнение устойчивости. Найденные из уравнений (8) или (9) оптимальные критические параметры и погонные жесткости должны удовлетворять конструктивным требованиям и условию прочности

$$v_n \leq (i_n^{m_n+1} \cdot \sigma_0^{m_n} / k_n E f_n^{m_n-1})^{1/2}.$$

Рассмотрим систему, показанную на рис. 2, а. Для нее уравнения преобразования на первом этапе записываются по (1). Однако в конце этого участка прогиб известен:

$$X_1^1 = X_0^1 / (r_{11} + T/h).$$

Поэтому, используя первое уравнение системы (1), можно найти поперечную силу и подставить ее в оставшиеся уравнения. В этом случае фазовыми координатами будут изгибающие моменты, углы поворота и объем системы. На втором участке уравнения преобразования принимают вид:

$$X_2^2 = X_2^1; \quad X_3^2 = - \frac{1}{2} X_3^1 = - 3i_2 X_2^1; \quad X_5^2 = X_5^1 + a_2 i_2^{1/m_2}.$$

Здесь T — следящая сила, $f_1 = h(P + T)$; $i_2 = 2EI_2/d$. Для каждого участка как для соединительной ступени составляется гамильтониан H_n и отыскивается по (3) сопряженный вектор Z^n . Оптимальные управления находим по (7). Теперь, учитывая (1), (3), (7) и граничные условия

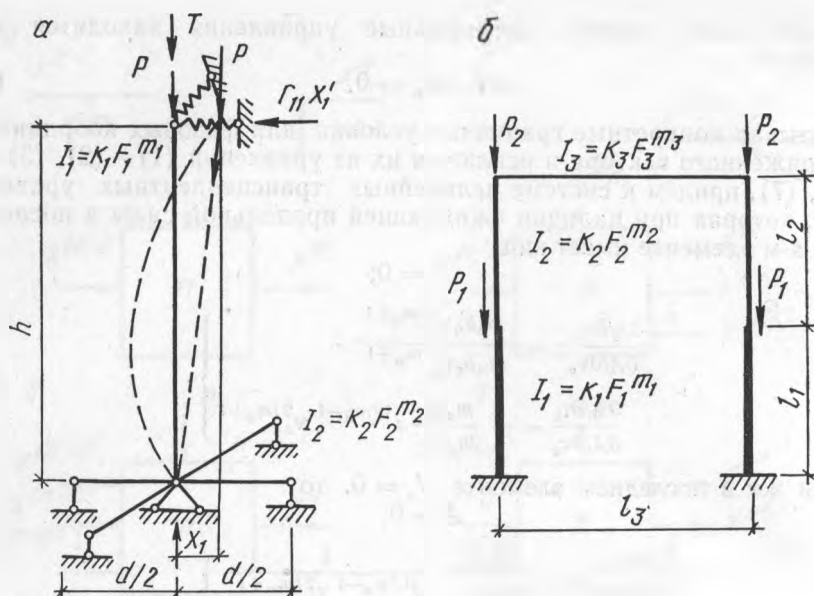


Рис. 2. Схемы конструкций.

$X_3^0 = X_5^0 = 0$; $X_3^2 = -3i_2 X_2^1$; $Z_2^2 = 0$; $Z_5^2 = -1$; $Z_2^0(v; i) = 0$,
получим уравнения (9), где

$$A = \frac{f_1 v_1}{r_{11} h + T} - h(v_1 - \operatorname{tg} v_1) - \frac{f_1}{6i_2} \operatorname{tg} v_1 \left(\frac{f_1}{r_{11} h + T} - h \right) = 0.$$

Определив из последнего выражения i_2 и подставив это значение во второе уравнение системы (9), получим

$$v_1^{2/m_1+1} = \left[\frac{h(P - r_{11} h) \operatorname{tg} v_1}{f_1 v_1 - h(r_{11} h + T)(v_1 - \operatorname{tg} v_1)} \right]^{\frac{m_2+1}{m_1}} \cdot \frac{(v_1 \operatorname{tg} v_1 - \sin^2 v_1)}{\operatorname{tg} v_1 \sin^2 v_1} = \\ = \frac{m_2 h}{m_1 d} \left(\frac{f_1 h}{k_1 E} \right)^{\frac{1}{m_1}} \cdot \left(\frac{12 k_2 E}{f_1 d} \right)^{\frac{1}{m_2}}.$$

Отсюда находится оптимальный критический параметр v_1 . Если считать, что сечения элементов выполнены из тонкостенных труб постоянной толщины δ_1, δ_2 (в этом случае $m_1 = m_2 = 3$) и, кроме того, $T = 0$, $r_{11} = \infty$, $\frac{k_2}{k_1} = \left(\frac{\delta_1}{\delta_2} \right)^2$, то получим формулу, приведенную в [2].

Пример. Для рамы, показанной на рис. 2, б, при кососимметричной форме потери устойчивости и $m_1 = m_2 = 1$, $P = 500$ кН, $l_1 = l_2 = l_3/2 = 2$ м, $\sigma_0 = 2 \cdot 10^5$ кН/м², $E = 2 \cdot 10^8$ кН/м², $k_1 = k_2 = 0,0012 = \operatorname{const}$ найти минимальный объем.

В этом случае оптимальное управление находится из уравнений (9), но

$$A = 6i_3 \left(\frac{v_1}{f_1} \operatorname{tg} v_1 + \frac{v_2}{f_2} \operatorname{tg} v_2 \right) - \frac{f_2 v_1}{f_1 v_2} \operatorname{tg} v_1 \operatorname{tg} v_2 - 1 = 0.$$

Решая полученную систему трех нелинейных уравнений, находим: $F_1=0,006$; $F_2=0,00319$; $F_3=0,00338$ м², $V=0,05027$ м³. Отметим, что для этой же рамы, но постоянного сечения $V=0,05421$ м³.

Изложенная выше методика позволяет получить аналитические зависимости для определения оптимального управления, а следовательно, минимальной массы конструкций, с учетом ограничений по устойчивости, прочности, а также конструктивных требований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Болтянский В. Г. Оптимальное управление дискретными системами. М., «Наука», 1973.
2. Воеводин А. А. К расчету шпренгельной стойки на минимум веса.— «Строительная механика и расчет сооружений», 1972, № 5.
3. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический М., Госстройиздат, 1973.
4. Фан Лянь-цень, Вань Чу-сен. Дискретный принцип максимума. М., «Мир», 1967.
5. Хамутовский А. С. О расчете оптимальных многопролетных стержней. Тезисы докладов IX конференции молодых ученых и специалистов Прибалтики и Белоруссии по проблемам строительных материалов и конструкций. Минск, ИСИА Госстроя БССР, 1977.
6. Хамутовский А. С. Об оптимальном проектировании стоек ступенчато-переменного сечения. «Вопросы строительства и архитектуры», вып. VII. Мн., «Высэйшая школа», 1977.

УДК 624.014.072.2

Н. Н. МУРАШКО

РАСЧЕТ УЗЛОВ СТАЛЬНЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК В КОНСТРУКЦИЯХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОГО НАЗНАЧЕНИЯ

Применение легких металлических конструкций с элементами в виде замкнутых профилей для сельскохозяйственных производственных зданий и сооружений является прогрессивной областью строительства. В связи с этим особого внимания заслуживают конструкции, выполненные из тонкостенных электросварных или бесшовных труб. Узлы соединения таких конструкций решаются как в виде бесфасоночных сопряжений цилиндрических оболочек, так и посредством системы продольно-поперечных ребер [2].

Целесообразность применения круглых труб в объектах сельскохозяйственного строительства определяется, с одной стороны,

агрессивным характером среды и повышенными требованиями к санитарно-гигиеническому режиму основных помещений, а также технологическими соображениями, с другой — легкими нагрузками ($170—250 \text{ кгс/м}^2$), малым шагом несущих конструкций (3—6 м) и, как следствие, малыми усилиями в элементах при относительно большой их длине. Уменьшение нагрузок дает возможность создать новые конструктивные решения комбинированных систем из набора различных типов профилей с выгодным применением труб из обычной углеродистой стали, а также позволяет существенно упростить технологию изготовления и снизить затраты на транспортировку и монтаж.

В настоящее время сельскими строительными комбинатами Главлесоблстрой налажено производство треугольных ферм легкого типа пролетами 12, 18 и 21 м, предназначенных для животноводческих и птицеводческих зданий, возводимых в Московской области [1]. Комбинированная система (верхний пояс П-образного сечения, а остальные элементы из труб) запроектирована из обычной углеродистой стали под нагрузку 235 кгс/м^2 с применением в узлах цилиндрических вставок, подкрепленных диафрагмой. В климатических условиях Белоруссии такие комбинированные системы особенно эффективны, так как расчетная снеговая нагрузка (70 кгс/м^2) является основной. Тогда общая нагрузка на покрытие составляет 165 кгс/м^2 и трубчатые элементы подбираются по предельной гибкости [3].

Одной из областей рационального применения трубчатых профилей в сельскохозяйственном строительстве является также возведение теплиц. Несущие конструкции, выполненные из стальных труб, одновременно используются в качестве элементов водоснабжения и отопительной сети центрального водяного отопления. Элементами сети отопления и водоснабжения могут быть также трубчатые прогоны. Соединения трубчатых элементов в узлах выполняются с помощью ребер.

Конструктивные решения узлов трубчатых ферм покрытий в виде системы продольно-кольцевых ребер нашли широкое применение в металлических конструкциях сельскохозяйственных сооружений и листовых конструкциях цилиндрических технологических аппаратов: водонапорных башнях, дымовых трубах, осветительных вышках, галереях, эстакадах, узлах крепления подвесного транспортного оборудования, тонкостенных сосудах и емкостях для хранения нефтепродуктов, цилиндрических аппаратах молочнотоварных ферм, бункерах, силосах, трубопроводах и других сооружениях.

Следует отметить, что ограниченность опытных данных по исследованию узлов с ребрами, применяемых в указанном разнообразном классе трубчатых конструкций сельскохозяйственного металлостроительства, и отсутствие теоретического решения сопряжения системы ребер с тонкостенной трубой приводят к тому, что расчет узлов ведется без достаточного научного обоснования. Многочисленные типы узлов затрудняют также разработку универсаль-

ных методов расчета, основанных на результатах предельных испытаний. Этим объясняется появление прикладных методов расчета, не имеющих достаточных обоснований с позиций общей теории оболочек из-за отсутствия строгого решения контактной задачи.

В практике проектирования применяются приближенные способы расчета узлов, базирующиеся на решении упрощенных задач. Одним из таких способов является расчет поясной оболочки-трубы на срез стенки по контуру линии сопряжения. Проверка напряжений производится по формуле $P \sin \alpha / l h \leq R_{ср}$ (1), где P — расчетное усилие; l — длина линии сопряжения; α — угол наклона усилия к оси трубы.

Ориентировочный расчет узлов крестообразного типа, включающий в себя систему продольных и кольцевых ребер, рассматривается в работе Б. Н. Решетникова, выполненной в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко в 1976 г. Опытные кривые предельных испытаний узлов со столиками на действие радиальной силы, аппроксимированные уравнением параболы, позволяют определить несущую способность узла по формуле $P = 30(b/d)^4 + 7$ (2), где b — ширина столика. На базе экспериментальных исследований создан также ряд эмпирических методик. Так, например, метод Заммета (ГДР) служит для оценки несущей способности узлов со сплюснутыми концами решетки, а также различными примыканиями в виде ребер. Несущая способность узла определяется по формуле $P = P^{90} a / \sin \alpha$ (3), где P^{90} находится по графикам; a — коэффициент, учитывающий обработку концов и взаиморасположение примыкающих элементов.

На основе обобщения результатов экспериментальных исследований Б. С. Цетлиным и Б. Н. Решетниковым создана универсальная методика, которую можно применять для оценки несущей способности плоских бесфасоночных узлов. Применение предложенной методики к узлам с системой ребер (на вставках, в виде столиков, подвесок, оттяжек и др.), а также сплюснутых концов решетки для трубчатых конструкций вообще, как отмечают сами авторы, может служить лишь оценкой в первом приближении.

Таким образом, для проектирования рациональных и надежных трубчатых конструкций необходимо разработать методику расчета узлов с системой продольно-поперечных ребер на основе вскрытия особенностей их работы в строгой теоретической постановке. При этом возникает проблема аналитического исследования напряженно-деформированного состояния тонкостенной цилиндрической оболочки-трубы на локальные силовые воздействия через элементы включения. Определение напряжений и деформаций в оболочке-трубе представляет собой сложную проблему, так как приходится решать две задачи: выявить закономерности распределения внешней нагрузки в зоне контакта конструктивных элементов с оболочкой и определить напряженно-деформированное состояние в зависимости от этой нагрузки.

В качестве расчетной модели цилиндрической оболочки при

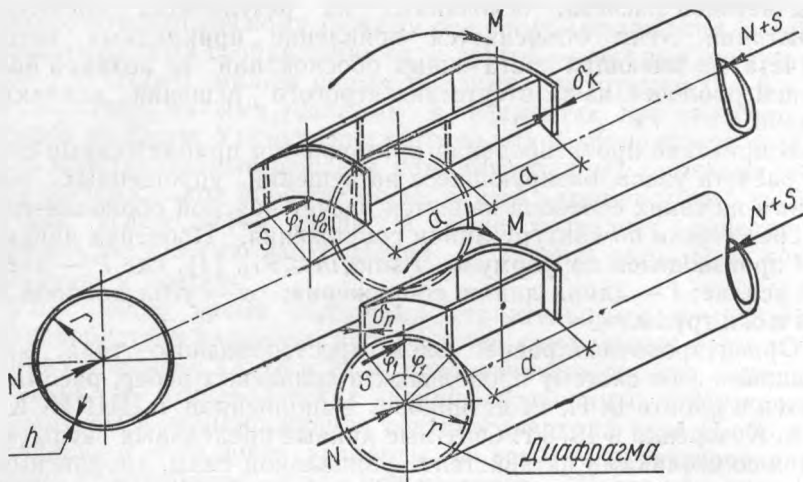


Рис. 1. Общий случай нагружения оболочки-трубы через систему продольно-кольцевых ребер.

определении напряженно-деформированного состояния узла рассматривается тонкостенная стальная труба, нагруженная внешним моментом M и продольной сдвигающей силой S , приложенных к системе продольных и кольцевых ребер (рис. 1). За исходные предпосылки решения принимаются упругое состояние оболочки и малые радиальные перемещения W , не превышающие половину толщины ее стенки h , когда справедливы линейная теория и принцип суперпозиции. При решении контактной задачи рассматривается относительно тонкая оболочка ($h/r < 0,1$) с использованием технической моментной теории упругих тонких цилиндрических оболочек В. З. Власова; оболочка предполагается длиной ($l/r > 8$); опирание по торцам — шарнирное. Жесткость ребер полагаем неограниченной в своей плоскости и пренебрежимо малой из плоскости, при этом можно пренебречь их толщиной и считать, что силовое поле полностью совпадает с плоскостью ребер.

Решение контактных задач для цилиндрической оболочки-трубы с позиций моментной технической теории было рассмотрено в статьях [4], [5], [6], [7]. Суть решения заключается в том, что контактная нагрузка представляется в виде линейной комбинации элементарных нагрузок, приложенных по линиям контакта ребер с оболочкой и принимающих нулевые значения за пределами кольцевых и продольных элементов включения. Под концами ребер линейно независимая система функций выполняет роль концентраторов контактной нагрузки. Нагрузка считается приложенной к продольному или кольцевому ребру цилиндрической оболочки, для чего производятся фиктивные разрезы вдоль ребер. Тогда разрешающая система уравнений свободной от поверхностной на-

грузки оболочки оказывается однородной и решение ищется в одинарных тригонометрических рядах. Константы интегрирования выбираются таким образом, чтобы удовлетворить условиям совместности деформаций оболочки в местах фиктивных разрезов. Функции контактной нагрузки разлагаются в ряд по фундаментальным функциям решения оболочки и из дифференциальной зависимости поперечной силы от прогиба устанавливается связь между коэффициентами ряда для функций контактной нагрузки и коэффициентами ряда, описывающего прогиб. Таким образом устанавливается однозначное соответствие между компонентами контактной нагрузки и соответствующими (радиальным и тангенциальным) перемещениями. Далее из условия совместности перемещений ребра и оболочки методом коллокаций определяются коэффициенты в линейной комбинации функций, формирующих контактную нагрузку.

Основной задачей при исследовании контактного нагружения оболочки через систему ребер является выяснение доли участия в работе каждого из них, что позволяет с использованием метода суперпозиции упростить решение контактной задачи, рассматривая поочередно работу узла только с продольными или только с кольцевыми ребрами. Расчеты узлов с комбинацией ребер методом коллокаций [5] позволили установить выражение коэффициента α , учитывающего долю участия продольных ребер в работе узла. Причем получены две области существования коэффициента α (I и II), который может принимать значения в интервалах от нуля до единицы:

$$\text{в области I при } \frac{G_{\text{п}}}{G_{\text{к}}} \geq 1 \quad \alpha_1 = \frac{G_{\text{п}}}{2G_{\text{к}}} - \frac{\varphi_1}{8\varphi_0} \left(\frac{G_{\text{п}}}{G_{\text{к}}} - 1 \right)^2; \quad 0 \leq \alpha_1 \leq 0,5, \quad (4)$$

$$\text{в области II при } \frac{G_{\text{п}}}{G_{\text{к}}} \leq 1 \quad \alpha_2 = \frac{G_{\text{п}}}{2G_{\text{к}}} - \frac{1}{4} \left(1 - \frac{G_{\text{п}}}{G_{\text{к}}} \right)^2; \quad 0,5 \leq \alpha_2 \leq 1. \quad (5)$$

Кривая аппроксимации коэффициента α показана на рис. 2 сплошной линией. Как видно из графика, жесткость узла с системой ребер в общем случае определяется по формуле $G = \frac{G_{\text{п}}}{\alpha}$ (6) или $G = \frac{G_{\text{к}}}{1 - \alpha}$ (7) соответственно во второй или первой областях. Определив коэффициент α , можно найти несущую способность узла как минимум по двум значениям $M = \min \left\{ \frac{M_{\text{п}}}{\alpha}; \frac{M_{\text{к}}}{1 - \alpha} \right\}$ (8), где $M_{\text{п}}$ и $M_{\text{к}}$ — несущая способность узла с продольными или кольцевыми ребрами. Опуская промежуточные преобразования, запишем обобщенные выражения для определения жесткости и несущей способности узлов произвольных оболочек с системой продольно-кольцевых ребер при действии узлового момента:

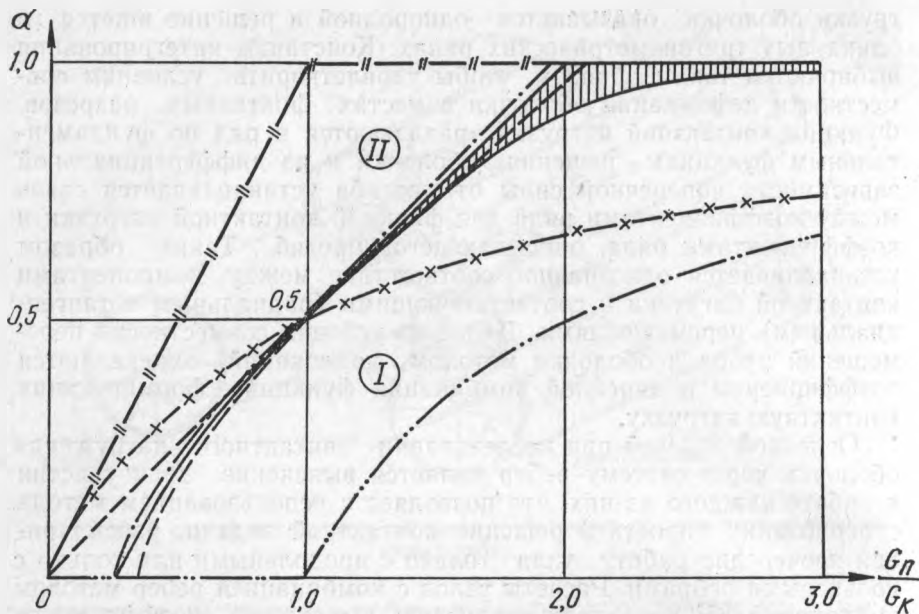


Рис. 2. Аппроксимация коэффициента распределения нагрузки в узле с системой ребер:

- — — — — кривая аппроксимации коэффициента α ;
- - - - - при $a/r = 3,3$; - · - · - · - при $a/r = 1,1$;
- // -// - жесткость узла $G = G_{II}$;
- · - · - · - жесткость узла $G = G_K$;
- x-x-x- жесткость узла $G = G_{II} + G_K$.

а) для узла с продольными ребрами

$$G_{II} = \left[\left(4540 + 600 \frac{a}{r} \omega^{1/2} \right) + \left(6950 - 136 \frac{a}{r} \omega^{1/2} \right) \omega^{1/2} \varphi_1 - \right. \\ \left. - \left(1930 - 246 \frac{a}{r} \omega^{1/2} \right) \omega \varphi_1^2 + \left(272 - 21,6 \frac{a}{r} \omega^{1/2} \right) \omega^{3/2} \varphi_1^3 \right] \times \\ \times \frac{ar^2 E}{\omega^{5/2}} \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{рад}}, \quad (9)$$

$$M_{II} = \left[\left(457 + 268 \frac{a}{r} \omega^{1/2} \right) - \left(209 - 150 \frac{a}{r} \omega^{1/2} \right) \omega^{1/2} \varphi_1 + \right. \\ \left. + \left(8 \cdot 10^{-3} - 2 \cdot 10^{-4} \frac{a}{r} \omega^{1/2} \right) \omega^4 \varphi_1^8 \right] \frac{ar^2 \sigma_T}{\omega^2 \kappa_{II}} \text{кН} \cdot \text{м}, \quad (10)$$

$$M_{2II} = \left[\left(739 + 138 \frac{a}{r} \omega^{1/2} \right) + \left(302 + 54 \frac{a}{r} \omega^{1/2} \right) \omega^{1/2} \varphi_1 + \right. \\ \left. + \left(2,9 \cdot 10^{-4} - 7 \cdot 10^{-5} \frac{a}{r} \omega^{1/2} \right) \omega^4 \varphi_1^8 \right] \frac{ar^2 \sigma_T}{\omega^2 \kappa_{II}} \text{кН} \cdot \text{м}, \quad (11)$$

б) для узла с кольцевыми ребрами:

$$G_R = \left[\left(2610 + 257 \frac{a}{r} \omega^{1/2} \right) + \left(3460 + 240 \frac{a}{r} \omega^{1/2} \right) \omega^{1/2} \varphi_0 + \right. \\ \left. + \left(346 - 40 \frac{a}{r} \omega^{1/2} \right) \omega \varphi_0^2 - \left(51 - 2 \frac{a}{r} \omega^{1/2} \right) \omega^{3/2} \varphi_0^3 \right] \times \\ \times \frac{ar^2 E}{\omega^{5/2}} \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{рад}}, \quad (12)$$

$$M_{1K} = (1397 + 571\omega^{1/2}\varphi_0 - 54,5\omega\varphi_0^2 + 38,4\omega^{3/2}\varphi_0^3) \frac{ar^2}{\omega^2} \frac{\sigma_T}{\kappa_K} \text{кН} \cdot \text{м}, \quad (13)$$

где $\kappa_{\Pi} = 1 - \left[1 - \left(\frac{2\varphi_1}{\pi} \right)^2 \right] \frac{(1-a)}{2\omega^{1/2}} \frac{\delta_{\Pi}}{h}$ (14) и $\kappa_K = 1 - \frac{\delta_K}{2\omega^{1/2}h}$ (15) —

поправочные коэффициенты на толщину ребер δ ; $\omega = \frac{r}{h}$ — гибкость

стенки оболочки; φ_0 и φ_1 — углы обхвата трубы соответственно кольцевыми и продольным ребрами; δ_{Π} и δ_K — толщина ребер с учетом толщины сварных швов соединения. Расчетная несущая способность

узла с системой ребер определяется по формуле $M_{\text{расч.}} = m_0 \left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_T} \right) \times$

$\times \frac{R}{\sigma_T} M$ (16), где $m_0 = 1,2 [1 + (1 - K_i) \frac{\sigma_i}{2\sigma_T}]$ (17), а коэффициенты

K_i принимаются в зависимости от типа узла по данным табл. 1.

Следует отметить, что для оболочек по одну сторону от узла (рис. 1) в расчете должны быть приняты половинные значения внешних изгибающих моментов, а значения жесткости узла оставлены без изменения.

Приведенные обобщенные выражения получены при расчете конкретной оболочки-трубы $\varnothing 219 \times 5$ мм и длиной $l=3,0$ м. Ма-

Таблица 1

Соотношение локальных мембранных и изгибных напряжений

Тип узла		Узел с кольцевым ребром	Узел с продольными ребрами			Узел с системой продольно-кольцевых ребер	
K_1	a/r	0,0	1,1	3,3	1,1	3,3	
	$\varphi_0; \varphi_1$						
K_2	0	0	0,092	0,304	0,092	0,304	
	$\pi/4$	0,108	0,078	0,282	0,185	0,170	
	$\pi/3$	0,121	0,097	0,286	0,210	0,190	
	$\pi/2$	0,347	0,525	0,323	0,445	0,392	
K_3	0	0	0,044	0,088	0,044	0,088	
	$\pi/4$	0,162	0,060	0,145	0,215	0,242	
	$\pi/3$	0,190	0,075	0,152	0,257	0,307	
	$\pi/2$	0,413	0,927	0,720	0,512	0,558	

а

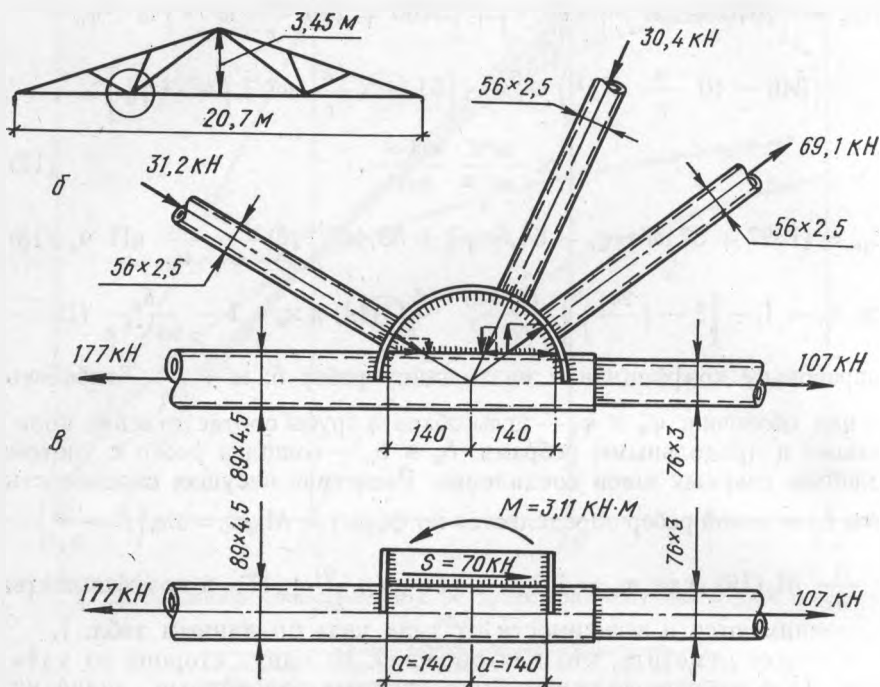


Рис. 3. Узел нижнего пояса трубчатой фермы:

а — геометрическая схема; б — соединение на цилиндрической вставке; в — нагружение трубчатого пояса в узле.

териал трубы — сталь класса С60/45 ($\sigma_T = 450$ МПа; $E = 2,1 \times 10^5$ МПа; $\mu = 0,3$). При этом варьировались размер a и угловые параметры φ_0 и φ_1 ($0 < \varphi_0 \leq \frac{\pi}{2}$, $\varphi_1 < \varphi_0$).

Последовательное использование формул (9—15), (4, 5), (6, 7, 8) и (16, 17) дает возможность провести расчет длинной цилиндрической оболочки на контактную нагрузку и оценить несущую способность и жесткость узла, состоящего из системы продольно-кольцевых ребер. При этом предлагаемый инженерный метод расчета не требует применения вычислительной техники и может быть использован научно-исследовательскими и проектными организациями при вариантном проектировании узлов и проверочных расчетов несущей способности трубчатых конструкций. Проиллюстрируем практический метод расчета узла на примере, пользуясь только рабочими формулами, в отличие от примера расчета с помощью графиков [3].

Пример. Рассчитать узел трубчатой фермы с цилиндрической вставкой (рис. 3) производственного сельскохозяйственного здания. Материал конструкции — сталь класса С38/23 ($\sigma_T = 240$ МПа; $R =$

= 210 МПа). Труба пояса $\varnothing 89 \times 4$ мм; $r = 42,5$ мм; $\omega = \frac{42,5}{4} = 10,625$; $\omega^{1/2} = 3,26$; $\omega^2 = 112,89$; $\omega^{3/2} = 34,63$; $\omega^{5/2} = 367,98$; $F = 10,68$ см². Расчетная схема узла принимается в виде системы ребер с одним продольным ребром длиной $2a = 280$ мм и двух кольцевых по его концам с углом обхвата трубы $\varphi_0 = \frac{\pi}{2}$ (рис. 3).

Решение 1. По формулам (10) и (13) вычисляем несущую способность узла соответственно с продольным и с кольцевыми ребрами:

$$а) M_{\Pi} = \left(457 + 268 \frac{0,14}{0,0425} \cdot 3,26 \right) \frac{0,14 \cdot 0,0425^2}{112,89} 450 = 3,4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$б) M_{\kappa} = (1397 + 571 \cdot 3,26 \cdot 1,571 - 54,5 \cdot 10,625 \cdot 2,467 + 38,4 \times \\ \times 34,63 \cdot 3,876) \frac{0,14 \cdot 0,0425^2}{112,89} \cdot 450 = 8,2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

2. По формулам (9) и (12) находим значения жесткости узла только с продольным и только с кольцевыми ребрами:

$$а) G_{\Pi} = \left(4540 + 600 \frac{0,14}{0,0425} \cdot 3,26 \right) \frac{0,14 \cdot 0,0425^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5}{367,98} = 1590 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{рад}};$$

$$б) G_{\kappa} = \left[\left(2610 + 257 \frac{0,14}{0,0425} \cdot 3,26 \right) + \left(3460 + 240 \frac{0,14}{0,0425} \cdot 3,26 \right) 3,26 \times \right. \\ \times 1,571 + \left. \left(346 - 40 \frac{0,14}{0,0425} \cdot 3,26 \right) 10,625 \cdot 2,467 - \right. \\ \left. - \left(51 - 2 \frac{0,14}{0,0425} \cdot 3,26 \right) 34,63 \cdot 3,876 \right] \frac{0,14 \cdot 0,0425^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5}{367,98} = \\ = 4320 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{рад}}.$$

3. Так как $\frac{G_{\Pi}}{G_{\kappa}} = \frac{1590}{4320} = 0,368 < 1$, то коэффициент α определяется по формуле (5): $\alpha = \frac{1590}{2 \cdot 4320} - 0,25 \left(1 - \frac{1590}{4320} \right)^2 = 0,084$, и жесткость узла (7)

$$G = \frac{G_{\kappa}}{1 - \alpha} = \frac{4320}{0,916} = 4720 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{рад}}.$$

4. Определяем (8) $\frac{M_{\Pi}}{\alpha} = \frac{3,4}{0,084} = 40,5$ кН·м и $\frac{M_{\kappa}}{1 - \alpha} = \frac{8,2}{0,916} = 8,96$ кН·м, оставляя наименьшее значение для расчета.

5. С учетом поправки на толщину кольцевого ребра и сварных швов соединения при $\delta_{\kappa} = 6$ мм и $h_{\Pi} = 4$ мм, определяемой по формуле (15) $\eta_{\kappa} = 1 - \frac{1}{2 \cdot 3,26 \cdot 0,4} = 0,62$, находим величину узлового

момента при исчерпании упругой работы узла с системой ребер

$$\frac{M_k}{(1 - \alpha) \gamma_k} = \frac{8,96}{0,62} = 14,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

6. Принимая во внимание малую жесткость кольцевых ребер из своей плоскости, можно не учитывать коэффициент концентрации под их концами, то есть $K_s = 1$. Тогда продольное напряжение в трубе пояса фермы $\sigma_0 = \frac{N + K_s \cdot s}{F} = \frac{107 + 1,0 \cdot 70}{10,68} = 165,7 \text{ МПа}$ и коэффициент (17) $m_0 = 1,2 \left[1 + (1 - 0,35) \frac{165,7}{480} \right] = 1,47$, где определяемый из таблицы (1) $K_1 = 0,35$.

7. Определяем несущую способность узла по формуле (16) $M_{\text{расч}} = 1,47 \left(1 - \frac{165,7}{240} \right) \frac{210}{240} \frac{240}{450} \cdot 14,6 = 3,11 \text{ кН} \cdot \text{м}$, что совпадает с величиной момента на рис. 3.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Ильяевич С. А., Решетников Б. Н.* Исследование стальных трубчатых ферм. Известия вузов.—«Строительство и архитектура», 1974, № 8.
2. *Мурашко Н. Н.* Напряженно-деформированное состояние узлов с ребрами трубчатых стальных конструкций. Автореферат диссертации МИСИ им. В. В. Куйбышева, М., 1977.
3. *Мурашко Н. Н., Соболев Ю. В.* О расчете узлов легких конструкций покрытий производственных сельскохозяйственных зданий.— В сб.: Вопросы строительства и архитектуры, вып. VII, Мн., «Высшая школа», 1977.
4. *Соболев Ю. В., Мурашко Н. Н.* К расчету напряженно-деформированного состояния узлов трубчатых ферм. Известия вузов.—«Строительство и архитектура», 1975, № 11.
5. *Соболев Ю. В., Мурашко Н. Н.* Контактная задача при локальном нагружении цилиндрической оболочки через систему продольно-кольцевых ребер. Теоретические проблемы стальных конструкций. Братислава, 1975.
6. *Соболев Ю. В., Мурашко Н. Н.* Теоретическое исследование бесфасонного Т-образного узла трубчатой фермы. Известия вузов.—«Строительство и архитектура», 1976, № 8.
7. *Соболев Ю. В., Алешин Н. Н., Мурашко Н. Н., Попова Р. А.* К расчету упругих замкнутых цилиндрических оболочек с нагрузкой в середине пролета, приложенной к продольно-радиальному ребру. Известия вузов.—«Строительство и архитектура», 1974, № 6.

УДК 624.041.2:624.072.233.5

Р. Н. ЯГОЛКОВСКИЙ

РАСЧЕТ СТОЕК КАРКАСА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОГО ЗДАНИЯ С УЧЕТОМ ДЕФОРМАТИВНОСТИ ОСНОВАНИЯ

Расчетные схемы поперечных каркасов одноэтажных производственных зданий сельскохозяйственного назначения, как правило, представляют собой рамные системы, стойки которых в нижней части жестко закреплены в недеформируемом основании, вверху шарнирно соединены с ригелями. Ригель в свою

очередь может быть принят в виде «бесконечно жесткого» или «конечной жесткости» стержня. Кроме того, кровельный шатер в расчетной схеме может быть принят в горизонтальной плоскости в виде «бесконечно жесткого» или деформируемого диска. Таким образом, в арсенале инженера-проектировщика имеется многообразие конструктивных приемов, позволяющих выбрать ту расчетную схему, которая, по его мнению, лучше соответствует действительной работе. В результате статического расчета выбранной расчетной схемы на различные силовые воздействия определяются усилия в сечениях элементов каркаса (как правило, в стойках каркаса) в зависимости от совокупной наиболее неблагоприятной, но вероятной комбинации воздействий.

По усилиям, полученным для нижних сечений стоек, производится расчет и конструирование фундамента, при этом теперь уже рассматривается фундамент, опирающийся на деформативное основание. Таким образом, налицо явное противоречие: в расчетной схеме поперечного каркаса при выполнении статических расчетов — основание недеформируемое, при расчете фундамента — деформируемое.

Деформативность основания под фундаментом предопределяет равномерную осадку фундамента в случае центрально-приложенных вертикальных нагрузок, а при равномерной осадке фундамента в элементах каркасов зданий при описанных расчетных схемах дополнительные усилия от деформативности основания или не возникают или величина их незначительна и может не учитываться. Поэтому при расчете и конструировании отдельно стоящих фундаментов под стойки каркаса конструктор определенными приемами стремится исключить или значительно уменьшить влияние моментов, которые могут вызвать поворот вследствие неравномерной осадки фундамента. Последнее можно исключить в том случае, если моменты являются следствием постоянных нагрузок, если же они (моменты) являются результатом временных воздействий, то поворот фундамента исключить не удастся, а это обстоятельство и приводит к перераспределению усилий в сечениях элементов каркаса (стойках). Соответствующие условия и воздействия могут привести и к горизонтальному смещению фундамента, что также может оказать определенное влияние на перераспределение усилий в сечениях стоек каркаса.

Наиболее существенное влияние на перераспределение усилий в описанных расчетных схемах каркасов зданий оказывает вероятный поворот фундамента, связанный с деформативностью основания, характеристиками фундамента, характером действующих усилий и т. д.

Безусловно, учет деформативности основания, и в частности учет влияния углов поворота фундаментов, при выполнении статических расчетов усложняет последние. Это усложнение усугубляется многообразием геологического строения, физико-механических характеристик грунтов, расчетных моделей оснований и других факторов. Определение угла поворота фундамента в зависи-

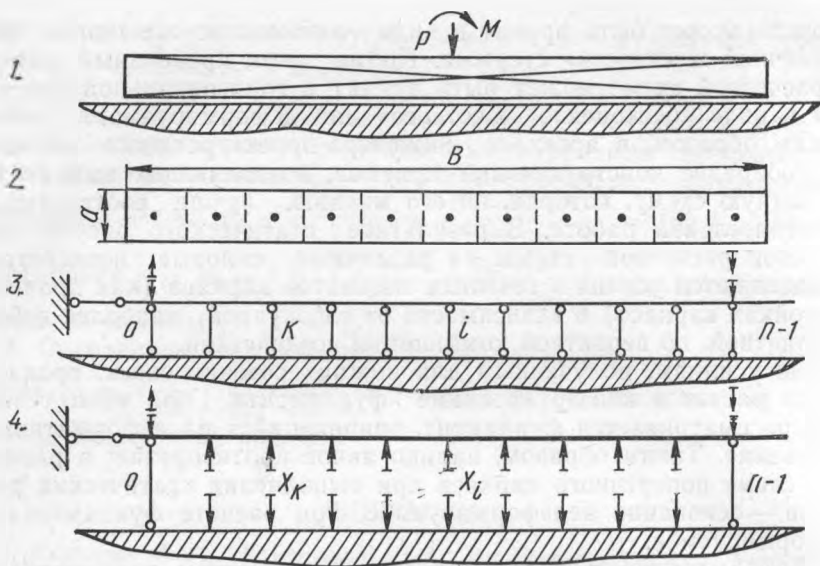


Рис. 1. Система «жесткий штамп—деформативное основание»:

1—исходная схема (жесткий штамп, лежащий на деформируемом основании); 2—вид в плане жесткого штампа; 3—расчетная схема; 4—основная система.

мости от приложенных нагрузок также сопряжено с трудностями. Угол поворота зависит как от жесткости фундамента, так и от принятой расчетной модели основания. Учитывая, что нагрузки, действующие на стойки каркасов производственных зданий сельскохозяйственного назначения, и размеры подошвы фундаментов под стойки каркасов сравнительно невелики, габариты фундаментов и их относительные размеры позволяют принять их в виде «жестких штампов».

Ниже рассматривается метод определения угла поворота фундамента, представленного «жестким штампом» ($EJ = \infty$), при совместной его работе с основанием, которое в свою очередь представлено расчетной моделью Фусса-Винклера. Расчетную схему для расчета системы «жесткий штамп—деформативное основание» примем в виде, предложенном Б. Н. Жемочкиным [1]. Для чего жесткий штамп с размерами в плане a (ширина) и B (длина) (рис. 1.1 и 1.2) разделим на n равных по длине участков, длина каждого из которых $b = B/n$. В центре каждого участка установим стержень. Реализация принятой расчетной схемы в виде статически неопределимой системы (рис. 1.3) осуществляется с применением метода сил [3]. Система канонических уравнений имеет свойственный для метода сил вид. Коэффициенты при неизвестных и свободные члены системы канонических уравнений определяются выражениями (1), (2), (3)

$$\delta_{k,i} = \frac{1}{(n-1)^2} [ki + (n-1-k)(n-1-i)] \quad \text{при } k \neq i, \quad (1)$$

$$\delta_{k,k} = \frac{1}{(n-1)^2} [k^2 + (n-1-k)^2 + (n-1)^2], \quad (2)$$

$$\Delta_{k,P} = - \frac{1}{(n-1)^2} [(n-1)kR_{n-1,P} + (n-1)(n-1-k)R_{0,P}], \quad (3)$$

где n — количество опорных стержней в расчетной схеме (участков разбиения штампа);

$R_{0,P}$, $R_{n-1,P}$ — опорные реакции в основной системе от приложенных внешних усилий (P , M) в стержнях 0 и $n-1$.

Внешние усилия, приложенные к рассматриваемому штампу (P , M), целесообразно в расчетной схеме разместить, как это показано на рис. 1.3. Решая систему канонических уравнений, определим неизвестные усилия X_i в разрезанных стержнях на промежуточных опорах. Затем уже как в статически определимой системе, нагруженной внешними воздействиями P и M , а также силами X_i (где $i=1, 2, 3, \dots, n-1$) определим усилия в опорных стержнях 0 и $n-1$, которые обозначим соответственно X_0 и X_{n-1} . Реактивное давление основания на i -м участке подошвы штампа будет равномерно распределенным и равным

$$P_i = \frac{X_i}{ab}. \quad (4)$$

Соответственно давление штампа на основание на этом же участке также равно p_i . Осадка основания на i -м участке (S_i) будет определяться выражением (5)

$$S_i = \frac{X_i}{ab} \frac{1}{K}, \quad (5)$$

где K — коэффициент постели.

Угол поворота штампа φ с учетом (4) и (5) равен

$$\varphi = \frac{S_{n-1} - S_0}{(n-1)b}. \quad (6)$$

На основе вышеприведенных данных получено выражение (7) для определения угла поворота жесткого штампа, нагруженного моментом M и вертикальной силой P , приложенной в середине штампа при условии, что штамп по длине B разбит на пять участков, т. е. $n=5$.

$$\varphi = 12,5 \frac{M}{B^3 a K}. \quad (7)$$

Как видно, в выражение (7) из внешних усилий входит лишь момент M , структура выражения (7) проста и не вызывает трудностей при использовании. При выводе формулы (7) предполагалось, что вертикальное усилие приложено в середине штампа. Однако это вовсе не обязательно, так как структура выражения (7) не изменится, если вертикальное усилие приложено не в центре; в этом случае известными приемами осуществляется перенос верти-

кальной силы в середину штампа с соответствующим дополнительным моментом M_1 , на величину которого увеличивается момент, входящий в выражение (7).

Если расчетной схемой каркаса является, например, стойка с жестким закреплением в нижней части и шарнирно-неподвижным закреплением сверху в соответствии с рассуждениями, приведенными выше, то для определения усилий в сечениях стойки — этой сравнительно простой статически неопределимой системы — при расчете на различные воздействия, в том числе на воздействие угла поворота φ в «жестком» закреплении внизу, имеются таблицы [2]. Угол поворота φ предлагается определять по выражению (7).

ЛИТЕРАТУРА

1. Жемочкин Б. Н., Сеницын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. Госстройиздат, М., 1962.
2. Справочник проектировщика промышленных жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. Под редакцией Уманского А. А. М., Госстройиздат, 1960.
3. Яголковский Р. Н. Применение метода сил к расчету балок, лежащих на основании, представленном моделью Фусса-Винклера. Научная сессия, посвященная 50-летию БССР и КПБ. Тезисы докладов. Минск, ИСиА Госстроя БССР, 1968.

УДК 624.011.1;674.028.9

Р. Б. ОРЛОВИЧ, И. С. ФИЛИМОНОВ, В. В. ЖУК

НАИБОЛЕЕ СУЩЕСТВЕННЫЕ ПРИЧИНЫ РАССЛОЕНИЯ И РАСТРЕСКИВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ НЕСУЩИХ КЛЕЕННЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В последние годы при эксплуатации ряда объектов сельскохозяйственного назначения стали обнаруживаться случаи расслоения клееных деревянных конструкций (КДК) по клеевым швам, а также растрескивание по кромкам досок с нарушением зубчатых клеевых соединений. Многочисленные причины, отрицательно влияющие на прочность и длительную надежность работы КДК, могут суммироваться и при их изготовлении, хранении, транспортировке, монтаже и эксплуатации, вследствие чего резко повышается опасность нарушения цельности клееных конструкций. Среди наиболее вероятных и главных причин разрушения можно перечислить следующие. Во-первых, использование для КДК низкосортного пиловочника, из которого часто получают сердцевинно-ядровые доски радиальной распиловки с непрочной хрупкой древесиной. Таким же дефектом обладает и материал из отпада, отбракованного от экспортлеса. По физико-механическим свойствам он резко отличается от заболонных досок тангентальной распиловки. Во-вторых, из-за отсутствия предварительной есте-

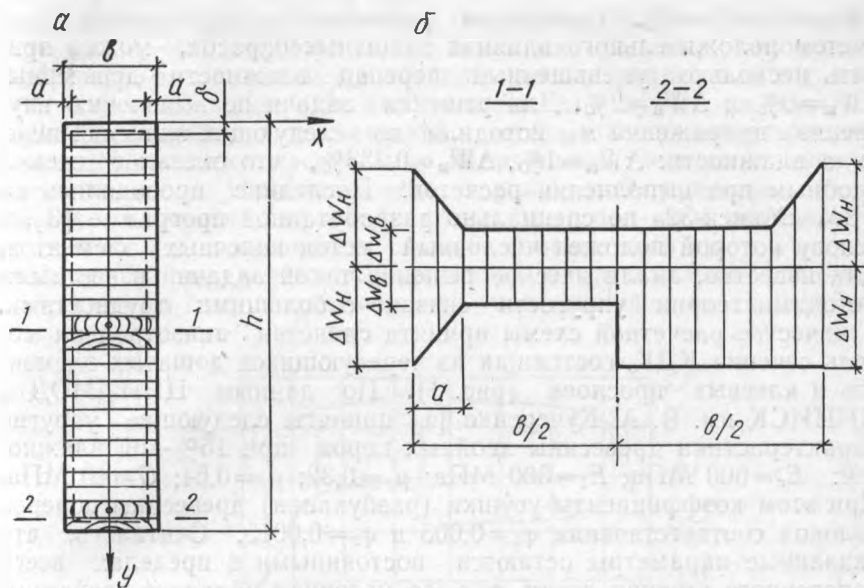


Рис. 1.

a —расчетная модель клееного сечения; b —эпюры распределения перепадов влажности по сечениям.

ственной нормализующей сушки пиломатериалов [4] их высушивают в камерах при жестком режиме, в результате чего появляются остаточные напряжения и усушечные трещины. В-третьих, склеивание досок радиальной и тангентальной распиловки, а также их стыковка на клеевой шип приводит к появлению опасных внутренних напряжений (в результате вынужденных деформаций от усушки или разбухания). Это наблюдается в несущих КДК, используемых в животноводческих комплексах с высокими уровнями ежегодных циклических перепадов влажности, а также эксплуатируемых без эффективных влагозащитных окрасок и нормальной вентиляции помещений.

К отрицательным факторам относится и ряд других нарушений технических требований и правил по изготовлению и эксплуатации.

Натурными наблюдениями ЦНИИЭПсельстроя [2] установлено, что в животноводческих помещениях относительная влажность воздуха изменяется в течение года циклически от 100% зимой и до 50% летом, а влажность древесины в несущих КДК изменяется приблизительно от 22 до 13% в наружных слоях и от 15 до 12% во внутренних. Под наружными слоями здесь подразумевается участок сечения КДК, ограниченный по боковому периметру глубиной a , равной примерно 2 см; под внутренними слоями — остальная часть сечения (рис. 1). Тогда перепад влажности древесины между зимним и летним ее состоянием составит: для наружных слоев — $\Delta W_H = 22 - 13 = 9\%$, для внутренних

$\Delta W_{\text{в}} = 15 - 12 = 3\%$. В реальных условиях эксплуатации КДК, с учетом положительного влияния защитных окрасок, можно принять несколько уменьшенный перепад влажности древесины: $\Delta W_{\text{н}} = 6\%$ и $\Delta W_{\text{в}} = 2\%$. Для решения задачи по выявлению внутренних напряжений мы исходили из следующих значений перепада влажности: $\Delta W_{\text{н}} = 1\%$, $\Delta W_{\text{в}} = 0,333\%$, что оказалось весьма удобным при выполнении расчетов. Последние проводились на ЭВМ «Минск-32» по специально разработанной программе [3], в основу которой положен численный метод конечных элементов. Как известно, аналитическое решение такой задачи известными методами теории упругости связано с большими трудностями. В качестве расчетной схемы принята слоистая анизотропная модель сечения КДК, состоящая из чередующихся дощатых элементов и клеевых прослоек (рис. 1). По данным ЦНИИМОД и ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко [1] приняты следующие упругие характеристики древесины хвойных пород при 15%-ной влажности: $E_r = 600$ МПа; $E_t = 300$ МПа; $\mu_r = 0,32$; $\mu_t = 0,64$; $G = 40$ МПа. При этом коэффициенты усушки (разбухания) древесины поперек волокон соответствовали $\varphi_t = 0,003$ и $\varphi_r = 0,0015$. Считалось, что указанные параметры остаются постоянными в пределах всего поперечного сечения доски, т. е. ее материал обладает свойством однородности и ортотропности.

Клеевая прослойка (КБ-3) толщиной 0,3 мм моделировалась как однородный изотропный материал с упругими постоянными $E = 2700$ МПа; $\mu = 0,3$; $G = 1080$ МПа.

На данном этапе исследований не учитывались такие факторы, как изменение величин модуля упругости и прочности древесины поперек волокон при отклонении ее влажности от 15%. В качестве допущения принята прямо пропорциональная зависимость интенсивности внутренних напряжений от величины циклических перепадов влажности древесины. Тогда переход от величины внутренних напряжений при $\Delta W_{\text{н}} = 1\%$ к реальному значению осуществляется их умножением на действующую величину перепада влажности.

В процессе исследований варьировались ширина досок $B = 80 - 240$ мм и их толщина $\delta = 20 - 40$ мм (при постоянном значении перечисленных выше параметров). В результате расчетов в первом приближении были установлены уровни всех компонентов внутреннего напряженного состояния сечения: касательные (скалывающие) и нормальные напряжения в древесине, а также нормальные напряжения в клеевой прослойке $\sigma_{\text{кл}}$. Заметим, что в исследованиях других авторов по этой проблеме [5] экспериментально были выявлены лишь напряжения, нормальные к плоскости клевого шва. В них не учитывалось взаимное сочетание досок радиальной и тангентальной распиловки.

В результате теоретических исследований установлено, что наиболее неблагоприятным в отношении внутренних напряжений является чередование досок тангентальной и радиальной распиловки. Иллюстрирующие этот случай эпюры напряжений приве-

дены на рис. 2 и получены при следующих параметрах клеевого сечения: $h=800$ мм; $b=160$ мм; $\delta=30$ мм. Данные относятся к пограничным с клеевым швом слоям досок радиальной и тангентальной распиловки. Их анализ свидетельствует о сложном характере напряженного состояния, особо опасной составляющей которого являются касательные напряжения. Последние вызваны «торможением» горизонтальных перемещений древесины более жесткими клеевыми прослойками, которые при этом оказываются растянутыми, а древесина сжатой (эпюры σ_x и $\sigma_{кл}$). Различие величин σ_x и τ_{xy} для досок радиальной и тангентальной распиловки вызвано их неодинаковыми коэффициентами поперечных

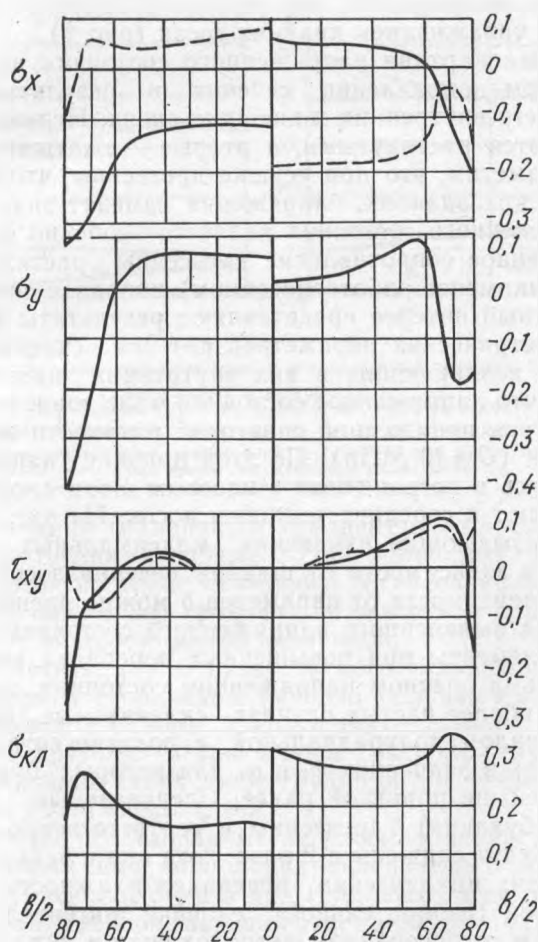


Рис. 2. Эпюры нормальных σ_x , σ_y , $\sigma_{кл}$ и касательных τ_{xy} напряжений (в МПа) в сечениях 1—1 (слева) и 2—2 (справа):
 ———— для досок тангентальной распиловки;
 - - - - - для досок радиальной распиловки.

влажностных деформаций. Из эпюр видно, что пики напряжений σ_x и τ_{xy} наиболее резко выражены в наружных зонах древесины, подверженных максимальным перепадам влажности. Так, при $\Delta W_{\text{н}} = 1\%$ напряжения достигают $\tau_{xy} = 0,275$ МПа и $\sigma_x = 0,345$ МПа. Заметим, что в не защищенных от увлажнения КДК животноводческих комплексов поверхность древесины может увлажняться зимой на глубину 5 мм до 30%, вызывая перепад влажности $\Delta W_{\text{н}} = 30 - 13 = 17\%$. В связи с этим поверхностные слои становятся разрушающими концентраторами внутренних напряжений, особенно опасными на границе с клеевой прослойкой. Между напряженным состоянием в сечениях 1—1 и 2—2 нет принципиальных различий (рис. 2). Последние касаются лишь величины составляющих напряжений, что связано с более интенсивным и равномерным увлажнением крайних досок (рис. 1).

Аналогичная картина напряженного состояния наблюдается и в вертикальном направлении сечения в результате перепада влажности в его внутренних и внешних слоях. Первые в этом случае оказываются растянутыми, а вторые — сжатыми (эпюры σ_y на рис. 2). Заметим, что при усушке древесины, что наблюдается в птицеводческих зданиях, напряжения изменят знак. Такой характер напряженного состояния является особенно опасным, учитывая пониженное сопротивление древесины растяжению в тангентальном (наименее работоспособном) направлении волокон.

Существенный интерес представляют результаты исследований влияния геометрических параметров сечения склеиваемых досок на величину возникающих в них внутренних напряжений. Из рис. 3 видно, что напряженное состояние мало зависит от толщины досок вследствие пониженной сдвиговой жесткости древесины поперек волокон ($G = 40$ МПа). По этой причине напряжения σ_x и τ_{xy} , локализуясь в пограничных с клеевым швом слоях древесины, быстро затухают к середине толщины досок. На рис. 3 приведены графики, показывающие изменения максимальных значений напряжений σ_y в зависимости от ширины сечения досок. Напряжениями $\sigma_{\text{кл}}$ в зависимости от параметра b можно пренебречь.

Из анализа выявленного напряженного состояния следует, что деревянные элементы при повышенных перепадах влажности находятся в весьма опасном напряженном состоянии. Следует отметить, что в наиболее частых случаях склеиваемые доски являются пиломатериалом полурadiaльной и полутангентальной распиловки, разность в значениях φ_t и φ_r для которых будет примерно в два раза меньше принятой ранее. Следовательно, деформации усушки (разбухания) древесины и соответственно внутренние напряжения будут снижены в 2 раза, хотя они и останутся опасными при больших циклических перепадах влажности древесины. При отдельной (избирательной) склейке тангентальных и радиальных досок и согласованном расположении в них годичных слоев разность деформаций усушки (разбухания), а следовательно, и величины σ_x и τ_{xy} будут практически равны нулю; что касается напряжений σ_y , то их характер и значения останутся прежними,

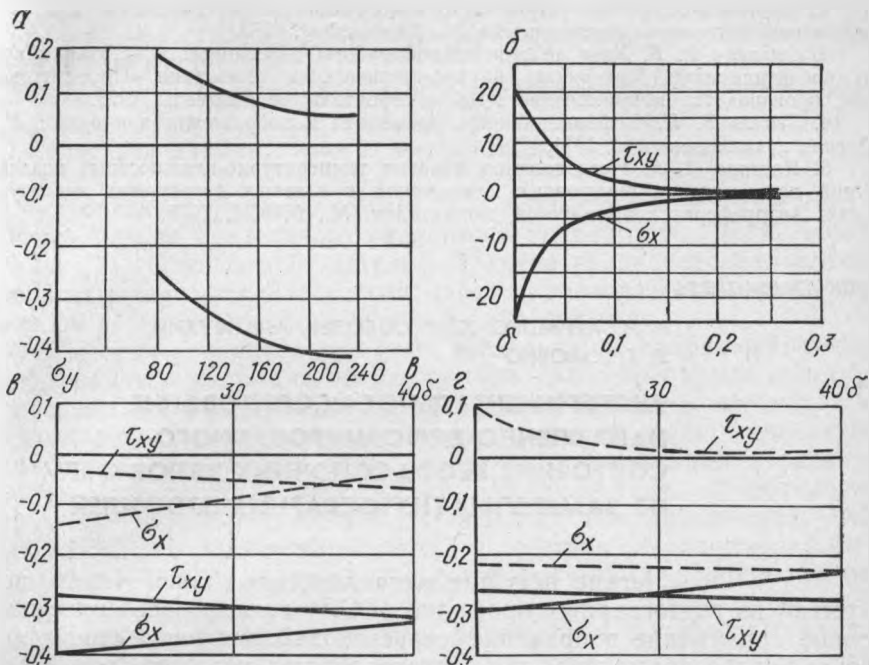


Рис. 3

а—зависимость максимальных положительных и отрицательных значений σ_y (в МПа) от ширины досок в сечении 1—1;

б—распределение напряжений τ_{xy} и σ_x (в МПа) по толщине досок в сечении 2—2;

в и г—изменение максимальных значений τ_{xy} и σ_x (в МПа) в зависимости от толщины досок соответственно для сечений 1—1 и 2—2 при $b=160$ мм.

— — — для досок тангентальной распиловки;

— — — — для досок радиальной распиловки.

поскольку в сечении сохраняется градиент влажности между наружными и внутренними слоями. При одинаково равномерном увлажнении досок по всему сечению и согласованном расположении в них годовичных слоев градиент влажности и нормальные напряжения будут ничтожно малой величиной.

Следует отметить, что из низкосортного пиловочника с кривизной и асимметрией сердцевины нередко получают доски радиальной распиловки с одного конца и тангентальной или полутангентальной — с другого. Согласованное расположение годовичных слоев при склеивании таких досок трудно осуществимо и возможно лишь в досках сорта экспортлеса.

В приведенных исследованиях не рассматривалось влияние на внутренние напряжения коробления склеиваемых досок при несогласованном расположении в них годовичных слоев. По этому вопросу можно найти исчерпывающий ответ в работе [4].

ЛИТЕРАТУРА

1. Древесина. Показатели физико-механических свойств. Руководящие технические материалы. М., ЦНИИМОД, 1962.

2. *Мартинец Д. В.* Индустриальные конструкции из дерева и пластмасс для сельскохозяйственного строительства. М., Стройиздат, 1973.

3. *Орлович Р. Б.* Учет действительной работы деревянных конструкций при их проектировании. Материалы научно-технического совещания «Проектирование, производство и применение КДК в строительстве». Гомель, 1977.

4. *Уголев Б. Н.* Деформативность древесины и напряжения при сушке. М., Лесная промышленность, 1971.

5. *Цветков А. К.* Исследования влияния температурно-влажностных воздействий на изменение внутренних напряжений в клееных деревянных конструкциях. Автореферат кандидатской диссертации. М., МИСИ, 1978.

УДК 624.014:728.96

Н. Н. МУРАШКО, Ю. В. СОБОЛЕВ, А. В. МУХИН,
Л. Г. ГОЛОВКО

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ БЕСФАСОНОЧНЫХ УЗЛОВ ФЕРМ ИЗ ЗАМКНУТЫХ ГНУТОСВАРНЫХ ПРОФИЛЕЙ

Легкие несущие металлические конструкции покрытий из гнутосварных профилей (ГСП) находят все более широкое применение в практике сельскохозяйственного строительства. Гнутосварные профили изготавливают методом холодного профилирования из тонкого стального листа на автоматической поточной линии. Эффективность применения ферм из ГСП определяется как относительной их легкостью и технологичностью, так и агрессивным характером среды производственных сельскохозяйственных зданий, а также санитарно-гигиеническими требованиями к помещениям.

Решение узлов ферм без фасонок, т. е. с непосредственным примыканием элементов, позволяет снизить строительный коэффициент, уменьшить количество деталей и объем сварки, а также повысить коррозионную стойкость. При этом облегчаются процессы очистки и окраски металлоконструкций, отпадают технологические трудности, связанные с необходимостью фигурной резки концов замкнутых элементов решетки конструкций (в отличие от элементов из круглых труб).

Таким образом, стальные фермы из ГСП являются экономически выгодными конструкциями для сельскохозяйственных зданий.

При проектировании ферм из ГСП с непосредственным примыканием элементов решетки необходимо учитывать влияние геометрических и механических факторов на несущую способность бесфасоночного узла, которая может определять несущую способность всей трубчатой конструкции. При этом следует учитывать влияние условий закрепления сжатых элементов в узле на их устойчивость, а также податливость стенок поясного элемента узла на жесткость конструкции в целом.

Отмеченные особенности делают необходимым исследование работы узла с непосредственным примыканием гнutosварных профилей друг к другу.

На основе экспериментальных исследований построены эмпирические и упрощенные методики расчета, которые связывают несущую способность узла с материалом, геометрией и его конструкцией.

Теоретическое решение задачи с использованием кинематического метода предельного равновесия разработано Б. С. Цетлиным [3]. Однако действительный закон распределения контактной нагрузки методика не учитывает и, следовательно, многие вопросы расчета узлов остаются недоработанными.

Поэтому возникает проблема исследования напряженно-деформированного состояния бесфасоночных узлов трубчатых конструкций из ГСП и построения на этой основе методики расчета, учитывающей действительный закон распределения контактной нагрузки, возможные виды предельных состояний и развитие упруго-пластических деформаций. Исследование проводилось в рамках научно-технической проблемы, координируемой ОЭИ ЦНИИСК. Узлы испытывались в составе стропильных ферм (шифр 5992-КМ), образующих беспрогонный блок покрытия размером 24×12 м.

Испытания блока покрытия проводились на Молодечненском ЗЛМК. Блок устанавливали на четыре стальные опоры, связанные жесткими металлическими балками. В состав блока входили две подстропильные фермы серии ПФ-12-40 пролетом 12 м и четыре стропильные фермы ФС-24-1,2. Стропильные фермы устанавливали с шагом 4 м. По верхним поясам стропильных ферм укладывали 12-метровые стальные листы профилированного настила Н60-780-1,0, которые прикрепляли к верхним поясам самонарезными болтами в каждой волне. Листы профилированного настила соединяли между собой комбинированными заклепками через 300 мм. Стропильные фермы связывали между собой вертикальными связями в виде бесфасоночных ферм из ГСП. Перед сборкой производили контрольные обмеры всех элементов конструкций блока с их маркировкой. Отклонения геометрических размеров замкнутых гнutosварных профилей были в пределах допускаемых заводской технологией. Так, например, проектируемое сечение верхнего пояса стропильных ферм из стали 09Г2С должно быть $180 \times 140 \times 4$ мм. По контрольным замерам его средние размеры составили $181,6 \times 142 \times 4,08$ мм. Сечение нижних поясов из стали 09Г2С по проекту должно составлять 140×4 мм, в действительности оказалось равным $141 \times 4,11$ мм. Сечение всех раскосов стропильных ферм, предусмотренное проектом, — 120×3 мм, фактически было $121,5 \times 2,92$ мм.

Нагружение блока производилось по методике, разработанной ЦНИИСК. Испытательные нагрузки несколько отличались от проектных. Эти отличия состояли в том, что равномерно распределенная по площади настила нагрузка заменялась тремя эквива-

лентными линейно распределенными нагрузками между фермами; нагрузка на фермы, дополняющая распределенную нагрузку от настила по длине пролета, прикладывалась в виде узловых сосредоточенных сил. Нагружение блока осуществлялось в несколько ступеней. На первой ступени производилось нагружение профилированного настила линейно распределенной нагрузкой. Непосредственно на настил укладывали пакеты металлических полос. Пакеты по длине стыковались впритык. Длина полосы нагрузки от пакетов составляла 24 м. В одном пролете настила пакеты укладывали по трем линиям. Расстояние между линиями в этом пролете составляло 1 м, между линиями соседних (смежных) пролетов — 2 м.

На первой ступени нагрузка на средние стропильные фермы была принята близкой к нормативной и составила 9,4 кН/м. Расчетная нагрузка $q=12$ кН/м. Нагрузка на крайние фермы на этой же ступени была равна 3,15 кН/м. Так как наклейка тензорезисторов и установка измерительных приборов производились после сборки блока и укладки профилированного настила, то перемещения и деформации определялись без учета собственной массы ферм и настила. Далее производили разгрузку блока, снимали показания приборов, и блок повторно нагружался до величины нагрузки 1-й ступени. При этой нагрузке были проведены испытания блока на горизонтальные усилия, направленные вдоль и поперек пролета. К подстропильной ферме прикладывалась одна сосредоточенная сила, к стропильной — три сосредоточенные силы. Горизонтальные нагрузки величиной до 50 кН включительно создавались посредством винтовых стяжек и контролировались динамометрами.

На 2-й ступени нагрузка прикладывалась в узлах стропильных ферм, для чего использовались нагрузочные рамы двух типов: $P1$ (6 шт.), $P2$ (2 шт.). Каждая рама нагружала одну крайнюю и одну среднюю смежные фермы, при этом рамы $P1$ опирались на четыре узла, а рамы $P2$ — на два узла ферм. Для большей устойчивости смежные рамы поперек пролета соединялись связями. На рамы укладывался ряд двутавров № 20, а на них — стальные листы. В связи с тем что на первой ступени крайние фермы являлись недогруженными, двутавры имели консольный свес 1,6 м, выступающий за оси крайних ферм. С целью предотвращения смятия профилированного настила рамы в узлах ферм опирались на 3—4 подкладки; этим достигалось рассредоточение нагрузки на 30—40 см в стороны от центра узла. На 2-й ступени нагрузка на средние фермы, приведенная к распределенной по длине, соответствовала расчетной, т. е. 12 кН/м, а на крайние — $0,61 q=7,3$ кН/м. После нагружения блока и снятия отсчетов производилась его разгрузка до 1-й ступени с последующим повторным нагружением. Далее нагружение блока осуществлялось стальными листами, укладываемыми на рамы с помощью листовых захватов. Нагрузка на 3; 4; 5 и 6-й ступенях для средней и крайней ферм составляла соответственно $1,2 q$, $0,99 q$, $1,4 q$, $1,3 q$, $1,5 q$, $1,52 q$, $1,55 q$, $1,62 q$.

Сравнивая величину нагрузки для испытываемых ферм на каждой ступени, можно отметить, что наблюдается последовательное выравнивание в их нагружении с дальнейшей перегрузкой крайних. При испытании блока внутренние усилия в элементах определялись методом тензометрирования. Кроме того, определялись вертикальные и горизонтальные перемещения характерных точек и узлов конструкций. Перемещения измерялись с помощью прогибомеров Аистова с ценой деления 0,01 мм и линейек с ценой деления 1 мм. Отсчеты по линейкам снимались нивелиром.

С целью определения линейных и угловых перемещений узлов фиксировались вертикальные перемещения их центров. Непосредственно для измерения углов поворота использовали консоли длиной 1150 мм, на концах которых устанавливали линейки. В каждом узле устанавливали три консоли. Линейные и угловые перемещения замеряли на половине средней и крайней ферм. По разности перемещений центра узла и конца консоли определялся угол поворота в месте ее прикрепления. Принятая система измерения позволила определить углы поворота с точностью до 0,001 рад.

Напряженно-деформированное состояние узлов стропильных ферм изучалось при помощи тензорезисторов с базой 10 мм. Рассматривались узлы верхнего пояса типа $-П-П-R+P$ и нижнего пояса типа $+П-R+P$. На каждом узле наклеивали от 35 до 100 тензорезисторов, которые располагали в узлах и зонах концентрации напряжений и наиболее характерных точках. Для определения главных деформаций на щеки раскосов и вертикальную стенку верхнего пояса устанавливали розетки тензорезисторов. Схемы узлов с тензорезисторами показаны на рис. 1.

Эпюры осевых и кольцевых напряжений в наиболее характерных сечениях узла верхнего пояса при расчетной нагрузке на ферму приведены на рис. 2 и 3. Анализируя эпюры напряжений и результаты показаний тензорезисторов при различной величине нагрузки (от 0,78 q до 1,6 q), можно отметить, что наиболее нагруженным элементом в верхнем и нижнем узле является сжатый раскос. Наибольшие напряжения зафиксированы в щеке сжатого раскоса в зоне, близкой к пятке. Наибольшие кольцевые напряжения отмечены в горизонтальной пластинке верхнего пояса, в месте примыкания пятки сжатого раскоса. Эти напряжения имеют максимум в зонах, примыкающих к стенкам пояса и к пятке раскоса. Осевые напряжения пластинки пояса составляют 30—60% от кольцевых. Появление локальной пластичности в верхнем узле отмечено в вертикальной стенке сжатого раскоса в зоне, близкой к пятке, вследствие сдвиговых деформаций по линии контакта при нагрузке на ферму выше расчетной.

Крайний узел нижнего пояса является наиболее напряженным. Максимальные напряжения при расчетной нагрузке зафиксированы в носке сжатого раскоса. При нормативной нагрузке осевые напряжения в носке раскоса в зоне, близкой к вертикальной стенке, превышают расчетное сопротивление стали на 15%. Главные

напряжения в вертикальной стенке раскоса близки по абсолютной величине и составляют около $0,75 R$. Абсолютная величина максимального главного напряжения практически не меняется по линии контакта с нижним поясом. При расчетной нагрузке на ферму напряжения в носке растянутого раскоса и боковых стенках превы-

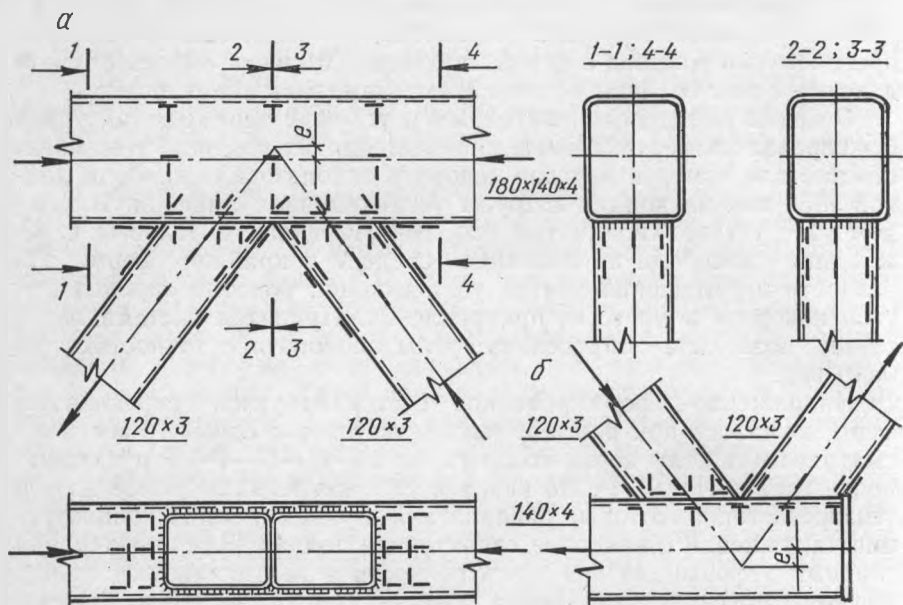


Рис. 1. Схема узлов с тензорезисторами:
а—узел верхнего пояса; б—узел нижнего пояса.

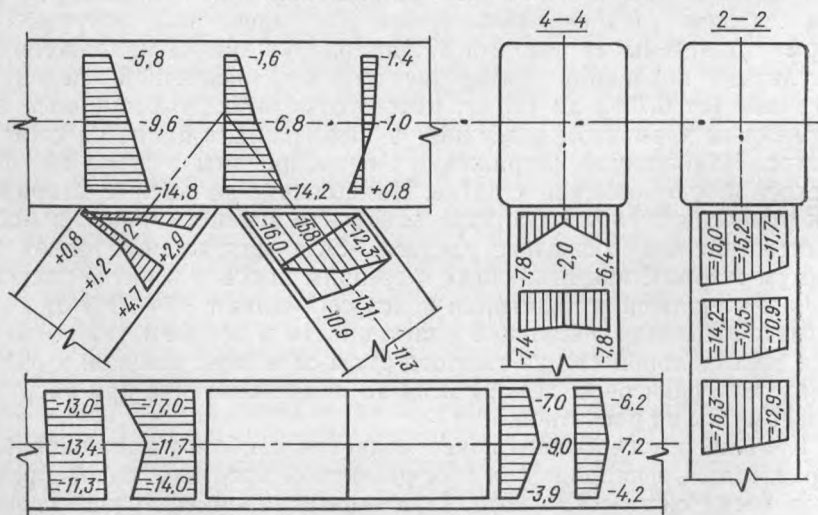


Рис. 2. Эпюры осевых напряжений в характерных сечениях узла а (кН/см^2).

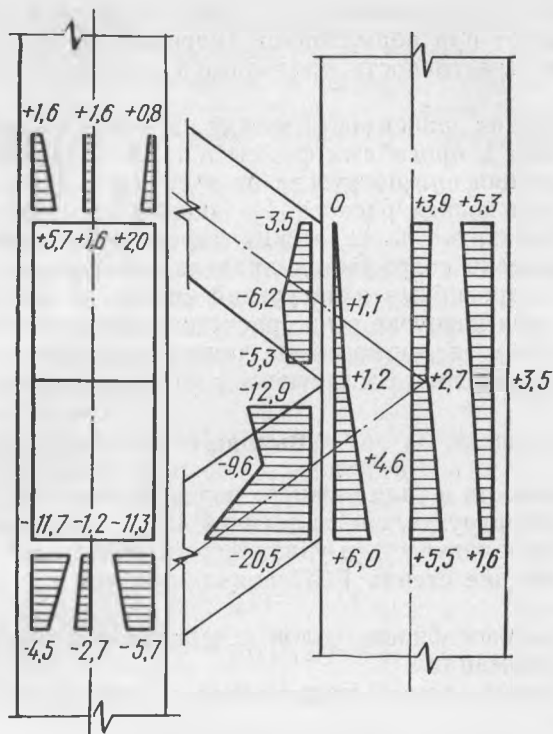


Рис. 3. Эпюры кольцевых и горизонтальных нормальных напряжений в узле верхнего пояса (kH/cm^2).

шают расчетное сопротивление на 5—20%. В вертикальной пластинке пояса нижнего узла, в зоне под сжатым и растянутым раскосом, осевые и кольцевые напряжения положительные. Следует отметить, что локальные упруго-пластические деформации в узле

Таблица 1

Прогибы фермы и напряжения в узле б

Нагрузки на ферму, kH/m	0,78q	1,0q	1,2q	1,4q	1,5q	1,6q
Относительный прогиб фермы	1/312	1/263	1/204	1/158	1/144	1/136
Напряжения в носке сжатого раскоса, kH/cm^2	-24,2 -17,8	-26,7 -20,9	-36,6 -31,0	— —	— —	— —
Напряжения в носке растянутого раскоса, kH/cm^2	+22,4 +20,5	+25,8 +22,2	+32,9 +28,1	— —	— —	— —

нижнего пояса на расстоянии 10—15 мм от линии контакта с раскосом наступают при нормативной нагрузке на ферму. В точке концентрации пластичность проявляется при нагрузке ниже нормативной.

Для выявления зависимости между напряженно-деформированным состоянием и прогибами фермы в табл. 1 приведены результаты исследования при нагрузках от $q^н$ до 1,6 q . Напряжения рассматриваются в носках раскоса. Из данных таблицы видно, что, несмотря на развитие пластических деформаций в узлах нижнего пояса, практически сохраняется линейная зависимость между относительными прогибами и нагрузкой вплоть до 1,6 q . Наконец, отметим, что при нагрузке выше расчетной происходит выравнивание пластических деформаций по контуру растянутого раскоса. Полученные результаты согласуются с данными работ [1, 2, 4].

Выводы

1. Пластичность в узле нижнего пояса фермы наступает весьма рано, т. е. при нагрузке, составляющей 40% от разрушающей.
2. Локальная текучесть в узлах фермы вблизи сварных швов в точках по толщине стенки ГСП появляется при нормативной нагрузке.
3. Несущая способность узлов исчерпывается при малых пластических деформациях.
4. Наибольший уровень напряжений отмечен в носках раскосов нижнего узла.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Гарф Э. Ф.* Исследования конструктивной прочности сварных узлов и элементов из гнутых профилей замкнутого сечения. Диссертация. Киев, 1969.
2. Научно-технический отчет. Исследования беспрогонного блока покрытия 12×30 с фермами для изготовления на поточных линиях из гнутосварных профилей при минимальном числе сварочных деталей и типоразмеров. Испытание фрагментов и узлов. ВНИКТИстальконструкция. Щелково, 1974.
3. Рекомендации по проектированию металлоконструкций из гнутосварных замкнутых профилей. М., ЦНИИПСК, 1977.
4. *Севрюгин В. В.* Экспериментальное исследование моделей фрагментов ферм из гнутосварных профилей. Реферативный сборник. Проектирование металлических конструкций 2(49). М., ЦИНИС, 1974.

УДК 531.787.91:62.474.4:728.9

Н. И. КАЗНАЧЕЕВ

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МЕТРОЛОГИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОБОЛОЧКАХ

В невысоких зданиях сельскохозяйственного назначения основную стоимость составляют покрытия. Поэтому целесообразно заменить традиционные стоечно-балочные конструк-

ции легкими оболочками. Определение параметров, устанавливающих метрологические свойства схемы измерения давлений и перемещений в железобетонных оболочках, при их испытании представляют интерес. Выходной сигнал электрического датчика давления деформации является функцией нескольких переменных [1; 2]

$$A^* = \varphi(F, C, q, m, N, D), \quad (1)$$

где A^* — выходной сигнал датчика;

F — эффективная площадь чувствительного элемента;

C — жесткость чувствительного элемента;

q — деформация механических соединений;

m — геометрические размеры конструкций;

N — нелинейность;

D — дисперсия.

Считая, что параметры F, C, q, m, N, D являются функциями измеряемого давления, получим зависимости

$$\left\{ \begin{array}{l} F = F_0 (1 + \alpha \Delta P); \\ C = C_0 (1 + \beta \Delta P); \\ q = q_0 (1 + \gamma \Delta P); \\ m = m_0 (1 + \mu \Delta P); \\ N = N_0 (1 + \nu \Delta P); \\ D = D_0 (1 + \rho \Delta P), \end{array} \right. \quad (2)$$

где $\alpha, \beta, \gamma, \mu, \nu, \rho$ — коэффициенты зависимости эффективной площади и жесткости чувствительного элемента деформации механических соединений, изменения геометрических размеров конструкции, а также зависимости параметров нелинейности и дисперсии от давления P .

Изменение функции, вызванное изменением измеряемого давления, может быть найдено в результате разложения функции в ряд Тейлора по малым приращениям всех переменных. При многоточечном методе измерения номинальные значения входных сигналов в каждой точке известны, а отклонения входного сигнала от номинальных значений по сравнению с номинальными величинами можно считать малыми. Поэтому при разложении в ряд Тейлора можно пренебречь всеми членами высшего порядка, кроме первого. Правомерность такого утверждения подтверждена экспериментальными исследованиями, в результате которых получена высокая точность данных.

При учете вышесказанного ряд Тейлора, ограниченный величинами только первого порядка малости, будет иметь вид:

$$\begin{aligned} \varphi = & f(F_0, C_0, q_0, m_0, N_0, D_0) + \frac{\partial f}{\partial F} \cdot \frac{\partial F}{\partial \Delta P} + \frac{\partial f}{\partial C} \cdot \frac{\partial C}{\partial \Delta P} + \\ & + \frac{\partial f}{\partial q} \cdot \frac{\partial q}{\partial \Delta P} + \frac{\partial f}{\partial m} \cdot \frac{\partial m}{\partial \Delta P} + \frac{\partial f}{\partial N} \cdot \frac{\partial N}{\partial \Delta P} + \frac{\partial f}{\partial D} \cdot \frac{\partial D}{\partial \Delta P}. \end{aligned} \quad (3)$$

Из соотношения (3) следует, что частные производные равны

$$\frac{\partial F}{\partial \Delta P} = \alpha F_0; \quad \frac{\partial q}{\partial \Delta P} = \gamma q_0; \quad \frac{\partial N}{\partial \Delta P} = \nu N_0; \quad (4)$$

$$\frac{\partial C}{\partial \Delta P} = \beta C_0; \quad \frac{\partial m}{\partial \Delta P} = \mu m_0; \quad \frac{\partial D}{\partial \Delta P} = \rho D_0.$$

Подставим соотношения (4) в формулу (3) и получим

$$\varphi = f(F_0; C_0; q_0; m_0; N_0; D_0) + \left(\alpha F_0 \frac{\partial f}{\partial F} + \beta C_0 \frac{\partial f}{\partial C} + \right. \\ \left. + \gamma q_0 \frac{\partial f}{\partial q} + \mu m_0 \frac{\partial f}{\partial m} + \nu N_0 \frac{\partial f}{\partial N} + \rho D_0 \frac{\partial f}{\partial D} \right) \Delta P. \quad (5)$$

При отсутствии дополнительных возбуждающих воздействий, т. е. при действии только измеряемого давления, статическая характеристика зависимости выходного параметра A от измеряемого давления P образует семейства характеристик в соответствии с формулой (5).

Приращение дисперсии ΔD при изменении независимых переменных рассчитаем по формуле

$$\Delta D = S_P^D (\Delta P + K_P^D \Delta P + K_T^D \Delta T + K_\Theta^D \Delta \Theta + K_\tau^D \Delta \tau + K_t^D \Delta t + \\ + K_{v_{\text{num}}}^D \Delta v_{\text{num}} + K_{f_{\text{num}}}^D \Delta f_{\text{num}} + K_{z_{\text{num}}}^D \Delta z_{\text{num}}). \quad (6)$$

Входящие в уравнение (6) коэффициенты преобразования могут быть записаны в следующем виде:

$$K_P^D = \frac{S_P^D}{S_P^D}; \quad K_T^D = \frac{S_T^D}{S_P^D}; \quad K_\Theta^D = \frac{S_\Theta^D}{S_P^D}; \quad K_\tau^D = \frac{S_\tau^D}{S_P^D}; \quad K_t^D = \frac{S_t^D}{S_P^D}; \quad (7)$$

$$K_{v_{\text{num}}}^D = \frac{S_{v_{\text{num}}}^D}{S_P^D}; \quad K_{f_{\text{num}}}^D = \frac{S_{f_{\text{num}}}^D}{S_P^D}; \quad K_{z_{\text{num}}}^D = \frac{S_{z_{\text{num}}}^D}{S_P^D};$$

$$S_P^D = \frac{\partial f D}{\partial P}; \quad S_P^D = \frac{\partial f D}{\partial P}; \quad S_T^D = \frac{\partial f D}{\partial T}; \quad S_\Theta^D = \frac{\partial f D}{\partial \Theta}; \quad S_\tau^D = \frac{\partial f D}{\partial \tau};$$

$$S_t^D = \frac{\partial f D}{\partial t};$$

$$S_{v_{\text{num}}}^D = \frac{\partial f D}{\partial v_{\text{num}}}; \quad S_{f_{\text{num}}}^D = \frac{\partial f D}{\partial f_{\text{num}}}; \quad S_{z_{\text{num}}}^D = \frac{\partial f D}{\partial z_{\text{num}}}.$$

Рассматривая разложение статической характеристики в ряд Тейлора, приходим к выводу, что зависимость выходного сигнала y от измеряемого давления P может быть представлена выражением

$$y = a_0 + a_1 P + H_{(P)}, \quad (8)$$

где a_0 — нулевой уровень;

a_1 — коэффициент, характеризующий чувствительность датчика;

$H_{(P)}$ — полином, характеризующий нелинейность датчика.

Таким образом, основными величинами, определяющими метрологические свойства схемы измерения давления (деформации), являются параметры a_0 , a_1 и $H_{(P)}$.

Определим основные факторы, влияющие на изменение указанных величин, выразив их через следующие функциональные зависимости:

$$\begin{aligned} a_0 &= f_0(T; \Theta; \tau; t; v_{\text{num}}; z_{\text{num}}; f_{\text{num}}; C_{\text{rei}}; F_{\text{rei}}; \\ &C_{\text{ni}}; C_{\text{ki}}; B_i; R_i; L_i; C_i \text{ и др.}); \\ a_1 &= f_1(T; \Theta; \tau; t; v_{\text{num}}; z_{\text{num}}; f_{\text{num}}; C_{\text{rei}}; F_{\text{rei}}; C_{\text{ni}}; C_{\text{ki}}; B_i; \\ &R_i; L_i; C_i \text{ и др.}); \\ H_{(P)} &= f_{\text{H}}(T; \Theta; \tau; t; v_{\text{num}}; z_{\text{num}}; f_{\text{num}}; C_{\text{rei}}; F_{\text{rei}}; C_{\text{ni}}; C_{\text{ki}}; \\ &B_i; R_i; L_i; C_i \text{ и др.}). \end{aligned} \quad (9)$$

Основными факторами, влияющими на изменение величин a_0 , a_1 и $H_{(P)}$, как следует из функциональных зависимостей (9), являются:

температура тела T ;

температура окружающей среды Θ ;

длительное время работы τ ;

кратковременный период работы t ;

напряжение, ток и частота питающего сигнала U_{num} , I_{num} , f_{num} .

Эти возбуждающие воздействия проявляются через следующие

конструктивные параметры:

C_{rei} или f_{rei} — жесткость или эластичность чувствительных элементов;

F_i — эффективные площади чувствительных элементов;

C_{ni} или f_{ni} — жесткость или эластичность дополнительных пружин;

C_{ki} или f_{ki} — жесткость или эластичность элементов конструкции датчика;

B_i — начальные размеры элементов конструкции датчика;

R_i , L_i , C_i — значения сопротивлений индуктивностей; емкостей.

Следует отметить, что в функциональные зависимости (9) должны входить и другие влияющие факторы, но их влияние сказывается в значительно меньшей степени, чем вышеперечисленных, и поэтому они не рассматриваются.

Полученная в настоящей статье зависимость (8) практически полностью определяет статическую характеристику датчика давления (деформации) и основные погрешности.

Нулевой уровень датчика характеризуется величиной, а уход нуля схемы измерения определяется изменением этой величины, т. е. выражением Δa_0 .

Естественно, что в большинстве случаев необходимо добиваться уменьшения величин a_0 и Δa_0 .

Величина a_0 может быть сведена к минимуму предварительной настройки нуля датчика давления, однако точное смещение статической характеристики в начало координат нередко представляет собой значительные технические трудности, что приводит к необходимости мириться с нулевым остатком. Поэтому важно рассмотреть условие изменения нулевого остатка и ухода нуля.

Значительное увеличение величины Δa_0 может быть вызвано влиянием помех согласно первому уравнению системы (9)

$$\Delta a_0 = \frac{\partial f_0}{\partial T} \Delta T + \frac{\partial f_0}{\partial \Theta} \Delta \Theta + \frac{\partial f_0}{\partial \tau} \Delta \tau + \frac{\partial f_0}{\partial t} \Delta t + \frac{\partial f_0}{\partial v_{\text{num}}} \Delta v_{\text{num}} + \\ + \frac{\partial f_0}{\partial J_{\text{num}}} \Delta J_{\text{num}} + \frac{\partial f_0}{\partial f_{\text{num}}} \Delta f_{\text{num}}. \quad (10)$$

Из выражения (10) видно, что величина a_0 может быть сведена к нулю при равенстве нулю правой части.

Эта задача может быть решена двояким способом. Первый способ заключается во взаимной компенсации слагаемых, входящих в выражение (10), для чего соответствующим образом должны быть подобраны знаки и величины слагаемых.

Практическая реализация этого способа весьма сложна и трудоемка. Второй способ заключается в минимизации слагаемых, что может быть выполнено путем повышенной защищенности к действию помех путем уменьшения самих помех.

Реализация этого способа упрощается тем обстоятельством, что практически на каждом датчике преобладающее значение имеет лишь часть помех, входящих в уравнение (10). Например, при выполнении электрической цепи датчика по мостовой и дифференциальной схемам в заданном пределе изменений можно исключить из рассмотрения величины ΔU_{num} , ΔI_{num} , Δf_{num} . При соответствующем выборе измерительных и конструктивных схем могут быть сведены к минимуму величины ΔT , $\Delta \Theta$, $\Delta \tau$ и Δt .

Выводы

1. Определены основные факторы, влияющие на изменение метрологических свойств схемы измерения, давления (деформации).
2. Показаны пути устранения нулевого уровня датчика давления.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кривоносов И. И. Электромеханические измерительные преобразователи давлений высокотемпературных сред. М., «Энергия», 1976.
2. Казначеев Н. И. Применение легких пространственных железобетонных оболочек.— «Сельское строительство», 1974, № 1.

О. А. РОЧНЯК

РАЦИОНАЛЬНАЯ КОНСТРУКЦИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Конструктивное решение каркасов производственных сельскохозяйственных зданий с применением сборных железобетонных трехшарнирных рам по сравнению со стоечно-балочной системой имеет лучшие показатели по расходу материалов, стоимости «в деле», приведенным затратам. Однако номенклатура рамных конструкций в настоящее время не упорядочена, в результате чего в практике сельского строительства находят применение различные типы рам, отличающиеся формой поперечного сечения (прямоугольные, двутавровые, тавровые); насыщенностью арматурой (в том числе конструктивной); технологическими параметрами изготовления. Необходимость отбора для массового применения наиболее рациональных, обладающих лучшими технико-экономическими показателями конструкций рам очевидна. Результаты работ, выполненных на кафедре железобетонных конструкций, могут явиться основанием для такого отбора рам пролетом 18 м.

В системе Межколхозстроя для производственных сельскохозяйственных зданий пролетом 18 м применяются железобетонные рамы двух марок — Р18.0-2 и Р18-6, конструкции которых разработаны под одну и ту же расчетную нагрузку — 2000 кгс/м. Основные технико-экономические показатели их приведены в табл. 1, из данных которой следует, что на раму марки Р18-6 расходуется бетона на 0,06 м³ больше, чем на раму Р18.0-2, однако по затратам металла первая рама на 20% экономичнее второй. Таким образом, конструкция рамы Р18-6 имеет преимущества: она менее металлоемка, более технологична, так как форма поперечного сечения проста, расход металла на оснастку и опалубку приблизительно на 30% меньше.

Эксплуатационные характеристики этих марок рам установлены путем испытания опытных экземпляров натуральных образцов.

Таблица 1

Основные технико-экономические показатели
конструкции рам с пролетом 18 м

Марка рамы	Расчетная нагрузка, кгс/м	Форма сечения ригеля	Форма сечения стойки	Марка бетона	Масса, кг	Объем бетона, м ³	Расход стали, кг
Р18.0-2	2000	Тавровая	Двутавровая	300	2400	0,97	318,3
Р18-6	2000	Прямоугольная	Прямоугольная	300	2450	1,03	256,2

При подготовке к испытаниям устанавливались опалубочные размеры; толщина защитного слоя (измерялась с помощью прибора ИЗС-2); шаг поперечной арматуры (месторасположение поперечной арматуры, установленное прибором ИЗС-2, наносилось на внешней поверхности полурам и сличалось с проектным); прочность бетона по длине полурам определялась с использованием ультразвуковой аппаратуры и эталонного молотка.

Испытание рам, собранных из двух полурам, осуществлялось в горизонтальном положении в соответствии с требованиями ГОСТ 8829—66 «Изделия железобетонные сборные. Методы испытаний и оценки прочности, жесткости и трещиностойкости» и рабочими чертежами конструкций. Опирались рамы выполнялись шарнирно-неподвижным, путем установки стоек полурам в гнезда опорной части силовой стенки. Устройство конькового шарнира соответствовало условиям работы в натуре. Горизонтальность рам в течение всего времени испытаний контролировалась нивелиром. Изгиб в вертикальной плоскости был исключен, так как расстояние между железобетонными опорными шпалами составляло 1,3—1,1 м.

Ригель рамы загружался симметричной нагрузкой шестью гидродомкратами через металлические распределительные рамки таким образом, чтобы количество сосредоточенных грузов в пролете полурам составляло шесть, обеспечивая проектные усилия в конструкции рам. Режим загрузки соответствовал ГОСТ 8829—66 и был кратковременным ступенчатым; каждая из нагрузок не превышала 10% (200 кгс/м) от контрольной. Скорость приложения каждой ступени составляла 1—2 мин, выдержка после ступени — 20—30 мин, за время которой снимались показания по приборам, велся контроль за появлением и шириной раскрытия трещин. Прогибы измерялись прогибомерами системы Аистова с ценой деления 0,001 мм, измерение перемещений производилось дважды — непосредственно после приложения ступени нагрузки и перед последующим нагружением. Ширина раскрытия трещин определялась с помощью отсчитывающего микроскопа с 24-кратным увеличением: нормальных трещин — на уровне нижнего ряда арматуры; наклонных трещин — в местах максимального раскрытия. Ширина раскрытия трещин контролировалась при нормативной нагрузке. Допускаемая кратковременная ширина раскрытия трещин (табл. 6 СНиП П-28-73 «Защита строительных конструкций от коррозии») для железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой, эксплуатируемых в среднеагрессивной среде, — 0,15 мм, в слабоагрессивной среде — 0,20 мм. Для изделий, в которых ширина раскрытия трещин при эксплуатации не должна превышать 0,2 мм, ГОСТ 8829—66 устанавливает контрольную ширину раскрытия равной 0,1 мм.

Результаты испытания рамы Р18.0-2. Прочность бетона по длине полурам и по высоте сечений показана на рис. 1.

Исчерпание несущей способности рамы произошло при равномерной нагрузке 2900 кгс/м. Разрушился ригель левой полурамы по нормальному сечению на расстоянии 2,6 м от гребневого шар-

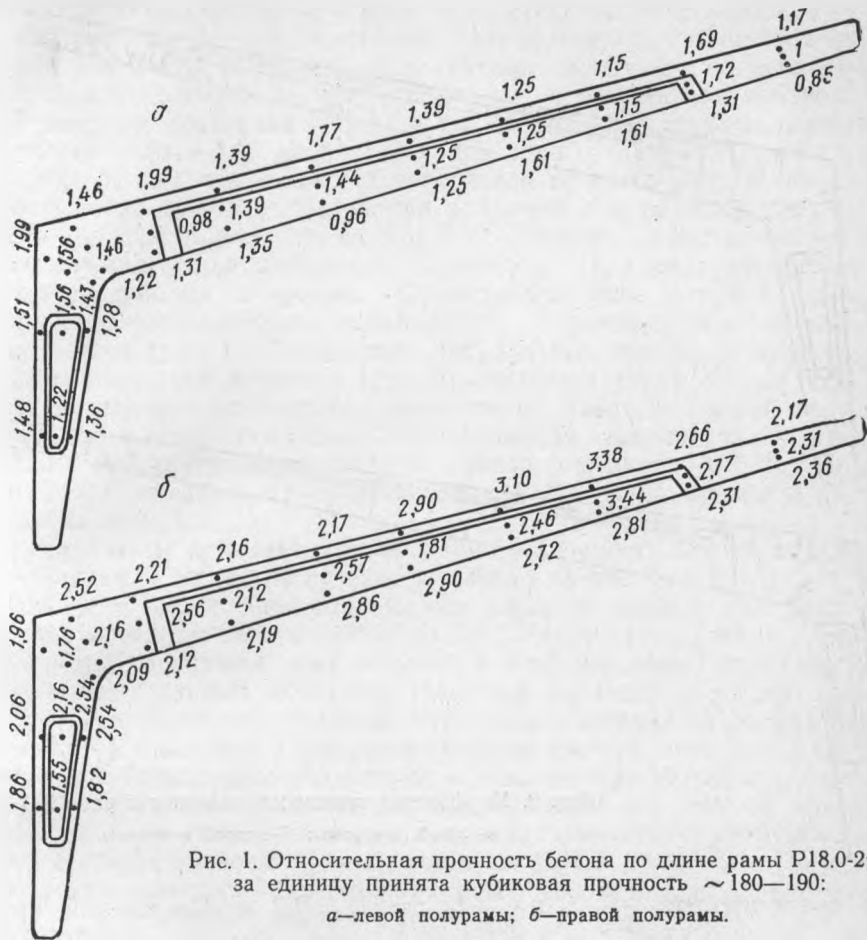


Рис. 1. Относительная прочность бетона по длине рамы P18.0-2; за единицу принята кубиковая прочность $\sim 180-190$:

а—левой полурамы; б—правой полурамы.

нира. Плавный характер развития критической нормальной трещины, чрезмерная ширина ее раскрытия (12 мм) и быстрое уменьшение высоты сжатой зоны перед разрушением бетона свидетельствуют о том, что при нагрузках, близких к разрушению, напряжения в продольной растянутой арматуре достигли расчетных сопротивлений. Характеру разрушения соответствует значение $S=1,4$ (табл. 2 ГОСТ 8829—66). Таким образом, по показателю прочности конструкция рамы соответствовала проектным данным $\left(\frac{2900 \text{ кгс/м}}{1,4} = 2000 \text{ кгс/м} \right)$.

Оценка жесткости произведена по величине максимального прогиба ригелей и перемещению гребневого шарнира от воздействия нормативной нагрузки ($q^n = 1800 \text{ кгс/м}$). Максимальный измеренный прогиб ригеля был отмечен на расстоянии 3 м от конька и составил для одного из ригелей $f_1 = 0,95 \text{ см}$, для другого $f_2 = 1,27 \text{ см}$, или

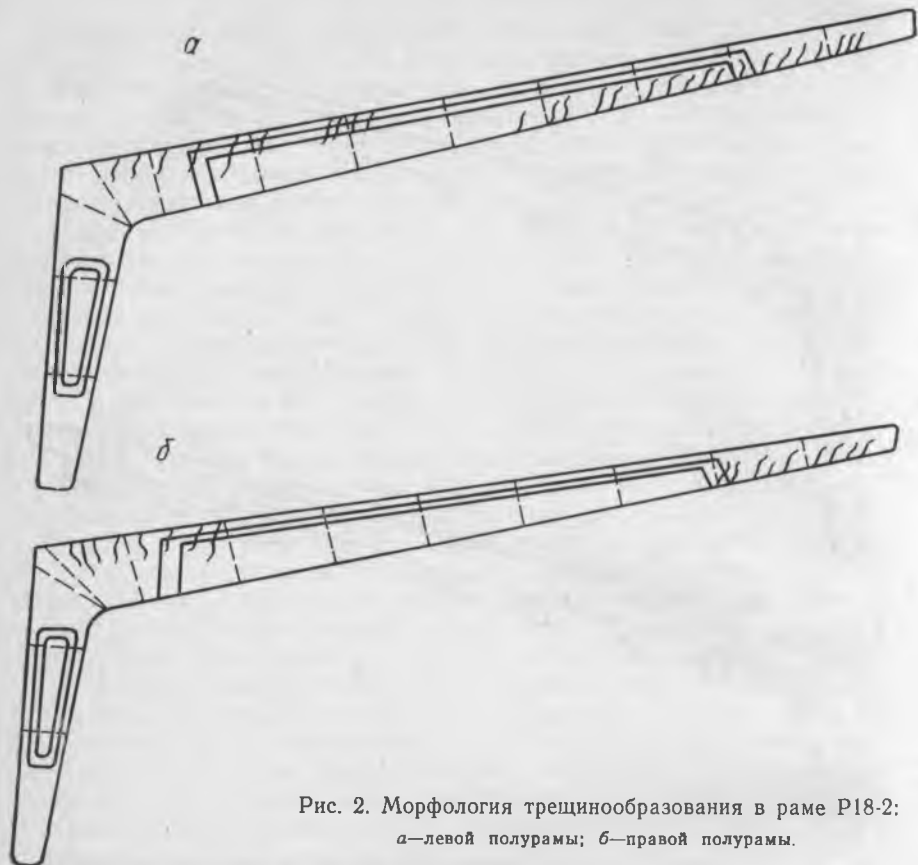


Рис. 2. Морфология трещинообразования в раме P18-2:
а—левой полурамы; б—правой полурамы.

в долях пролета $\frac{1}{950} l_0$ и $\frac{1}{707} l_0$, где $l_0 = 9,0$ м. Предельный прогиб для рассматриваемых железобетонных элементов при $l_0 > 7,5$ м, согласно СНиП 11-21-75, составляет $\frac{1}{250} l_0$. Таким образом, опытные прогибы в несколько раз меньше предельных значений. Перемещение гребневого шарнира при нормативной нагрузке составило 1,04 см, или $\frac{1}{1730} l_0$ ($l_0 = 18$ м).

Ширина раскрытия трещин контролировалась при нормативной нагрузке $q^H = 1800$ кгс/м для нормальных сечений — на уровне центра тяжести нижнего ряда рабочей арматуры; наклонных сечений — в местах максимального раскрытия. Образование первых трещин в левой полураме произошло в ригеле в зоне действия максимальных изгибающих моментов при погонной нагрузке 800 кгс/м. Одной из причин трещинообразования явилась низкая и неравномерная по длине ригеля прочность бетона (рис. 1). При нагрузке 1000 кгс/м было отмечено образование волосных трещин

(менее 0,05 мм) в ригеле в зоне отрицательных моментов и в узле сопряжения ригеля со стойкой. Морфология трещинообразования в левой полураме при нормативной нагрузке показана на рис. 2, а. Максимальная ширина раскрытия трещин при контрольной нагрузке составила 0,09—0,1 мм. В правой полураме первые трещины ($a_T=0,05$ мм) появились при погонной нагрузке 1000 кгс/м на 2-метровом участке ригеля от гребневого шарнира. Морфология трещинообразования в правой полураме при нормативной нагрузке показана на рис. 2, б. Следует отметить, что зона максимальных положительных моментов (при контрольной нагрузке) свободна от трещин. Объясняется это высокой прочностью и, следовательно, повышенным сопротивлением растяжению бетона (рис. 1). Отклонение направления трещин от нормали к продольной оси элемента (рис. 2) свидетельствует, что их образование явилось результатом совместного действия изгибающих моментов и поперечных сил. Максимальная ширина раскрытия трещин при контрольной нагрузке оказалась равной 0,1 мм. При нагрузках, близких к разрушающим,— 2800 кгс/м трещины раскрылись до 10 мм.

Результаты испытания рамы Р18-6. Прочность бетона по длине полурам и по высоте сечений показана на рис. 3, а и 3, б.

Исчерпание несущей способности рамы произошло при равномерной погонной нагрузке 3200 кгс/м. Разрушился ригель левой полурамы по нормальному сечению в зоне действия максимальных положительных моментов. Плавный характер развития критической нормальной трещины, чрезмерная ширина ее раскрытия (~ 12 мм) и быстрое уменьшение высоты сжатой зоны перед разрушением бетона свидетельствуют о том, что при нагрузках, близких к разрушению, напряжения в продольной растянутой арматуре достигли расчетных сопротивлений. Характеру разрушения соответствует значение $C=1,4$ (табл. 2, ГОСТ 8829—66). По показателям прочности конструкция рамы соответствовала проектным данным $\left(\frac{3200 \text{ кгс/м}}{1,4} = 2000 \text{ кгс/м} \right)$.

Оценка жесткости рамы также произведена по величине максимального прогиба ригелей и перемещению гребневого шарнира от воздействия нормативной нагрузки ($q^H = 1800$ кгс/м). Максимальный прогиб ригеля был отмечен на расстоянии ~ 4 м от конька и составил для одного из ригелей $f_1 = 2,0$ см, для другого — $f_2 = 1,57$ см, или в долях пролета $\frac{1}{450} l_0$ и $\frac{1}{575} l_0$ ($l_0 = 9,0$ м). Таким образом, опытные прогибы в несколько раз меньше предельных значений. Перемещение гребневого шарнира при нормативной нагрузке составило 0,14 см, или $\frac{1}{1285} l_0$. Ширина раскрытия трещин контролировалась при нормативной нагрузке $q^H = 1800$ кгс/м.

В левой полураме первые трещины ($a_T=0,05$ мм) появились при погонной нагрузке 1000 кгс/м в узле сопряжения ригеля со стойкой. Морфология трещинообразования в левой полураме

ментов. Максимальная ширина раскрытия трещин при контрольной нагрузке была 0,1 мм. При нагрузках, близких к разрушающим (~ 3100 кгс/м), критические трещины раскрылись до 10 мм.

Выводы по экспериментальным данным. Результаты экспериментальных исследований позволяют сделать следующие выводы.

Несмотря на то что в величинах несущей способности и деформативности натуральных образцов двух марок железобетонных рам с тавровым (рама Р18.0-2) и прямоугольным (рама Р18-6) поперечным сечением, запроектированных для восприятия одинаковой нагрузки (2000 кгс/м), нет резкого отличия, эксплуатационные качества рамы Р18-6 с точки зрения морфологии трещинообразования оказались выше. Это обстоятельство объясняется прежде всего более равномерной структурой (следовательно, прочностью и растяжимостью) бетона как по длине, так и по высоте сечений, что характерно для конструкций с простой, в данном случае прямоугольной, формой поперечного сечения. Отсутствие в сечении входящих углов позволяет предотвратить расслаивание бетонной смеси при ее уплотнении и тем самым добиться однородности бетона, что улучшает в целом морфологию трещинообразования в эксплуатационных условиях.

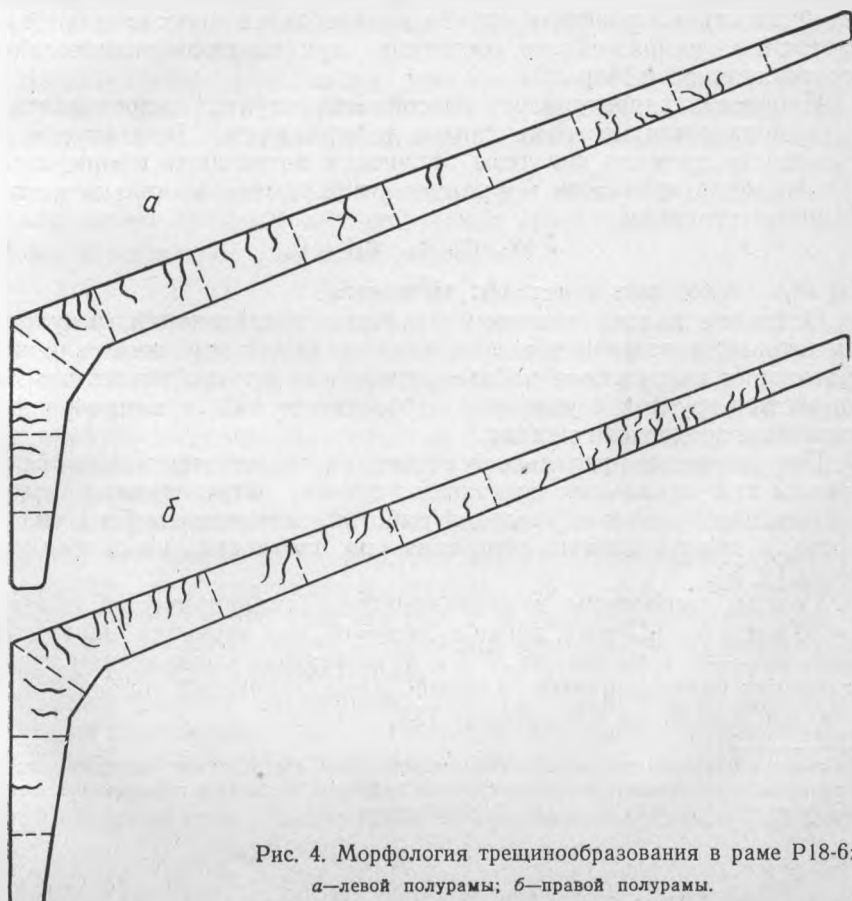


Рис. 4. Морфология трещинообразования в раме Р18-6:

а—левой полурамы; б—правой полурамы.

На раму с прямоугольным сечением элементов (Р18-6) расходуется на 0,06 м³ бетона больше, чем на раму с тавровым сечением (Р18.0-2); однако первая менее металлоемка на 62,1 кгс; экономия металла достигается за счет уменьшения количества конструктивной арматуры.

Расход металла на оснастку и опалубку рамы Р18-6 на 30% меньше, чем рамы Р18.0-2.

На основании вышеизложенного для массового применения следует рекомендовать железобетонные трехшарнирные рамы с прямоугольным сечением элементов.

УДК 624.131.376.5

В. Г. ФЕДОРОВ

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ ПЕСЧАНЫХ И ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ *

Расчет оснований сельскохозяйственных зданий и сооружений ведется по двум предельным состояниям. Оценка устойчивости и прочности грунта производится на основании рассмотрения напряженного состояния предельного равновесия и теории прочности Мора.

Прочность характеризует способность грунта сопротивляться разрушению или неограниченным деформациям. Выдвинутые до последнего времени гипотезы прочности позволяют сформулировать условие прочности в функции от параметров только напряженного состояния

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, m_i) = 0, \quad (1)$$

где m_i — некоторые константы материала.

Основная задача экспериментальных исследований, результаты которых изложены в статье, заключалась в изучении влияния траектории нагружения на закономерности прочности песчаных и глинистых грунтов в условиях пространственного напряженного состояния трехосного сжатия.

При изучении предельного состояния экспериментально обследованы три начальных состояния супеси, определяемых плотностью, влажностью и удельной работой, затрачиваемой на уплотнение, и два начальных состояния по плотности неоднородного песка [2, 3].

Опыты выполнены в стабилometре (цилиндрический образец $d=60$ мм и $h=127$ мм), когда $\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$ при значении параметра Лоде $\mu_\sigma = -1$, и на стенде № 1 с независимым управлением тремя главными напряжениями (полый цилиндрический образец $d_{\text{н}} = 60$ мм, $d_{\text{в}} = 35$ мм и $h = 80$ мм) [3].

* Статья составлена по результатам исследований, выполненных автором в лаборатории строительных свойств грунтов кафедры механики грунтов, оснований и фундаментов МИСИ им. В. В. Куйбышева.

Из множества возможных траекторий нагружения, развивающихся в период строительства и эксплуатации сельскохозяйственных зданий, исследованы менее сложные. На первом этапе изученных траекторий развития напряженного состояния образец подвергался изотропному обжатию, возрастающему до величины $\sigma_{п.д.}$. Затем при достигнутом уровне начального обжатия выполнялось девиаторное нагружение при постоянном значении в каждом опыте параметров траекторий $K_{\sigma} = \frac{\sigma_{п.д.}}{\sigma_i}$ и μ_{σ} . Указанные параметры харак-

теризуют девиаторную часть траектории. Девиатор изменялся путем увеличения наибольшего главного напряжения σ_1 при соответствующем уменьшении бокового обжатия $\sigma_2 = \sigma_3$ во всей допредельной области вплоть до разрушения. Критерием разрушения при ступенчатом нагружении являлось развитие вертикальной деформации с прогрессирующими скоростями. Ступени нагружения при приближении к предельному квазиравновесному состоянию уменьшались до незначительных величин порядка 0,01 МПа. Затем для условно определенного предельного состояния прекращалось дальнейшее увеличение интенсивности напряжений σ_i и проводились наблюдения за развитием во времени объемной деформации Θ и формоизменения e_i в процессе течения грунта при постоянных значениях напряжений.

Исследованию дилатансии уделялось особое внимание как основному фактору, определяющему совместное влияние инвариантов тензора напряжений σ и σ_i на формоизменение и объемную деформацию [1].

Анализ результатов опытов показал, что связь между предельными значениями $\sigma_i^{п.д.}$ и $\sigma^{п.д.}$ для одинаковых траекторий по K_{σ} при различных значениях $\sigma_{п.д.}$ является линейной

$$\sigma_i^{п.д.} = n\sigma^{п.д.} + b. \quad (2)$$

Параметры этой зависимости n и b являются функциями траекторий. Степень активности процессов дилатансии в предельном состоянии определяется начальным состоянием грунта и траекторией нагружения. Соответственно в уравнении (2) меняется главным образом параметр n , возрастая с увеличением процессов разрыхления, происходящих не только в предельном состоянии, но и в допредельной области.

Рис. 1 характеризует пространственные изменения предельных значений интенсивности напряжений ($\sigma_i^{п.д.}$). Продольные сечения, полученные при значениях μ_{σ} , равных -1 ; 0 ; $+1$, совмещены в плоскости чертежа рис. 1, а. На рис. 1, б дано условное изображение предельной поверхности, полученное при различных значениях μ_{σ} , но постоянных в каждом опыте.

Данные графики показывают, что при разрушении образцов грунта на траекториях с $\mu_{\sigma} = -1$ развивались значительные объемные деформации дилатантного разрыхления. Для траекторий при $\mu_{\sigma} = +1$ разрушение сопровождалось очень небольшой интенсивностью разрыхления без нарушения «сплошности» среды. На всех

обследованных траекториях нагружения, характеризуемых параметрами $\sigma_{нд}$ и K_σ , вид напряженного состояния оказывал значительное влияние на состояние предельного равновесия. Отметим, что экспериментальные точки в обследованных траекториях с $\mu_\sigma = \text{const}$ в каждом опыте дали наибольшие значения $\sigma_i^{\text{пр}}$ для траекторий с $\mu_\sigma = -1$ и наименьшие — при $\mu_\sigma = +1$. Все иные траектории нагружения, определяемые различным возможным законом изменения промежуточного главного напряжения σ_2 , будут иметь $\sigma_i^{\text{пр}}$ между указанными пределами. Следовательно, результаты обследования влияния вида напряженного состояния μ_σ , представленные на рис. 1, а и б, существенно расширяют обобщения условий предельного равновесия на общий случай пространственного напряженного состояния, когда траектории нагружения развиваются не только в одной плоскости при $\mu_\sigma = -1$, характерной для практики лабораторного эксперимента, но и в плоскостях, определяемых иными значениями μ_σ в диапазоне от -1 до $+1$.

Приведенные выводы о влиянии вида напряженного состояния μ_σ для супеси также подтверждаются исследованиями, выполненными с чарвакским суглинком.

Таким образом, результаты исследования показали, что на прочностные свойства грунтов влияют не только сами тензоры напряжений (T_σ) и деформаций (T_ϵ), но и путь нагружения. Все это заставляет искать новые условия прочности, которые бы учитывали эти особенности работы грунта.

Криволинейная связь между напряжениями и деформациями говорит о том, что характеризовать прочность только тензором на-

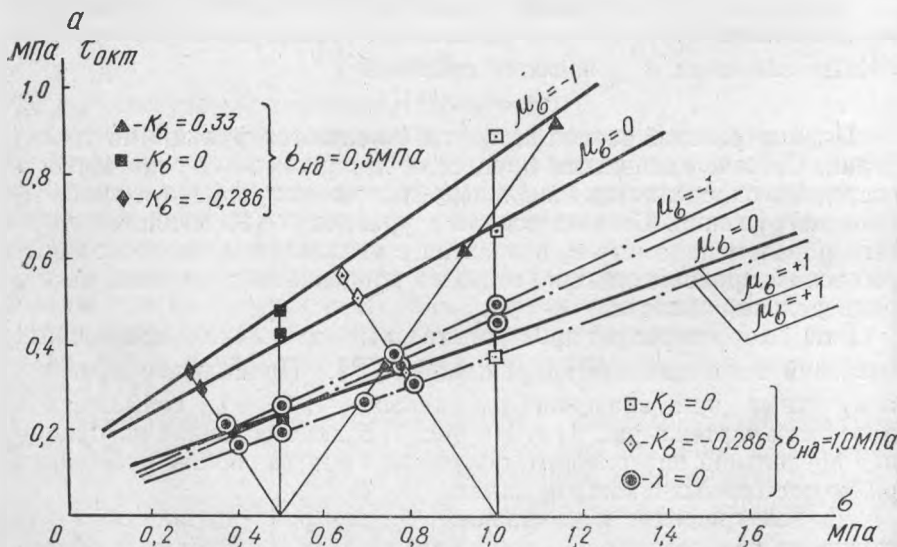
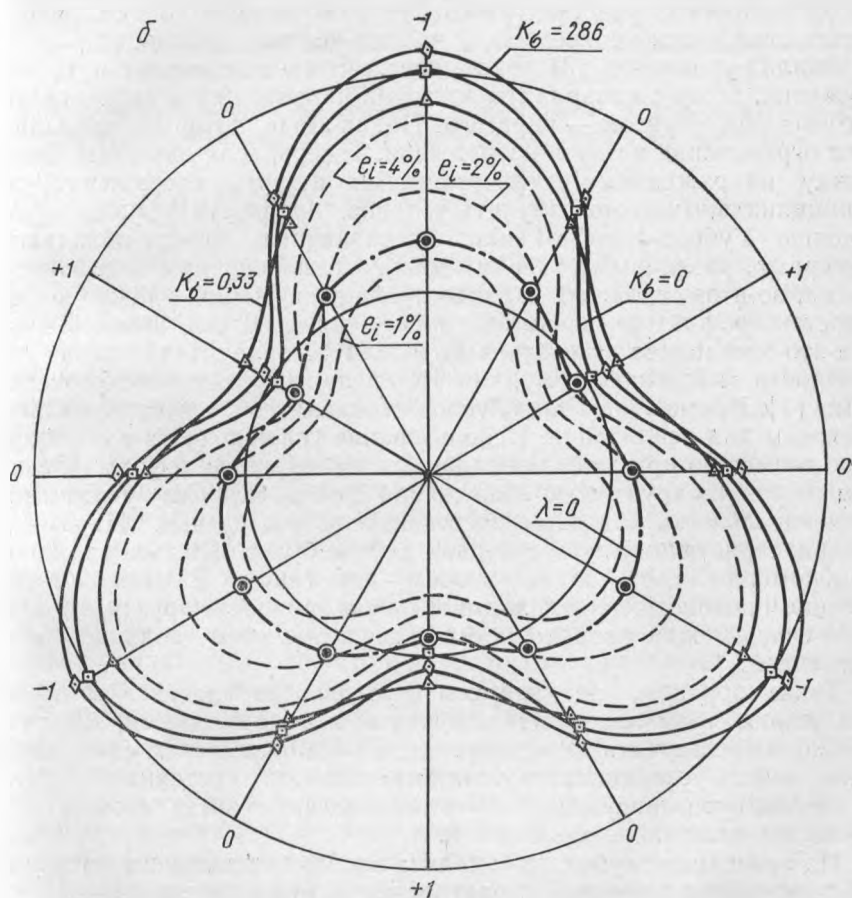


Рис. 1. Зависимость $\tau_{\text{окт}} = \tau_{\text{окт}}(\sigma_{\text{окт}})$ (а) и проекция характерных линий напря- (б). Сплошные линии соответствуют состоянию предельного равновесия для

пряжений становится весьма затруднительно. Кроме того, сугубо пластические свойства грунта (пластические деформации в грунте наблюдаются при любых напряжениях) заставляют считать, что условие прочности обязано учитывать путь нагружения. Эти косвенные данные позволяют сделать вывод, что энергетический подход к прочности грунта может дать ответ на поставленные вопросы.

Среди инкрементальных теорий, или теорий в приращениях, значительный интерес представляет модель грунта, базирующаяся на энергетическом подходе к условию прочности [4]. Как известно, в процессе сдвига в грунте происходит как формоизменение (e_i), так и объемные деформации (Θ). Поэтому энергетическое условие прочности грунта, предложенное Л. Н. Рассказовым, можно записать



женно-деформированного состояния на девиаторную плоскость при $\sigma_{н.д} = 1,0$ МПа:

$$K_{\sigma} = \frac{\sigma_{л}}{\sigma_i} = 0,33; 0; -0,286; \text{пунктирные — для } l_i = \text{const.}$$

$$U_0 + \int \sigma(t) d\Theta(t) = \int \sigma_{ij}(t) d\varepsilon_{ij}(t), \quad (3)$$

где U_0 — энергия связности, аналогичная сцеплению. Величина U_0 для песчаных и глинистых грунтов находится обычно в интервале от 0 до 1,2 кгс/см², если вся энергия относится к объему грунта.

Это условие прочности можно сформулировать следующим образом: предельная энергия формоизменения равна энергии объемной деформации и энергии предварительного упрочнения, которое характеризует начальное состояние грунта.

Следует отметить, что рассматриваемое условие предельного равновесия хорошо согласуется с представлениями о прочности Максвелла. Поскольку связи между напряжениями и деформациями на различных участках работы грунта разные, то путь нагружения становится неотъемлемой частью условия прочности.

Анализ уравнения (3) показывает, что в него входят путь нагружения, первые инварианты тензоров напряжений и деформаций и косвенным образом — параметр Надаи-Лоде, который накладывает ограничения на путь нагружения. Теперь, если известны связи между напряжениями и деформациями и путь нагружения, то принципиально можно получить условие прочности, аналогичное условию Губера-Мизеса-Генки, но различные грунты обладают, во-первых, различными связями между напряжениями и деформациями, во-вторых, задать заранее путь нагружения, даже когда известен график производства работ, практически невозможно. Все это заставляет отказаться от мысли устанавливать параметр прочности аналогично тому, как это сделано другими исследователями [1]. Кроме этого, такое условие оказалось бы исключительно сложным для реализации. Использование условия (3) в его общем виде возможно при решении задач о напряженно-деформированном состоянии грунтового сооружения с обязательным учетом последовательности или даже постепенности возведения. Параметр t , характеризующий путь, в первом случае будет являться порядковым номером слоя, а во втором — временем. В этом случае условие прочности дает нам длительную прочность грунта, но при этом связь между напряжениями и деформациями должна быть временной.

Таким образом, анализируемое условие прочности требует от нас знания связи между напряжениями и деформациями, которую необходимо получить из эксперимента. Наличие такой связи дает возможность устанавливать точку предельного состояния грунта на любом пути нагружения с учетом всех его свойств, возможного вращения поля напряжения и т. д.

На основании глубокого анализа экспериментального материала произведена проверка справедливости энергетического условия прочности (3).

Изменение энергии на объемные деформации и формоизменение в процессе нагружения показано на рис. 2. По оси абсцисс от-

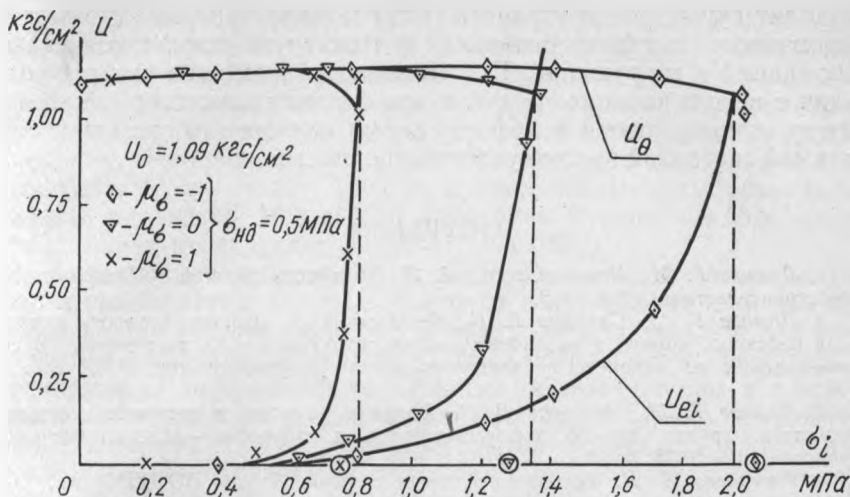


Рис. 2. Изменение энергии на объемные деформации U_θ и формоизменения U_{ei} для супеси ($W=0,095$, $\gamma_{ск}=2,14 \text{ г/см}^3$) при $K_\sigma=0,33$ и $\sigma_{нд}=0,5 \text{ МПа}$.

— экспериментальные точки разрушения образца.

ложен второй инвариант девиатора напряжений, а по оси ординат — энергия, причем верхняя кривая характеризует энергию объемной деформации, а нижняя — энергию формоизменения при действии девиатора напряжений. Точка пересечения данных кривых изменения энергии характеризует прочность грунта. Подсчет энергии проводился методом численного интегрирования по ступеням нагружения.

Анализируя рассматриваемый график, следует отметить, что роль инвариантов напряженного состояния σ и σ_i значительным образом меняется в процессе деформирования допредельной области. Вначале нагружения девиатор напряжений накапливает энергию «прочности», а затем быстро накапливает энергию формообразования, т. е. энергию «разрушения». На участке, близком к предельному состоянию, вследствие наличия процессов разрыхления среднее напряжение σ вместе с девиатором уменьшает ранее накопленную энергию «прочности».

Полученные результаты проверки справедливости применения рассмотренного энергетического условия прочности дают возможность полагать, что это условие прочности выполняется для большого класса грунтов на положительных траекториях нагружения с $K_\sigma \geq 0$ при пластическом разрушении с сохранением сплошности среды без образования плоскостей скола.

Отклонение теории от эксперимента составило 5—8%.

Применение энергетического условия прочности (3), учитывающего траекторию нагружения и реальные свойства песчаных и глинистых грунтов во всем диапазоне действующих нагрузок,

позволит существенно уточнить определение напряженно-деформированного состояния оснований фундаментов сельскохозяйственных зданий и сооружений. Его реализация возможна при решении задач с использованием ЭВМ и при наличии достоверной связи между напряжениями и деформациями, которые становятся необходимой составной частью условия прочности.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ломизе Г. М., Крыжановский А. Л. Прочность грунтов.— «Гидротехническое строительство», 1967, № 3.
2. Ломизе Г. М., Суханов Е. И., Федоров В. Г. Деформируемость и прочность песчаного грунта в различных траекториях и режимах нагружения. В сб.: Исследования по механике грунтов, основаниям и фундаментам. КГУ, Элиста, 1974.
3. Ломизе Г. М., Федоров В. Г. Влияние начального состояния скелетно-глинистого грунта на его деформируемость и прочность.— «Гидротехническое строительство», 1975, № 12.
4. Рассказов Л. Н. Условие прочности грунтов. Труды ВОДГЕО, М., 1974, № 44.

УДК 624.131.522.3:624.131.212.001.5

М. С. ГРИЦУК, С. С. ДАРКОВИЧ

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ФУНДАМЕНТНЫХ БЛОКОВ С ПЛОСКОЙ И ПРИЗМАТИЧЕСКОЙ ПОДОШВОЙ НА ПЕСЧАНОМ ОСНОВАНИИ

Широкая программа сельскохозяйственного строительства в нашей стране ставит большие задачи в выполнении экономической эффективности затрат на возведение фундаментов для сельскохозяйственных зданий и сооружений. Значительный резерв снижения стоимости фундаментов при одновременном повышении их надежности заключен в разработке новых конструктивных решений, позволяющих получить рациональное распределение контактных давлений. В работах И. Я. Штаермана [3], Н. М. Бородачева [1] и некоторых других авторов предложено скругление подошвы фундамента с целью ликвидации пластических зон в грунте. Однако в этих работах не приводятся практические рекомендации по их применению, а также отсутствуют экспериментальные исследования. В работе А. Н. Тетиора и С. П. Жукова [2] для более рационального распределения контактных давлений под фундаментом предложено использовать раскрытие трещин в его опасных сечениях, что уменьшает прочность фундамента, а также требует специальной защиты арматуры от коррозии.

Более выгодно производить перераспределение контактных давлений путем изменения формы подошвы фундамента. В настоящее время в Брестском инженерно-строительном институте осуще-

ствляется программа теоретических и экспериментальных исследований силового взаимодействия основания и фундаментов, имеющих различные формы поверхности опирания.

Нами проведены испытания моделей блоков для ленточных фундаментов, имеющих плоскую и призматическую поверхность опирания. Основанием служил мелкий воздушно-сухой песок, который укладывали слоями 4—5 см с послойным трамбованием до средней плотности 16,8 кН/м³; измерение осуществлялось иглой-плотномером конструкции Ю. Н. Мурзенко.

Исследования проводились с железобетонными моделями (полоса фундаментного блока марки Ф-6) в лотке, имеющем размеры 1,2×0,42×1 м. Схема нагружения предполагала создание для грунта условий плоской деформации. Для уменьшения погрешности от трения песка внутренние стенки лотка были зачищены и покрыты эмалью. В одной из больших стенок лотка сделано прозрачное окно размерами 0,8×0,6 м из двух листов оргстекла толщиной 0,03 и 0,005 м, установленного в плоскости с внутренней стороной стенки лотка. Нагрузка на испытываемую модель передавалась при помощи гидравлического домкрата и измерялась динамометром ДОСМ-10 с ценой деления 0,02 кН.

Для испытаний были изготовлены две железобетонные модели с одинаковыми размерами в плане — 0,6×0,41 м: первая имела плоскую поверхность опирания, вторая — выпуклую призматическую с наибольшим отклонением подошвы от плоскости основания — 0,015 м. Бетон марки 150. Рабочая арматура состоит из четырех прутков стали класса А-III диаметром 0,006 м, концы отогнуты. Поперечная арматура из гладкой проволоки класса В-1 диаметром 0,003 м. Защитный слой — 0,03 м. Арматурные сетки изготовлены по форме опорных поверхностей.

Измерение контактных напряжений осуществлялось при помощи специальных датчиков давления, изготовленных в лаборатории сопротивления материалов БИСИ. Перед испытанием датчики помещали в предварительно подготовленные гнезда в теле фундаментного блока и фиксировали строго по уровню подошвы. Габаритные размеры датчиков: высота 0,045 м, диаметр 0,041 м. Модуль упругости 150 МПа, порог чувствительности 0,002—0,0025 МПа. Упругий элемент представляет собой прямой стержень длиной 0,04 м и площадью 0,00015 м², изготовленный из капрона с модулем упругости 900 МПа и пределом пропорциональности при сжатии 60 МПа. На диаметрально противоположных сторонах упругого элемента продольно его оси наклеены два проволочных тензорезистора. Полусумма их показаний исключает влияние деформации изгиба, возникающей при внецентренном приложении реакции основания. Давление грунта воспринимается нагрузочным диском диаметром 0,034 м, который жестко соединен с упругим элементом. Применение нагрузочного диска позволяет повысить чувствительность датчика, а также снизить погрешность измерений при локальных неоднородностях грунта.

Тарировка датчиков давления грунта производилась механиче-

ским приложением нагрузки, величина которой контролировалась переносным динамометром системы Н. Г. Токаря с порогом чувствительности 0,2 Н. Показания датчиков давления регистрировались 102-канальным автоматическим электронным измерителем деформаций типа АИД-4. Осадки фундаментного блока определялись при помощи специально установленных линейек. Для повышения точности измерений осадки вычислялись как среднее из отсчетов по четырем линейкам, расположенным по контуру основания гидродомкрата. С целью изучения напряженного состояния тела фундаментов предусмотрено измерение напряжения в арматуре и бетоне. Перед началом каждого испытания все приборы и устройства тарировались и строились тарировочные кривые, по которым в дальнейшем расшифровывались показания опыта. Нагрузка прикладывалась ступенями по 0,01—0,02 МПа до величины 0,2 МПа. Такой диапазон нагрузок определен стремлением не допустить развития значительных неупругих деформаций железобетона, которые могли бы сказаться на распределении реактивных давлений. Регистрация показаний приборов на каждой ступени производилась после стабилизации деформации (2 мин).

Было проведено три испытания модели фундаментного блока с плоской подошвой и пять испытаний модели с призматической формой подошвы. Датчики для измерения реактивных давлений в подошвах обеих моделей располагались по оси симметрии блоков. На рис. 1, а показаны эпюры реактивных давлений, полученные для модели с плоской подошвой. На всех ступенях нагружения распределение давлений весьма равномерное. Характер эпюр в начале нагружения — седлообразный, а при возрастании нагрузки появляется волнообразность за счет некоторой концентрации давлений у краев блока. График изменения в зависимости от среднего давления на грунт (рис. 1, б) имеет линейный характер во всем диапазоне нагружения.

Эпюры реактивных давлений (рис. 2, а), полученные для модели с призматической формой опирания, имеют при небольших на-

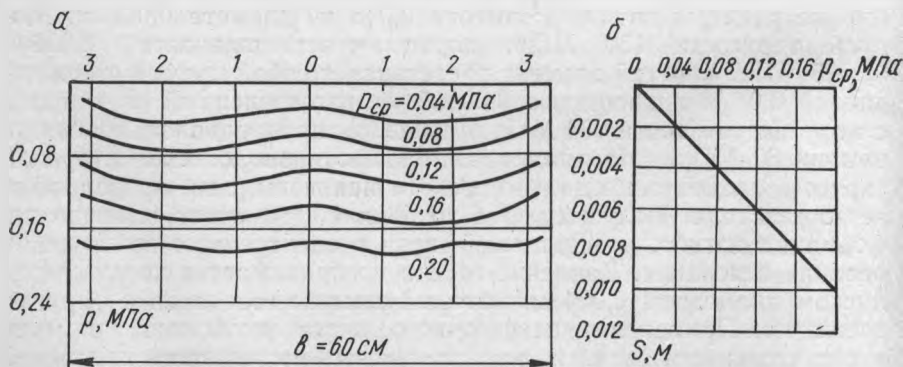


Рис. 1. Распределение контактных давлений и эпюра осадок для блока с плоской подошвой.

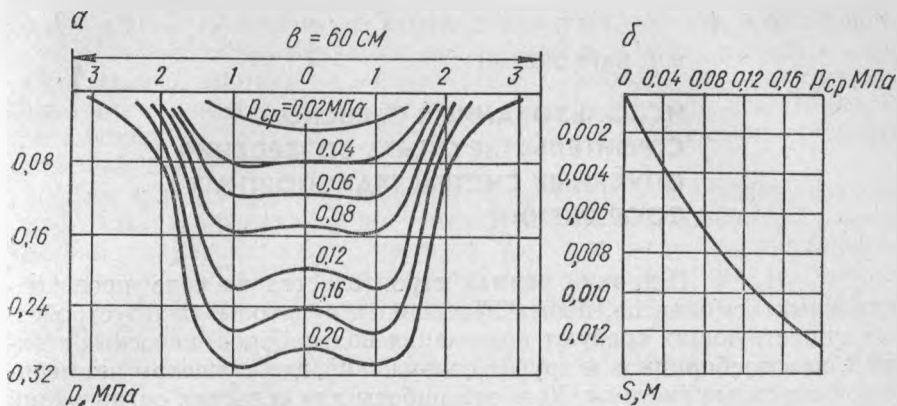


Рис. 2. Распределение контактных давлений и эпюра осадок для блока с призматической подошвой.

грузках (до 0,04 МПа) выпуклую форму, а с возрастанием нагрузки трансформируются и становятся седлообразными. Но, в отличие от эпюр, полученных для моделей для плоской подошвой, давления сконцентрированы у середины фундамента. На рис. 2, б показан график осадки блока как функции среднего давления для призматической подошвы опирания. Зависимость нелинейная, причем с возрастанием нагрузки интенсивность нарастания уменьшается. Это объясняется увеличением контактной площади по мере развития деформаций основания. Полные при среднем давлении 0,2 МПа для модели с призматической подошвой примерно на 30% больше при той же нагрузке модели с плоской подошвой.

Измерения напряжений в теле фундамента показали, что за счет более выгодного распределения реактивных давлений под призматической подошвой напряжения в бетоне и арматуре этой модели уменьшились по сравнению с блоком, имеющим плоскую подошву, в среднем на 35—38%.

Такое уменьшение напряжений указывает на целесообразность применения для фундаментов с призматической подошвой более экономичной тавровой формы поперечного сечения консолей, а также позволяет уменьшить процент армирования блоков.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бородачев Н. М. Об управлении распределением реактивных давлений под подошвой фундамента. Сопроотивление материалов и теория сооружений, вып. XVIII. Киев, «Будивельник», 1972.
2. Тетиор А. Н., Жуков С. П. Железобетонные столбчатые фундаменты с фиксированными трещинами. Реферативная информация, серия VIII. Строительные конструкции, строительная физика, вып. 9. М., 1977.
3. Штаерман И. Я. Контактная задача теории упругости. М., Гостехтеориздат, 1949.

В. Г. ЧАЙКОВСКИЙ

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ В СЕЛЬСКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ОПЫТА ВОЗВЕДЕНИЯ ОПУСКНЫХ СИСТЕМ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Широкий размах строительства на селе производственных комплексов, новых населенных пунктов и благоустройства существующих требуют возведения водозаборов, насосных станций, навозосборников и других сооружений, где с успехом применяются опускные системы. Хотя эти работы для сельских организаций являются эпизодическими, они в силу своей специфики вызывают ряд затруднений. Особенно это относится к бетонированию тампонажных подушек, плит днищ колодцев и возведению фундаментов зданий при высоких горизонтах грунтовых вод.

Основные параметры опускных систем сельских сооружений (поперечные размеры, отчасти — глубина и др.) имеют много общего с параметрами аналогичных систем транспортных сооружений. Поэтому, несмотря на функциональные различия в назначении систем, сельские строители могут успешно использовать более чем полуторавековой опыт строителей мостов.

Как известно, опускание колодцев производится двумя способами: насухо, с водоотливом или понижением уровня грунтовых вод; с подводной разработкой грунта.

Опускание колодцев при отсутствии грунтовых вод сельские строители освоили, используя машины и механизмы. В слабых водонасыщенных грунтах прибегают к опусканию колодцев с водо-понижением, для чего в сметах предусмотрены дорогостоящие скважины.

В транспортном строительстве основным способом опускания колодцев в обводненных грунтах является погружение без водоотлива. Погружение с водоотливом рекомендуется при притоке воды не более $0,75 \text{ м}^3/\text{ч}$ на 1 м^2 площади основания колодца.

При опускании колодца по боковой поверхности стен на контакте с грунтом развиваются значительные силы трения, приводящие иногда к затиранию колодца. Кроме того, в ножевой части для облегчения погружения устраивается местное кольцевое утолщение 100—150 мм. В образующуюся полость за кольцевым утолщением часто вываливается грунт из стенок и заклинивает колодец.

Силы трения можно значительно уменьшить, применив тиксотропную рубашку.

При опускании колодцев по первому способу бетонирование днищ производится жесткими или среднепластичными бетонными смесями с уплотнением их вибраторами. Этот способ строители стремятся применить и при сильных притоках грунтовых вод. Но, несмотря на значительные затраты труда и материалов, изготов-

ленные конструкции часто имеют серьезные дефекты. Для устранения дефектов применяются различные «местные» способы. Так, в опущенный до отметки железобетонный колодец опускали металлический с днищем, имеющим патрубок. Из металлического колодца выкачивали воду, патрубок глушили, а колодцы омоноличивали для совместной работы.

Для заделки днища колодца применяли следующую технологию. Вокруг опущенного до отметки колодца с внешней стороны разрабатывали котлован, из него удаляли воду, устанавливали иглофильтры ЛИУ и производили водопонижение на все время работ и бетонных работ и выдержки бетона до набора проектной прочности.

Приведенная технология вызывает непроизводительное расходование материалов, энергии, рабочей силы и природных ресурсов — подземных вод.

Между тем для таких условий разработаны способы подводной укладки бетонной смеси. Подводное бетонирование широко применялось при восстановлении и возведении искусственных сооружений железных и автомобильных дорог Белоруссии. Подводными способами укладывали бетонную смесь в тампонажные подушки ограждений котлованов, полости оболочек и буровых скважин [2, 3].

Наиболее распространенным способом подводного бетонирования при глубине воды 1—50 м является способ вертикально перемещающейся трубы (ВПТ). Подвижная бетонная смесь (осадка конуса 16—20 см) подается в бетонолитную трубу, вытесняет воду и заполняет бетонизируемый блок. Для подачи смеси используют трубы \varnothing 200—300 мм из листовой стали толщиной 4—5 мм, составленные из отдельных звеньев с плотными стыками.

Благодаря этому способу шпунтовые деревянные ограждения удавалось заменить экономичными бездонными ящиками. При возведении опор пешеходного моста через Сож в г. Гомеле получена экономия 17,5 тыс. руб., а на строительстве небольшого моста через Случь — 3,5 тыс. руб.

По предложению автора способ ВПТ был применен для бетонирования тампонажной подушки опускного колодца станции перекачки на объекте Госкомсельхозтехники в г. Дрогичине.

В колодец \varnothing 6 м, опущенный на глубину более 7 м, устанавливалась одна цельная металлическая труба \varnothing 280 мм с воронкой в верхней части. Подача бетонной смеси осуществлялась кубелем с секторным затвором емкостью около 1,5 м³. Труба крепилась в специальных подмостях, технологический подъем ее и опускание производились одновременно с кубелем через промежуточные подвески (стропы). Кроме того, обеспечивалось автономное (аварийное) опускание (сбрасывание) за счет ослабления болтов специальных креплений в подмостях. Бетонная смесь приготавливалась около колодца и подавалась краном. Бетонирование велось в течение двух смен. Качество бетона тампонажной подушки хорошее.

Следует также отметить, что строительство сельских очистных

сооружений, как правило, затягивается, а сроки ввода часто переносятся из года в год. Такое положение в значительной мере связано с упомянутой специфичностью работы [4].

Таким образом, опыт подводного бетонирования тампонажных подушек, бурозаливных свай искусственных сооружений и тампонажной подушки опускного колодца на объекте Госкомсельхозтехники БССР свидетельствует о целесообразности использования его в сельском строительстве.

ЛИТЕРАТУРА

1. Костерин Э. В. Основания и фундаменты. М., «Высшая школа», 1966.
2. Чайковский В. Г. Опыт применения мостопоездом № 811 бетонных ящиков при сооружении фундаментов. Материалы к VIII научно-технической конференции кафедр института и секций ДорНТО Белорусской железной дороги. Гомель, БелИИЖТ, 1967.
3. Чайковский В. Г. Сооружение буровых столбчатых фундаментов.—Строительство и архитектура Белоруссии», 1973, № 3.
4. Яцук Ш. К. Улучшать строительство очистных сооружений.—«Сельское строительство Белоруссии», 1975, № 6.

УДК 666.973.4: 620.169.1

И. А. РЫБЬЕВ, В. Т. ВАСИЛЬЧЕНКО, С. В. ВАСИЛЬЧЕНКО

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ПЕСЧАНЫХ БЕТОНОВ В КОНСТРУКЦИЯХ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ В ЗАПАДНЫХ РАЙОНАХ БЕЛОРУССИИ

В процессе эксплуатации бетонных и железобетонных конструкций сельскохозяйственных зданий более 20 лет в условиях западных районов Белоруссии происходит ряд характерных разрушений структуры бетона: шелушение и отслаивание, особенно в растянутой зоне конструктивных элементов (ригелей эстакад, балок открытых складских сооружений и др.). Наблюдаются также частичные повреждения (шелушения) бетона стеновых блоков и панелей, особенно на участках, подвергающихся наибольшей степени увлажнения. Эти разрушения конструктивных элементов являются следствием климатических и эксплуатационных воздействий. Учитывая комплексное воздействие на песчаный бетон указанных факторов, за главный эксплуатационный показатель материала при исследовании долговечности конструкций был принят динамический модуль упругости.

На первом этапе натурных исследований конструкций сельскохозяйственных зданий выявлялись изделия, изготовленные на основе песчаных бетонов, год строительства объекта. Затем из выявленных конструкций выбирали такие, которые находились в наиболее характерных для западных районов Белоруссии условиях эксплуатации и климатических воздействий.

Таблица 1

Результаты обследований сельскохозяйственных зданий Брестской области

№ пробы	Объект	Конструкция	Год строительства	Продолжительность эксплуатации, лет	Отбор проб песчаного бетона	
					глубина отбора пробы, см	количество образцов
1	Жилой дом	Цокольные блоки	1965	12	5	4
					10	4
2	Склад (теплый)	Цокольная часть наружной стены	1967	1	5	4
					10	4
3	Птччник	Цокольные блоки	1968	9	5	4
					10	4
4	Хозяйственно-бытовое здание	Цоколь	1951	26	5	4
					10	4
5	Жилой дом	Цоколь	1974	3	5	4
					10	4
6	Клуб	Цокольные блоки	1962	15	5	4
					10	4
7	Мастерские	Цокольная часть наружной стены	1940	37	5	4
					10	4
8	Котельная	Цокольные блоки	1975	2	5	4
					10	4
9	Склад (холодный)	Цоколь	1958	19	5	4
					10	4

Конструкции, которые подвергались капитальному ремонту или были защищены покрытиями, из списка исследуемых исключались.

Выявив таким образом необходимые для исследования конструктивные элементы, из них отбирали пробы песчаного бетона в виде монолитных кусков с поверхности и из глубины изделия.

Как показали исследования, чаще всего песчаный бетон встречается в конструктивных элементах фундаментов и цокольной части зданий. Для дальнейших исследований песчаных бетонов были приняты элементы цокольной части зданий как наиболее полно отвечающие требованиям поставленной задачи исследования долговечности материала.

Результаты обследований конструктивных элементов сельскохозяйственных зданий приведены в табл. 1.

Все отобранные пробы песчаного бетона были разделены на две группы. В первую входили пробы № 1; 4; 6; 7; 9, установить первоначальный состав бетона которых из-за давности лет не представлялось возможным. Ко второй отнесены пробы № 2; 3; 5; 8, проектный состав которых, а также вид цемента были известны. Все отобранные образцы бетона исследованы по методике, разработанной в НИИЖБ Госстроя СССР («Рекомендации методов ана-

лиза затвердевшего бетона и раствора для определения их первоначального состава» [3].

После испытания образцов на сжатие и деформативность (модуль упругости, табл. 2) из них отбиралась проба бетона, которая измельчалась до прохождения сквозь сито № 008 и растворялась разбавленной HCl (1 : 3). Затем в фильтрате методом химического анализа определялись растворимые SiO₂ и CaO. В связи с тем что установить происхождение и произвести анализ цемента в пробах № 1; 4; 6; 7; 9 не представилось возможным, за цемент было принято все растворимое песчаного бетона, а нерастворимый осадок — за песок. При этом с достаточной достоверностью принималось допущение, что растворимая часть песка компенсируется нерастворимым осадком цемента.

По пробам песчаного бетона № 2; 3; 5; 8 были установлены исходные данные по составу смеси и виду цемента. В связи с этим по указанным пробам одновременно наряду с анализом песчаного бетона, взятого из конструктивных элементов, производился и аналогичный анализ материалов цемента и песка.

Содержание цемента рассчитывалось по данным химического анализа как среднее значение из трех определений: по нерастворимому остатку, по SiO₂ и по CaO. Проведенный анализ показал, что содержание цемента в песчаных бетонах исследуемых проб колеблется от 21,76 до 31,82% (табл. 2). В связи с этим было проведено исследование по выявлению зависимости структурно-механических свойств бетона от его состава.

Для определения зависимости прочностных характеристик песчаного бетона от его состава $\Pi : П = f(E)$ был построен график (рис. 1). Из графика видно, что бетон на песках, аналогичных тем, которые применялись в исследованных конструкциях, имеет определенную зависимость между составом и модулем динамической упругости. При этом на участке А—Б эту зависимость можно принять с допустимой долей погрешности за прямолинейную. На этом участке можно определить значение E на каждый 1% изменения цемента в смеси, т. е. из графика следует, что на участке А—Б при изменении цемента в бетоне от 25 до 33% динамический модуль упругости изменяется от 19,3 до 23,3 ГПа, т. е. на 1% изменения расхода цемента модуль упругости изменяется на 0,5 ГПа.

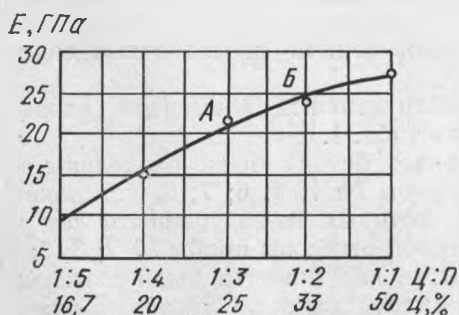


Рис. 1. Зависимость динамического модуля упругости от состава песчаного бетона (В : Ц = 0,5; портландцемент М 400; образцы испытаны после 28 суток выдерживания в нормальных условиях).

Основные характеристики песчаных бетонов в конструкциях сельскохозяйственных зданий

№ проб	Продолжительность эксплуатации, лет	Состав песчаного бетона по массе, Ц:П	Марка бетона (проектная)	Предел прочности при сжатии, МПа	Плотность бетона, %	Содержание цемента, %	Динамический модуль упругости, ГПа	Приведенный динамический модуль упругости к расходу цемента 26%, ГПа
2	1	1:3	150	20,3	74	26,4	23,3	22,1
8	2	1:2,5	200	27,5	79	29,4	25,6	23,9
5	3	1:3	150	22,8	78	26,0	24,8	24,8
3	9	1:2,5	200	29,6	81	28,8	26,5	24,6
1	12	1:3,2	150	20,1	70	23,74	22,7	23,8
6	15	1:3,06	150	16,7	68	21,76	19,3	21,4
9	19	1:2,87	150	17,4	67	25,9	20,1	20,2
4	26	1:2,15	200	17,3	71	31,82	19,7	17,8
7	37	1:2,36	200	14,3	63	29,88	14,8	13,3

За среднее значение было принято 26% цемента и сделано соответствующее корректирование значений E : определены приведенные к среднему расходу цемента значения динамического модуля упругости.

Основные характеристики песчаного бетона, отобранного из конструкций сельскохозяйственных зданий, приведены в табл. 2.

Для выявления закономерности стойкости песчаного бетона во времени строился график зависимости $E=f(t)$. Из графика (рис. 2) видно, что ломаная линия 1 не отражает четкой закономерности функции E , а приведенные значения $E_{пр}$, выраженные кривой 2, дают определенную закономерность, которая показывает, что модуль упругости приведенной марки бетона 150 при $t=1$ возрастает и затем плавно понижается. Увеличение модуля упругости в период до 3—4 лет вызвано уплотнением и упрочнением структуры бетона за счет дальнейшего процесса гидратации цемента. Затем в бетоне постепенно начинают превалировать деструктивные процессы, вызванные попеременным его замораживанием, оттаива-

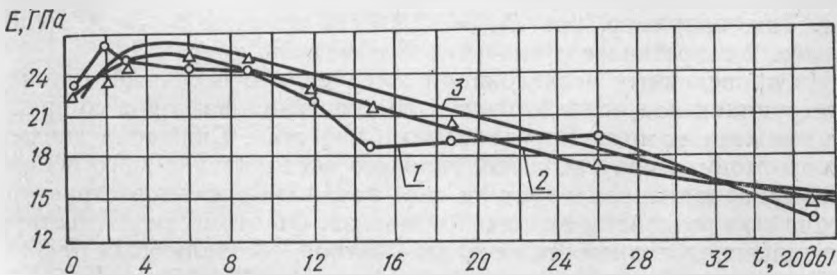


Рис. 2. Изменение динамического модуля упругости песчаного бетона во времени: 1—в конструкциях; 2—приведенного; 3—теоретического.

нием, увлажнением и высыханием. Эти климатические воздействия приводят к ослаблению структуры, что и выражается на графике спадом кривой E после 6 лет эксплуатации.

Полученная экспериментальная зависимость, выраженная кривой 2, была подвергнута математической обработке [2]. Цель такой обработки состояла в том, чтобы полученные в опытах результаты, выраженные наиболее простой математической зависимостью $E=f(t)$, позволили производить экстраполирование и математический анализ экспериментальных данных.

Методом подбора графиков функций было выявлено [1, 2], что более всего подходят зависимости: $Y = ax^b e^{cx}$; $Y = e^{c_1+c_2x+c_3x^2}$; $Y = ae^{bx} + ce^{ax}$;

$$Y = \frac{c_3x + c_4}{x^2 - c_1x - c_2}; \quad Y = ae^{bx} + c;$$

$$Y = c_0 + c_1x + c_2x^2 + \dots + c_nx^n.$$

Из анализа приведенных формул и проверки их по экспериментальным параметрам на ЭВМ «Наири-2» определено, что дисперсия S , т. е. мера рассеяния значений x около опытных данных, получается минимальной в математической зависимости

$$Y = \frac{c_3x + c_4}{x^2 + c_1x - c_2}, \quad (1)$$

для которой $S = \sqrt{\sum_{i=1}^{10} [Y_i - f(x_i)]^2 / 10} = 1,09$. В то же время в других зависимостях S находится в пределах от 3 до 10.

По данным обработки формулы (1) на ЭВМ получено:

$$E = \frac{606t + 9568}{t^2 + 13t - 40}. \quad (2)$$

Выявленная зависимость позволяет экстраполировать закономерность изменения модуля упругости песчаного бетона во времени. Из зависимости (2) можно определить время, при котором E достигает предельно допустимого минимума. И, наоборот, выразив зависимость (2) через t , можно получить t_{\max} для заданного E_{\min} . Так, например, при $E_{\min} = 12,2$ ГПа получим $t_{\max} = 60$ годам. На рис. 2 теоретическое значение E выражено кривой 3.

Из проведенных исследований следует, что песчаный бетон в конструкциях под воздействием климатических факторов со временем снижает свои эксплуатационные качества. Снижение динамического модуля упругости как главного эксплуатационного показателя материала происходит за счет развития дефектов структуры бетона под воздействием влаги и мороза. Об этом свидетельствует и увеличенная пористость песчаного бетона, составляющая от 32 до 37% при эксплуатации конструкции в течение 20—37 лет (табл. 2). Пористость песчаного бетона в конструкциях, эксплуатируемых в течение 1—9 лет, составляет 19—26%.

В связи с этим получение оптимальной структуры бетона является одним из главных путей повышения долговечности песчаных бетонов, применяемых в конструкциях сельскохозяйственных зданий в условиях западных районов Белоруссии.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Бронштейн И. Н., Семендяев К. А.* Справочник по математике. М., «Наука», 1967.
2. *Гутер Р. С., Овчинский Б. В.* Элементы численного анализа и математическая обработка результатов опыта. М., «Наука», 1967.
3. Рекомендации методов анализа затвердевшего бетона и раствора для определения их первоначального состава НИИЖБ Госстроя СССР. М., «Стройиздат», 1969.

УДК 691.327:620.193

В. Н. ПЛОСКОНОСОВ, И. А. РЫБЬЕВ

КОРРОЗИЯ БЕТОНА ГИДРОМЕЛИОРАТИВНЫХ СООРУЖЕНИЙ В АГРЕССИВНОЙ ТОРФЯНОЙ СРЕДЕ

Опыт эксплуатации гидромелиоративных и других сооружений в условиях торфяной среды показал, что бетон очень часто подвержен интенсивному разрушению, приводящему к значительным затратам на ремонтно-восстановительные работы. Характер же разрушения бетона и агрессивные факторы среды торфа практически не исследованы, отсутствуют и научно обоснованные рекомендации по защите бетона от коррозии.

Влияние торфяной среды на долговечность бетона изучалось путем обследования гидромелиоративных и других сооружений, а также бетонных образцов размером $10 \times 10 \times 40$ см и $15 \times 15 \times 15$ см состава 1 : 2,3 : 3,1 (по массе) на портландцементе Волковского завода (М. 400), речном песке средней крупности ($M_{кр} = 2,56$) и гранитном щебне подобранного фракционного состава. Плотность и характер структуры бетона регулировались путем изменения водоцементного отношения и введением поверхностно-активных добавок (СДБ, СНВ, ГКЖ-94).

Бетонные образцы нормального твердения выдерживались в течение 20 месяцев в условиях естественной торфяной залежи, представленной верховыми торфами топяного происхождения со степенью разложения торфа 10—15%. Химический состав жидкой фазы торфяной залежи имел следующие показатели: углекислота свободная — 28,4 мг/л; углекислота агрессивная — 4,1 мг/л; щелочность гидрокарбонатная — 9,0 мг/л; кальций — 8,0 мг/л; сульфаты — 2,8 мг/л; хлориды — 59,0 мг/л; рН — 4,05; гуминовые кислоты — 48 мг/л и фульвовые кислоты — 281 мг/л.

Опыты выполнялись в лабораторных условиях с использова-

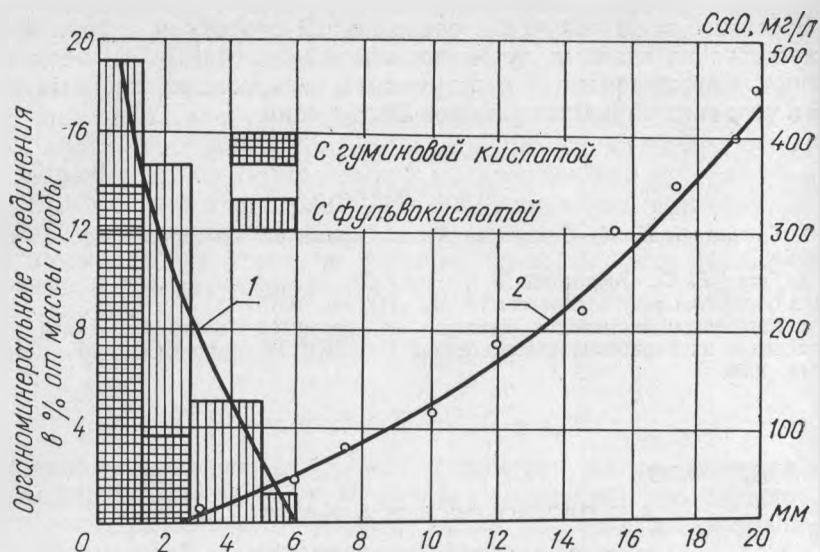


Рис. 1. Распределение и содержание органо-минеральных соединений (1) и гидрата окиси кальция (2) по сечению бетонного образца после 20 мес. нахождения их в верховой залежи со степенью разложения торфа 15—20% и pH жидкой фазы 4,0—4,1. Исходный состав бетона 1 : 2,3 : 3,1 (по массе) на портландцементе марки 400, В/Ц=0,44.

нием растворов различного химического состава, соответствующих составам жидкой фазы естественных торфяных отложений.

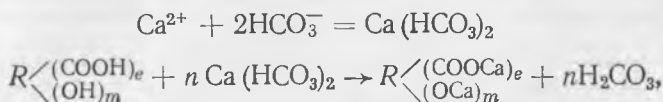
Как показали исследования, одной из главных причин разрушения бетона в подобных грунтовых условиях является химическое взаимодействие его составляющих с высокомолекулярными гумусовыми (гуминовыми и фульвовыми) кислотами торфа [2]. Эти кислоты являются преобладающими соединениями в торфяной среде, а так как их молекулы содержат разнообразные функциональные группы (карбоксильные, метаксильные, фенольные и др.) [1], они имеют высокую химическую активность по отношению к цементному камню бетона.

Опытами установлено четкое зонирование разрушаемого слоя бетона по виду участвующих в коррозии веществ торфа в соответствии с размером их молекул и величиной диффузионной проницаемости (рис. 1). Гуминовые кислоты взаимодействуют с цементным камнем, а также с вторичными продуктами коррозии (фульватами, бикарбонатами кальция и др.) только в поверхностном слое бетона, так как размер их молекул соизмерим даже с диаметром переходных пор бетона.

Фульвовые же кислоты по сравнению с гуминовыми отличаются большей подвижностью и диффузионной проницаемостью, так как продукты их взаимодействия с составляющими бетона обнаружены в более широкой зоне подверженного разрушению слоя.

На границе фронта коррозии отмечено также значительное раз-

рушение бетона под действием углекислоты, хотя ее концентрация в среде не превышала 40 мг/л. Присутствие же в среде гумусовых соединений резко повышает агрессивность CO_2 , так как в среде торфяной залежи отсутствуют условия для закрепления углекислоты в нерастворимый карбонат кальция. Взаимодействие углекислоты с цементным камнем в присутствии органических кислот торфа происходит по схеме:



где R — радикал гумусовых кислот,
 e, m — число функциональных групп.

Исследованиями установлено, что при комплексном влиянии на бетон гумусовых кислот и углекислоты в коррозионном процессе участвуют не только подвижные фракции гуминовых и фульвовых кислот, но и труднорастворимые в воде фракции гуминовых кислот.

По результатам выполненных исследований [3, 2] разработана классификация торфяных отложений по степени их агрессивного влияния на бетон гидромелиоративных сооружений (табл. 1).

Значительные разрушения бетона гидромелиоративных сооружений вследствие его конгломератного строения, вероятно, обусловлены не только химической агрессивней соединений торфа, но и влиянием различных физических факторов, и в первую очередь переменным замораживанием и оттаиванием бетона [3, 4].

Результаты наших исследований (рис. 2) показали, что морозостойкость бетона марки 300 в химически активной среде торфа в среднем на 20%, а бетона марки 200 — в два раза ниже по сравнению с чисто морозным его разрушением. Наличие в водной среде химически и поверхностно-активных веществ торфа усиливает морозное разрушение бетона из-за физико-химического ослабления

Таблица 1

Классификация степени агрессивности торфяной среды

Степень агрессивности торфяной среды	Степень разложения торфа, %	Относительное содержание в торфе гуминовых и фульвовых кислот	Содержание кальция в торфяной воде, мг/л	Суммарное содержание в торфяной воде органических кислот, мг/л	Водородный показатель (рН) торфяной воды при коэффициенте фильтрации торфа, м/сут	
					≤ 0,1	> 0,1
Неагрессивная	> 30	> 2,3	> 70	< 400	≥ 6,0	> 6,5
Слабая	15—30	1,5—2,3	31—70	< 400	5,9—4,0	6,5—6,0
Средняя	< 15	1,0—1,4	10—30	400—800	3,9—3,0	5,9—5,0
Сильная	< 15	< 1,0	< 10	> 800	< 3,0	< 5,0

Примечание. Степень агрессивности торфяной среды принимается для бетона нормальной плотности (СНиП 28-73); для бетона повышенной плотности и особо плотного бетона степень агрессивности соответственно снижается на одну и две группы.

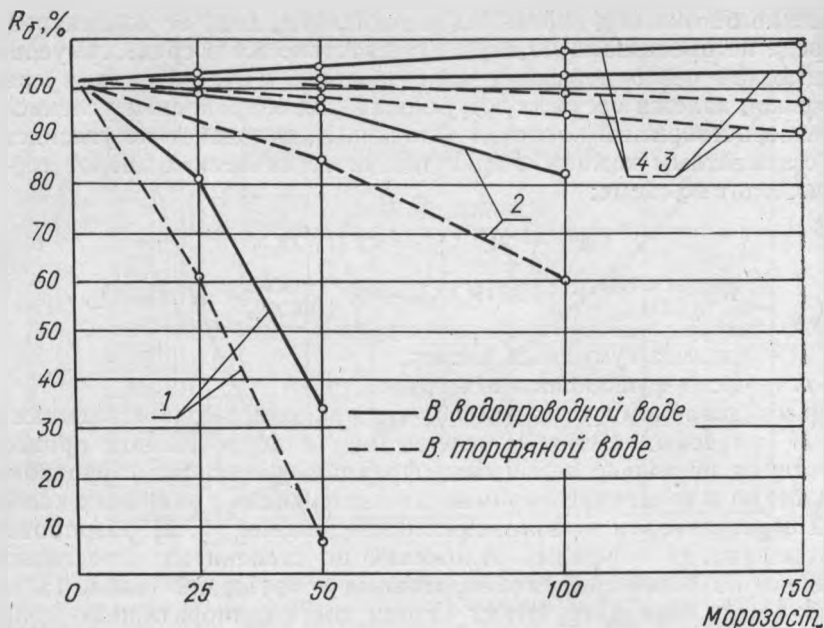


Рис. 2. Морозостойкость бетона в водопроводной и агрессивной торфяной воде (рН=4,1):

1—бетон марки 200; 2—бетон марки 300; 3—бетон марки 300 с добавкой 0,2% (от массы цемента) СДБ и 0,02% СНВ; 4—то же с добавкой 0,1% ГКЖ-94.

контактов кристаллической структуры цементного камня, а также вследствие адсорбционного проникновения ПАВ торфа в микро-трещины бетона.

Коррозионная стойкость бетона, и в частности его морозостойкость в кислой торфяной среде, может быть существенно повышена введением в бетонную смесь органических поверхностно-активных добавок. Бетон с подобными добавками (ГКЖ-94, ССБ, СНВ и др.) выдержал 300 циклов переменного замораживания и оттаивания в растворах гумусовых кислот, образцы же аналогичного состава без добавок разрушились уже после 50 циклов.

По результатам выполненных исследований [2, 3] в соответ-

Таблица 2

Основные требования к бетону в зависимости от агрессивности среды

Степень агрессивности торфяной среды	Марка бетона, кгс/см ²	Марка бетона по водонепроницаемости	Марка бетона по морозостойкости	Водопоглощение бетона (по массе), %	Водоцементное отношение бетонной смеси	Жесткость бетонной смеси: ОК—в см; Ж—в с
Слабая	300	В-4	200	4,3—5,0	0,51—0,55	ОК-2—3
Средняя	400	В-6	200	3,1—4,2	0,41—0,50	Ж-25
Сильная	400	В-8	300	≤3,0	≤0,40	Ж-100

вии с классификацией торфяных отложений по степени их агрессивности (табл. 1) разработаны основные требования к бетону гидромелиоративных сооружений, эксплуатируемых в подобных грунтовых условиях (табл. 2).

ЛИТЕРАТУРА

1. Кононова М. М. Органическое вещество почвы. М., Изд. АН СССР, 1963.
2. Плосконосов В. Н. Органические кислоты торфа и взаимодействие их с минералами цементного клинкера. Известия вузов.— «Строительство и архитектура», 1971, № 5.
3. Плосконосов В. Н., Коваленко Н. П. Агрессивное воздействие торфяных грунтовых вод на железобетонные конструкции мелиоративных сооружений. Сб. Устойчивость фильтрующих откосов. Мн., «Звязда», 1969.
4. Рыбьев И. А. Строительные материалы на основе вяжущих веществ. М., «Высшая школа», 1978.

УДК 691.327: 666.973.2: 662.613.11

В. Л. ЖОРОВ

ЭФФЕКТИВНЫЕ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ НА ОСНОВЕ МЕСТНОГО СЫРЬЯ

Недостаток теплоизоляционных материалов может быть ликвидирован только при широком использовании местного сырья, отходов промышленности и сельского хозяйства.

Утилизация золы, образующейся при сжигании топлива на ТЭЦ и ГРЭС, является важной народнохозяйственной задачей, решение которой значительно расширит сырьевую базу для производства высокоэффективных и экономичных строительных материалов, резко сократит капиталовложения на строительство, расширит эксплуатацию золоотвалов и улучшит санитарные условия на прилегающих к ТЭЦ территориях.

Результаты научно-исследовательских и опытно-промышленных работ [1, 2, 3, 4, 5] показывают, что одним из наиболее перспективных направлений в использовании золы ТЭЦ и ГРЭС является производство на ее основе теплоизоляционных газозолобетонов.

На ТЭЦ и ГРЭС Белоруссии ежегодно запасы золы составляют миллионы тонн, но для производства строительных материалов она не используется.

Высокая дисперсность зол исключает их помол, благодаря чему стоимость 1 т золы в несколько раз дешевле стоимости 1 т молотого кварцевого песка, используемого в производстве теплоизоляционных бетонов.

В данной работе приводятся исследования по возможности использования золы мокрого способа удаления для производства газозолобетона неавтоклавного способа твердения.

Первый этап исследования заключался в подборе составов газозолобетона объемной массы 400—700 кг/м³ и определении его прочности. Основными исходными компонентами явились портланд-

Свойства исследуемых составов газозолобетона

Свойства газозолобетона		Объемная масса после пропаривания, кг/м ³	Предел прочности при сжатии, МПа
Соотношение цемент:зола	Водотвердое отношение, в/т		
1 : 1,75	0,66	400	0,75
	0,62	500	1,10
	0,60	600	1,35
	0,60	700	1,50
1 : 2	0,75	400	0,60
	0,72	500	0,70
	0,70	600	0,80
	0,68	700	1,30

цемент марки 300 и зола Березовской ГРЭС следующего химического состава (в %): SiO_2 — 45,89; Al_2O_3 — 22,18; Fe_2O_3 — 12,10; CaO — 3,03; MgO — 1,45; $\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$ — 9,48; SO_3 — 1,03 и п. п. п. — 4,79. Дисперсность золы, характеризуемая остатком на сите 06, — 8%, объемная насыпная масса — 740 кг/м³, плотность — 2,26 г/см³. В качестве порообразующего компонента использовалась алюминиевая пудра ПАК-3. Для улучшения процесса порообразования вводилась негашеная известь в количестве 2,6% от массы сухих материалов.

Растворная смесь приготавливалась в лабораторной мешалке при одних и тех же условиях, а отформованные образцы — кубы размером 100×100×100 мм — подвергались тепловой обработке при 90—95 °С по режиму 3—8—3 ч. В результате проведенных исследований были получены оптимальные составы с цементно-зольным отношением 1 : 1,75 и 1 : 2 объемной массой 400—700 кг/м³ и пределом прочности на сжатие 0,6—1,5 МПа. Полученный газозолобетон имеет однородную структуру с размерами пор в пределах 0,5—2,0 мм.

Результаты исследований образцов кубов на прочность приведены в табл. 1.

На втором этапе исследования проводилось изучение влияния химических добавок NaCl , CaCl_2 , гипса и растворимого стекла на прочность и формовочные свойства смеси, а также изучались важнейшие физико-механические свойства газозолобетона. Количество добавок принималось равным 0,1; 0,6; 1,2; 1,8; 2,4; 3,0% от массы цемента, при этом добавки исследовались только каждая в отдельности.

Полученные данные показали, что введение NaCl , CaCl_2 и гипса приводило к ускорению процесса схватывания и ликвидации осадки вспученной смеси, при этом увеличение прочности на 15—20% наблюдалось при введении NaCl и CaCl_2 до 0,6%, гипса — 1,8%. Добавка растворимого стекла сильно ускоряла схватывание,

опережая процесс газовой выделения, что приводило к неравномерной пористости и появлению трещин.

Физико-механические свойства изучались на составе Ц : 3 = 1 : 2 при В/Т = 0,75.

Расход материалов на замес бетономешалки: цемента — 1500 г, золы — 3000 г, извести — 120 г, алюминиевого порошка — 10 г и воды — 3500 мл. Из растворной смеси отливали плиты размером 500×250×1000 мм и подвергали их пропариванию по режиму 3—8—3. После тепловой обработки плиты высушивали до постоянной массы и из них выпиливали образцы — кубы, балочки — для определения объемной массы, предела прочности при сжатии и изгибе, коэффициента размягчения, водопоглощения, морозостойкости и сорбционного увлажнения.

Полученный газозолобетон характеризуется следующими данными: объемная масса — 370—400 кг/м³, предел прочности при сжатии — 0,6—0,7 МПа, предел прочности при изгибе — 0,4 МПа, коэффициент размягчения — 0,7, морозостойкость — до 10 циклов и сорбционное увлажнение — 20%.

Таким образом, результаты исследований показали возможность получения газозолобетона неавтоклавного твердения достаточной механической прочности и морозостойкости на основе золы Березовской ГРЭС. Прочностные данные позволяют использовать его в качестве теплоизоляционного материала в сельском строительстве.

ЛИТЕРАТУРА

1. Баранов А. Г., Бужевич Г. А. Золобетон. М., Госстройиздат, 1960.
2. Боженев П. И., Сатин М. С. Автоклавный пенобетон на основе отходов промышленности. М.—Л., Госстройиздат, 1960.
3. Васильченко В. Т., Соколов В. В. Конвейерная технология газосиликатных плит.— «Строительные материалы», 1968, № 3.
4. Иванов И. А. Легкие бетоны на основе зол электростанций. М., Госстройиздат, 1972.
5. Колосов Б. А. Промышленное использование зол тепловой электростанции в строительстве.— «Электрические станции», 1973, № 10.

УДК 691.327: 666.973.4

С. В. ВАСИЛЬЧЕНКО

ИССЛЕДОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ФАКТОРОВ ПРИГОТОВЛЕНИЯ ПЕСЧАНЫХ БЕТОНОВ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ МЕТОДАМИ ПЛАНИРОВАНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТА

Структурообразование песчаного бетона происходит в периоды обработки, формования и твердения цементно-песчаной смеси. Поэтому сложно определить единую полную математическую модель процесса формирования структуры материала.

Более рационально будет выделить отдельные основные технологические факторы, относящиеся к определенным фазам процесса: подбору состава цементно-песчаной смеси, обработки смеси, оптимальным условиям твердения бетона. В настоящей работе приведены результаты исследований процесса приготовления цементно-песчаной смеси.

Проведенными исследованиями установлено, что плотность затвердеваемого бетона находится в прямой зависимости от плотности исходной смеси. При этом плотность смеси может быть значительно повышена в процессе ее перемешивания.

Смесители, применяемые на бетонных и растворных узлах сельских строок, из-за низкой интенсивности перемешивания дисперсных частиц системы не обеспечивают высокой плотности смеси.

В этом отношении скоростные смесители имеют явное преимущество перед тихоходными. Для изучения процесса перемешивания в скоростных смесителях определяют их основные технологические параметры и режимы, которые оказывают существенное влияние на формирование плотных структур смеси [3].

Выявление факторов, определяющих повышение плотности смеси, и составление математической модели перемешивания позволяют более направленно регулировать приготовление цементно-песчаных смесей как важнейшего технологического процесса производства.

Для опытного смесителя-активатора, применяемого для обработки цементно-песчаной смеси, можно выделить следующие параметры, влияющие на степень и интенсивность уплотнения смеси:

ν — частота вращения вала смесителя, c^{-1} ;

D — диаметр вала, см;

δ — зазор между валом и корпусом, см;

h — длина вала, см;

T — время активации смеси, с;

P — давление смеси в рабочем зазоре, H/m^2 ;

d_n — максимальный диаметр частиц, см.

Водоцементное и цементно-песчаное отношения заданы технологическим процессом и оптимизированы ранее. Поэтому в опытах принимались постоянными: $V/C=0,5$; $C:P=1:3$. Постоянными были приняты также значения $T=3$ с; $p=29,43 \cdot 10^4$ H/m^2 ; $d_n=0,3$ см.

При исследовании использовались методы анализа размерностей [4] и математического планирования эксперимента [5].

В качестве основных независимых единиц при анализе размерностей приняты T , p , d_n , которые являются постоянными при проведении всех опытов.

Таким образом, плотность смеси ρ может быть установлена следующей функциональной зависимостью:

$$\rho = \Phi(T, p, d_n, \nu, D, \delta, h). \quad (1)$$

В соответствии с π -теоремой имеем

$$\pi = \Phi(1, 1, 1, \pi_4, \pi_5, \pi_6, \pi_7)$$

или

$$\frac{\rho}{T^x p^y d_n^z} = \Phi \left(1, 1, 1, \frac{v}{T^{x_1} p^{y_1} d_n^{z_1}}, \frac{D}{T^{x_2} p^{y_2} d_n^{z_2}}, \frac{\delta}{T^{x_3} p^{y_3} d_n^{z_3}}, \frac{h}{T^{x_4} p^{y_4} d_n^{z_4}} \right). \quad (2)$$

Учитывая равенство размерностей для числителя и знаменателя, определим по известной методике [4] показатели степеней (2).

Получим $\pi_1 = vT$, $\pi_2 = \frac{D}{d_n}$, $\pi_3 = \frac{\delta}{d_n}$, $\pi_4 = \frac{h}{d_n}$. Таким образом, функция (2) примет вид:

$$\rho = \Phi \left(vT, \frac{D}{d_n}, \frac{\delta}{d_n}, \frac{h}{d_n} \right). \quad (3)$$

Выявив функцию (3), можно направленно регулировать процесс оптимизации цементно-песчаной смеси за счет выбора наиболее рационального сочетания технологических параметров смесителя.

Определение функции (3) можно осуществить методом математического планирования эксперимента. За последнее время в исследованиях технологии строительных материалов наиболее широко применяются точные планы, близкие к D -оптимальным [1].

Основным критерием указанного плана является минимизация объема эллипсоида рассеяния оценок параметров в заданной области. Область планирования D -оптимального плана — гиперкуб. Варьирование факторов проводится на трех уровнях: +1; 0; -1. Квадратичная модель плана имеет вид:

$$Y = (a, X) = a_0 + a_1 X_1 + \dots + a_n X_n + a_{n+1} X_1^2 + \dots + a_{2n} X_n^2 + a_{2n+1} X_1 X_2 + \dots + a_n X_{n-1} X_n.$$

Из известных близких к D -оптимальному принят план типа B_n [1] для размерности $n=4$. Число точек плана равно $2^n = 2^4 = 16$, что соответствует полному факторному эксперименту. Кроме указанных точек, в план B_4 входят звездные точки на гранях гиперкуба с плечом ± 1 . Число таких точек $2n$. Тогда общее число точек плана составит

$$N = 2^n + 2n = 2^4 + 2 \cdot 4 = 16 + 8 = 24.$$

По ряду показателей план B_n существенно превосходит ортогональный и рототабельный планы Бокса.

Заменив в функции (3) значение переменных факторов на X_i , получим

$$\rho = \Phi (X_1, X_2, X_3, X_4). \quad (4)$$

Тогда уравнение регрессии примет вид:

$$\rho = b_0 + b_1 X_1 + b_2 X_2 + b_3 X_3 + b_4 X_4 + b_5 X_1^2 + b_6 X_2^2 + b_7 X_3^2 + b_8 X_4^2 + b_9 X_1 X_2 + b_{10} X_1 X_3 + b_{11} X_1 X_4 + b_{12} X_2 X_3 + b_{13} X_2 X_4 + b_{14} X_3 X_4.$$

Уровни и значения физических и кодированных факторов эксперимента

Уровни факторов	Значения факторов							
	физи- ческий	коди- рован- ный	физи- ческий	коди- рован- ный	физи- ческий	коди- рован- ный	физи- ческий	коди- рован- ный
	X_1	Z_1	X_2	Z_2	X_3	Z_3	X_4	Z_4
Основной	25	0	40	0	0,7	0	150	0
Нижний	20	—	35	—	0,5	—	130	—
Верхний	30	+	45	+	0,9	+	170	+
Звездное плечо	30	+	45	+	0,9	+	170	+
Интервал варьирования	5		5		0,2		20	

Проведем кодирование факторов X_1, X_2, X_3, X_4 в безразмерных величинах по формуле

$$Z = \frac{X_i - X_{i\text{ср}}}{X_{i\text{ср}} - X_{i\text{макс}}}, \quad \text{где } X_{i\text{ср}} = \frac{X_{i\text{макс}} - X_{i\text{мин}}}{2}.$$

С учетом проведенного кодирования факторов функция (4) примет вид:

$$\rho = \Phi(Z_1, Z_2, Z_3, Z_4).$$

Условия планирования эксперимента приведены в табл. 1. Так как T, p и d_n взяты постоянными, то в эксперименте принято:

$$X_1 = v, X_2 = D, X_3 = \delta, X_4 = h.$$

Число повторений каждого опыта определялось из выражения [2]

$$n \geq \frac{t^2(p, k) \cdot S^2}{\varepsilon^2},$$

где t — критерий Стьюдента;

p — доверительная вероятность;

k — число степеней свободы;

S — среднее квадратичное отклонение измерений;

ε — доверительная оценка.

Расчеты показали, что для обеспечения заданной точности и надежности экспериментальных данных $n=4$.

Вычисление параметров модели было произведено методом наименьших квадратов.

В связи с тем что в каждой точке плана проводилось четырехкратное дублирование опыта, закон распределения экспериментальных значений ρ в каждой серии повторных испытаний определялся на основе гипотезы об однородности дисперсий в 24 точках плана с помощью критерия Кохрена. Расчеты показали, что гипотеза о равноточности измерений при уровне значимости $\alpha=0,05$ не отвергается.

После проверки значимости коэффициентов регрессии по критерию Стьюдента было получено уравнение

$$\hat{Y} = 2173 + 6Z_1 + 7Z_2 - 5Z_3 + 4Z_4 - 8Z_5 - 2Z_6 - 2Z_9. \quad (5)$$

Пригодность полученного уравнения для аппроксимации поверхности отклика осуществлялась с помощью дисперсионного отложения Фिशера. Анализ показал, что полученная модель (5) адекватна.

Уравнение регрессии (5), приведенное к натуральным системам координат, имеет вид:

$$\hat{Y} = 1666,5 + 20,4 X_1 + 9,8 X_2 - 25 X_3 + 0,2 X_4 - \\ - 0,08 X_1 X_2 - 0,32 X_1^2 - 0,08 X_2^2. \quad (6)$$

Используя критерии подобия модели и природы, уравнение регрессии (6) после простейших преобразований, вызванных заменой факторов на соответствующие критерии π_i , будет иметь вид:

$$\rho = 1,667 + 0,679 \cdot 10^{-2} \nu T + 0,294 \cdot 10^{-2} \frac{D}{d_n} - \\ - 0,749 \cdot 10^{-2} \frac{\delta}{d_n} + 0,599 \cdot 10^{-4} \frac{h}{d_n} - 0,355 \cdot 10^{-4} \nu^2 T^2 - \\ - 0,719 \cdot 10^{-5} \frac{D^2}{d_n^2} - 0,797 \cdot 10^{-5} \frac{D \nu T}{d_n}. \quad (7)$$

Отличие математической модели (7) от уравнения регрессии (6) заключается в том, что модель (7) позволяет в более широких интервалах варьировать переменными технологическими факторами с целью получения цементно-песчаной смеси оптимального состава. Задавая значения плотности смеси, можно определять необходимые для этого параметры и режимы работы смесителя.

На графике (рис. 1), построенном по результатам планирования эксперимента, приведены линии равных значений функции отклика в зависимости от изменения факторов $X_1(\nu)$ и $X_3(\delta)$ при условии, что все остальные технологические факторы постоянны.

Из графика (рис. 1) следует, что заданная объемная масса цементно-песчаной смеси может быть обеспечена при различных значениях параметра δ и режима ее обработки ν . Например, значение объемной массы $\rho = 2175 \text{ кг/м}^3$ в точках *A* и *B* обеспечивается соответственно факторами:

$$\nu_A = 0,298 \text{ с}^{-1} (X_1 = 0,88) \text{ и } \delta_A = 0,65 \text{ см} (X_3 = -0,4)$$

$$\nu_B = 27,7 \text{ с}^{-1} (X_1 = 0,57) \text{ и } \delta_B = 0,52 \text{ см} (X_3 = -0,9).$$

Таким образом, на основе приведенного графика уровней объемной массы можно управлять процессом формирования оп-

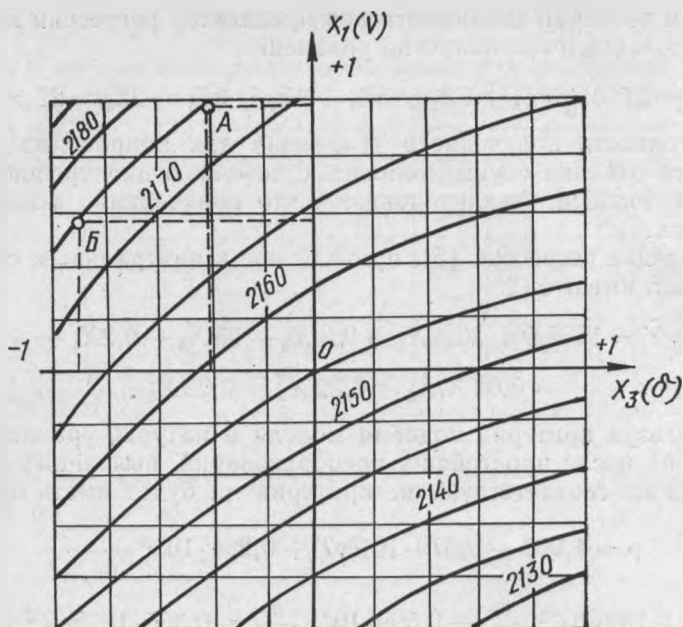


Рис. 1. Уровни объемной массы цементно-песчаной смеси (Ц : П = 1 : 3 ; В : Ц = 0,5).

тимальной структуры цементно-песчаной смеси за счет корректирования процессов перемешивания.

Практическое применение результатов исследований будет осуществлено на заводе железобетонных изделий Кобринской МСО, где по разработанной Брестским инженерно-строительным институтом технологии производится монтаж смесителя-активатора для приготовления цементно-песчаной смеси.

ЛИТЕРАТУРА

1. Голикова Т. И., Микешина Н. Г., Налимов В. В., Веселая Г. Н. Построение на кубе планов второго порядка, близких к D -оптимальным. «Заводская лаборатория», 33, 1967, № 7.
2. Пустыльник Е. И. Статистические методы анализа и обработки наблюдений. М., «Наука», 1968.
3. Рыбьев И. А. Две важнейшие закономерности в свойствах материалов с конгломератным типом структуры.— «Строительные материалы», 1965, № 1.
4. Седов Л. И. Методы подобия и размерности в механике. М., «Наука», 1967.
5. Хартман К., Лецкий Э., Шефер В. Планирование эксперимента в исследовании технологических процессов. М., «Мир», 1977.

Н. И. КАЗНАЧЕЕВ, В. П. БУДЯНОВ, В. А. МИЛАНОВИЧ

**АВТОМАТИЧЕСКАЯ СТАБИЛИЗАЦИЯ
КОНСТРУКЦИЙ, ПОГРУЖАЕМЫХ МЕТОДОМ
ПОДМЫВА**

При погружении крупных конструкций в сельскохозяйственном строительстве широко применяют методы вибропогружения [1], а также метод подмыва [2], используемый, например, в гидротехническом, фундаментном и другом строительстве для погружения сооружений типа опускных колодцев, резервуаров, колодцев-оболочек и прочих конструкций большого диаметра и массы. Сущность метода подмыва заключается в том, что по периметру нижнего торца погружаемой конструкции расположены гидромониторные насадки, в которые по трубам под большим давлением подается вода, размывающая грунт, а погружаемая конструкция опускается под действием собственной массы. В последнее время предложен способ разжижения грунта с помощью воздуха, который позволяет погружать опускные сооружения в местах, где нет достаточного количества воды для обеспечения погружения конструкций методом подмыва.

Основная сложность, с которой приходится сталкиваться при погружении опускных сооружений любым методом, и в частности методом подмыва,— это обеспечение вертикального положения погружаемой конструкции. В процессе погружения опускная конструкция может отклониться от вертикального положения (иметь перекося) вследствие различия условий по периметру сооружения, неравномерности сопротивления грунта, в результате чего необходимы большие затраты энергии и времени для устранения перекося. Бывают случаи, когда отклонение от вертикального положения настолько значительно, что исправить его не представляется возможным. Тогда приходится уничтожить погружаемую конструкцию, что ведет к значительным материальным потерям. В связи с этим возникает задача контроля вертикального положения погружаемой конструкции и в случае перекося — принятия соответствующих мер по его устранению. В настоящее время отклонение погружаемой конструкции от вертикального положения измеряют с помощью теодолита, уровня или лазерного устройства. Исправление перекося осуществляется на основании измерения перекося с помощью отключения подачи воды в гидромониторные насадки в том секторе, в сторону которого происходит крен конструкции. Включение и выключение гидромониторных насадок выполняется вручную. Но этот способ управления процессом погружения не обеспечивает нужную точность, трудоемок и требует больших затрат энергии (воды) и времени. В связи с этим возникает задача создания устройств, которые могли бы своевременно и с соответствующей точностью сигнализировать об отклонении погружаемой конструкции от вертикального положения, а также ав-

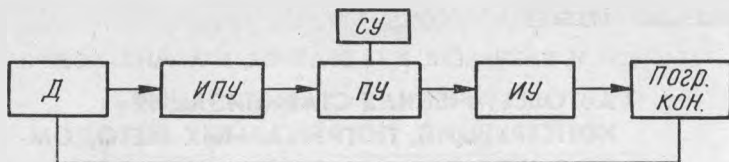


Рис. 1. Структурная схема автоматического контроля и управления.

томатически управлять гидромониторными насадками в целях предупреждения перекоса. Система, которая автоматически измеряет отклонение от вертикального положения погружаемой конструкции и выдает соответствующие сигналы на устранение возникающего крена конструкции, представлена на рис. 1. В соответствии со структурной схемой эта система работает следующим образом. Датчик крена подает сигналы, пропорциональные углу отклонения погружаемой конструкции от вертикали. С помощью измерительной системы показания датчика преобразуются в электрические сигналы соответствующей полярности, которые затем поступают на логическое устройство, а оно анализирует поступающие сигналы по знаку и амплитуде, определяет направление отклонения погружаемой конструкции и в соответствии с этим подает сигналы на исполнительное устройство, которое воздействует на погружаемую конструкцию таким образом, чтобы устранить отклонение от вертикали. После устранения отклонения сигнал с выхода датчика становится равным нулю, и исполнительное устройство отключается.

В качестве датчика крена может быть использован электролитический датчик уровня [3]. Подобный датчик (рис. 2, а, б) представляет собой сосуд с четырьмя электродами 1—4, наполненный токопроводящей жидкостью — электролитом. Электроды размещены по периферии сосуда так, как это показано на рис. 2, б. Корпус датчика является пятым электродом, общим для всех периферийных электродов создается электрическое сопротивление, обозначенное

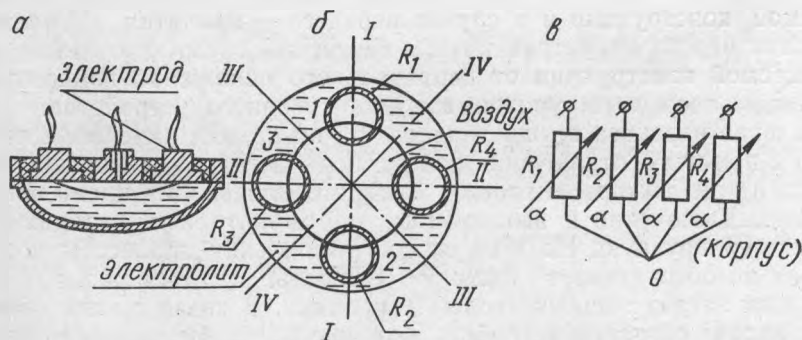


Рис. 2. Электролитический датчик:

а и б—общий вид; в—электрический эквивалент датчика.

на рис. 2, б, в как R_1, R_2, R_3, R_4 . Периферийные электроды 1—4 образуют с общим электродом электрические сопротивления $R_1—R_4$, соединенные по схеме, представленной на рис. 2, в. При наклоне датчика относительно оси I—I сопротивления R_3, R_4 изменяются неравномерно (одно увеличивается, другое уменьшается), а сопротивления R_1, R_2 — одинаково. Аналогичная картина получается и при повороте датчика относительно оси II—II. Только в этом случае неодинаково изменяются сопротивления R_1, R_2 , а одинаково — сопротивления R_3, R_4 . При наклоне датчика относительно любых других осей, например, осей III—III или IV—IV, неравномерно изменяются одновременно все сопротивления $R_1—R_4$. Изменение сопротивлений датчика при его наклоне относительно той или другой оси крена возможно за счет того, что чашка датчика заполнена электролитом не полностью, вследствие чего в нем имеется пузырек воздуха, который при наклоне датчика меняет свое положение в чашке относительно электродов — периферийных и общего, что приводит к изменению величины электрического сопротивления $R_1—R_4$. Следовательно, электролитический датчик является пузырьковым уровнем, выдающим электрические сигналы в зависимости от крена относительно той или иной оси. Датчик размещается в своей горизонтальной плоскости по вертикальной оси погружаемой конструкции и жестко с ней связан. В силу этого любое изменение вертикального положения конструкции приводит к изменению электрических сопротивлений $R_1—R_4$ датчика. Эти изменения сопротивлений могут быть измерены, а следовательно, может быть измерен и крен конструкции, вызвавший эти изменения. Если ось погружаемой конструкции занимает вертикальное положение, то пузырек будет находиться в центре сосуда и сопротивления $R_1—R_4$ будут одни и те же. При отклонении сооружения от вертикали пузырек соответственно сместится и сопротивления $R_1—R_4$ будут меняться. В соответствии с этим на рис. 2, в датчик условно изображен в виде четырех переменных сопротивлений. Основной особенностью подобного датчика является практически отсутствие зоны нечувствительности: малейшее отклонение от вертикали вызывает изменение объемного проводника — электролита. Эта особенность и простота конструктивного выполнения рассматриваемого датчика позволяет широко применять его для вышеуказанных целей.

В качестве замечания к изложенному следует отметить, что большая чувствительность датчика является и недостатком, так как при случайных колебаниях или вибрации могут быть ложные срабатывания исполнительных механизмов. При погружении методом подмыва этот недостаток не должен сказываться, так как система инерционна и не подвержена резким колебаниям и вибрациям.

В случае вибропогружения подобная система может быть использована только с фильтром на выходе измерительной схемы, который должен выявить постоянную составляющую, соответствующую наклону конструкции.

В заключение можно сделать некоторые выводы.

1. Конструкция и свойства статической характеристики электролитического датчика позволяют успешно применять его для контроля и управления вертикальным положением конструкций, погружаемых методом подмыва.

2. Свойства электролитического датчика делают его применимым для контроля горизонтального уровня различных платформ.

3. Электролитический датчик может также применяться для контроля заданного угла наклона погружаемой конструкции методом подмыва.

ЛИТЕРАТУРА

1. Пацко Е. В. Погружение колодцев при помощи вибрации.—«Механизация строительства», 1967, № 2.

2. Тарусин Н. Е. Погружение опускного колодца способом гидромеханизации.—«Механизация строительства», 1967, № 2.

3. Козлов А. С. Теория авиационных гидроскопических приборов. М., Оборонгиз, 1956.

УДК 624.012.45«324»

Ф. А. БОБКО

ОПТИМИЗАЦИЯ МЕТОДОВ ВЫДЕРЖИВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ЗИМНИХ УСЛОВИЯХ

Путем изучения и анализа данных проектной документации по 322 стройкам двенадцати отраслей народного хозяйства установлено, что объемы строительных конструкций, предусмотренных проектами в монолитном исполнении, составляют 60—70% объемов работ в бетоне и железобетоне.

Массивность монолитных бетонных и железобетонных конструкций, характеризующаяся отношением поверхности ее охлаждения к объему бетона в конструкции

$$M_{\Pi} = \frac{F}{V} M^{-1},$$

колеблется в широком интервале (от 1 м⁻¹ до 30 м⁻¹). Объем бетона в конструкциях колеблется в широких пределах (от 0,5 м³ на объектах жилищно-гражданского строительства до 1,4 тыс. м³ на объектах химической промышленности).

Деятнадцать строительных организаций управления сельского строительства Брестской области Минсельстроя БССР ежегодно с 1973 по 1977 г. укладывают в монолитные конструкции 60—90 тыс. м³ бетона (сборных — 30—60 тыс. м³).

В связи со значительным увеличением объемов укладываемого бетона в монолитные конструкции строителям все больше придется иметь дело со всевозрастающим объемом укладываемого бетона в

условиях пониженных температур наружного воздуха (в Брестской области от 5°C до -30°C).

В условиях пониженных температур ежегодно с 1968 по 1978 г. укладывается бетона в монолитные конструкции, возводимые в г. Бресте и Брестской области (второй климатический район, 11-я температурная зона):

1) организациями стройтреста № 8 — 12—33 тыс. м^3 , что составляет в среднем 35% от объема монолитных конструкций;

2) организациями управления «Брестсельстрой» Минсельстроя БССР — 16—20 тыс. м^3 , что составляет 30% от объема монолитных конструкций.

Температурно-влажностное выдерживание бетона в условиях пониженных температур организациями Брестсельстроя осуществляется следующими методами:

способом термоса;

с применением противоморозных добавок;

с электротермообработкой;

с обогревом бетона паром, горячим воздухом, в тепляках.

В настоящее время выдерживание железобетонных конструкций при пониженных температурах можно осуществить, применив один из более 30 организационно-технологических способов выдерживания.

Все эти методы отличаются друг от друга средствами технического обеспечения, организационно-технологическими приемами их выполнения. Следовательно, каждый метод имеет наиболее оптимальную область применения. Ее надо установить.

Метод термоса — один из наиболее эффективных способов выдерживания бетона при бетонировании больших массивов и подземных сооружений. Однако при использовании быстротвердеющих портландцементов и эффективных теплоизоляционных материалов,

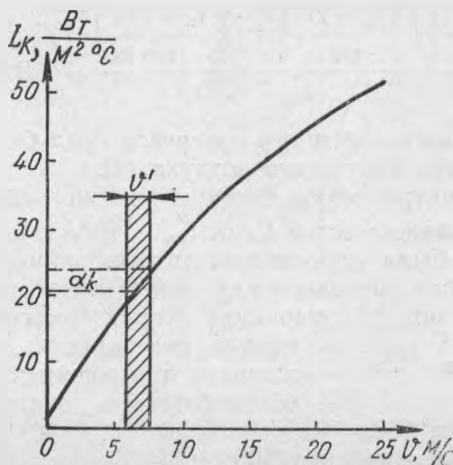


Рис. 1. График изменения коэффициента отдачи тепла конвекцией.

Таблица 1

$t'_{\text{оп}} \text{ } ^\circ\text{C}$	$L \text{ л}$
-4	3,34
-5	3,32
-5,5	3,315
-6	3,31
-6,5	3,295
-7,0	3,28
-7,5	3,27
-8,0	3,26
-8,5	3,255
-9,0	3,25
-9,5	3,23
-10,0	0,00

особенно при умеренных морозах ($t_{\text{н.в}} = 0 - 20^\circ\text{C}$) он успешно применен при бетонировании среднemasивных конструкций ($M_{\text{п}} = 4 - 8 \text{ м}^{-1}$). Применение паро- и электроразогрева, добавок значительно расширило область применения метода термоса.

Исследования проводились в следующих направлениях:

1. На основе анализа производственных показателей управления «Брестсельстрой» с 1968 по 1978 г. установлены объемы укладываемого бетона в монолитные конструкции за каждый год в целом и в условиях пониженных температур в отдельности.

2. По данным изменения скорости ветра составлен график изменения коэффициента отдачи тепла конвекцией $L_{\text{к}}$. По формуле Франка $L_{\text{к}} = 6,31 v^{0,656} + 3,25 e^{-1,91 v}$, где v — скорость ветра, м/с (рис. 1).

3. Задаваясь температурой на наружной поверхности опалубки

$t'_{\text{оп}}$, близкой к температуре наружного воздуха, определим коэффициент теплоотдачи излучением $L_{\text{л}}$ по формуле

$$L_{\text{л}} = \frac{\mu \left[\left(\frac{t'_{\text{оп}} - 273}{100} \right)^4 - \left(\frac{t_{\text{в}} - 273}{100} \right)^4 \right]}{t'_{\text{оп}} - t_{\text{в}}}, \text{ Вт/м} \cdot ^\circ\text{C},$$

где μ — коэффициент излучения материала опалубки, $\text{Вт/м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$,
 $t_{\text{в}}$ — температура наружного воздуха, $^\circ\text{C}$.

Используя электрическую счетную машину «Электроника» составим таблицу зависимостей $L_{\text{л}}$ от $t'_{\text{оп}}$ (табл. 1).

В результате была установлена оптимальная область применения метода термоса при выдерживании железобетонных конструкций фундамента под оборудование. Характеристики конструкций:

- $M_{\text{оп}} = 4 \text{ м}^{-1}$ — модуль поверхности;
- $F = 14,4 \text{ м}^2$ — площадь охлаждения;
- $V = 3,6 \text{ м}^3$ — объем бетона в конструкции;
- марка бетона 300;
- марка портландцемента 400;
- расход стали 150 кг/м³;
- $t_{\text{в}} = - - 10^\circ\text{C}$ — температура наружного воздуха;

Таблица 2

Продолжительность твердения (сутки)	3	4	5	6	9	14	16
Средняя температура твердения $t_{б.ср}$	35	30	25	20	15	10	5

Таблица 3

Данные экспериментов и расчетов

$R_1=70\%R_{28}$		$t_B=-10^\circ\text{C}$		Расход стали 150 кг/м ³		
$t_{б.п.}, ^\circ\text{C}$	$t_{б.ср}, ^\circ\text{C}$	Толщина утеплителя $\delta, \text{м}$	Время $\tau, \text{час/сут}$	K', V	$\frac{t_{б.п.}}{t_{б.ср}}$	Тип конструкции опалубки
6		0,298	648/28	0,223		
5		0,376	667,5/28	0,178		
4		0,458	674,2/28	0,147		
3	0	0,716	665,2/28	0,095		
2		1,267	668,9/28	0,054		
1	1	2,145	649,7/28	0,032		
14		0,181	384,8/16	0,36	2,80	а
12	5	0,255	379,4/16	0,26	2,40	б
10		0,422	387,7/16	0,16	2,00	в
6 (7)		1,92	386,5/16	0,036	1,40	г
22		0,168	329,6/14	0,39	2,20	
20	10	0,24	336,9/14	0,31	2,00	
14		1,12	332/14	0,06	1,4	
11						
30		0,105	211/9	0,6	2,00	
24		0,173	218,3/9	0,38	1,60	
20	15	0,870	216/9	0,08	1,33	
19		2,81	216,2/9	0,025	1,26	
16	16					
38	38	0,069	140,4/6	0,87	1,90	
35		0,079	142,6/6	0,45	1,75	
30	20	0,185	146,5/6	0,36	1,50	
25		2,346	146/6	0,03	1,25	
21						
46		0,057	116,1/5	1,03	1,84	
45		0,062	117,8/5	0,96	1,80	
40		0,100	118,34/5	0,63	1,60	
35	25	0,135	96,6/5	0,48	1,40	
32		0,584	123,9/5	0,12	1,28	
26						
54		0,043	94/4	1,29	1,80	
50		0,061	98,2/4	0,98	1,66	
45	30	0,088	89,9/4	0,71	1,50	
40		0,156	98/4	0,345	1,33	
37		1,34	96,2/4	0,054	1,23	

8. $V = 10 \text{ м/с}$ — скорость ветра;

9. $R = 70 \% R_{28}$ — проектируемая прочность бетона.

В данном случае — это прочность бетона распалубочная, при которой можно снять опалубку и загрузить конструкцию нагрузкой, равной 70% от нормативной.

Определение зимних удорожаний при $t_{б.ср} = -5^\circ\text{C}$ на 1 м^2 опалубки

№ п/п	Наименование затрат	Едини. измерения	Расход на 1 м^2 опалубки	Цена, руб.	Стоимость, руб., коп.	Обоснование цен
1.	Доски обрезные	м^3	0,025	5,06	1-565	Ц. ч. I. р. III п. 135
2.	Толь	м^2	1,00	0,12	0-120	Ц. ч. I. р. I п. 841
3.	Зарплата на изготовление утепленных щитов	руб.			0-226	ЕНиР § 38-3-14
4.	Фанера	м^3	0,004	204	0-816	Ц. ч. I р. III калькул.
5.	Доплата за зимние основные работы	руб.			0-200	
Тип а)	Итого без утеплителя				3-219	Ц. I ч. 4 п. II
	Утеплитель м^3		0,18	10	1-80	
	Всего				5-019	
Тип б)	Утеплитель		0,255		2-550	
	Всего				5-769	
Тип в)	Утеплитель		0,442		4-42	
	Всего				7-639	
Тип г)	Утеплитель		1,92		19-20	
	Всего				22-419	

Проанализировав графики продолжительности твердения бетона М 200—300 на портландцементе М 400 в зависимости от средней температуры ($t_{б.ср}$) его за период твердения, установим, что проектируемую прочность бетона в конструкции $R=70\%$ R_{28} можно достичь в разные сроки после начала твердения (табл. 2)

Известно, что средняя температура твердения бетона зависит от начальной температуры бетона, температуры наружного воздуха, скорости ветра, степени армирования конструкции, модуля поверхности конструкции, теплозащитного ограждения и других факторов.

В построечных условиях удобнее измерять начальную температуру бетона во время укладки и учитывать ее при выборе конструкции опалубки, чем среднюю температуру твердения бетона, измерять которую практически невозможно.

По методике С. А. Миронова и Б. Г. Скрамтаева определим величину термического сопротивления конструкции теплозащиты и толщину утеплителя, необходимую для получения $R=70\%$ R_{28} в установленные сроки при известных начальных и граничных условиях (табл. 3).

Анализируя данные табл. 3, можно сделать вывод, что для достижения $t_{б.ср}=5^\circ\text{C}$ необходимы следующие условия:

1. Возможный интервал начальных температур бетона в период его укладки находится в пределах $6-14^\circ\text{C}$. При этом толщина утеплителя (слой минеральной ваты) колеблется в пределах от 0,181 до 1,92 м. При выборе оптимальной толщины утеплителя $\delta=1,92\text{ м}$ учитывать нельзя из конструктивных соображений.

2. Прочность бетона $R_{16} \times 10\% R_{28}$ достигнута на 16-е сутки.

3. На основании полученных данных определены зимние удорожания при $t_{б, ср} = 5^\circ\text{C}$ (табл. 4), величина которых колеблется в пределах от 5,0 руб. до 1,64 руб.

Учитывая все факторы, влияющие на выбор метода выдерживания железобетонных конструкций при низких температурах, только за счет подбора конструкции теплозащиты бетона можно на каждом квадратном метре его экономить до 2,6 руб.

4. Установлена оптимальная область применения метода термоса для бетонных и железобетонных конструкций с $M_{п} = 4 \text{ м}^{-1}$ при $t_{б, ср} = 5\text{--}25^\circ\text{C}$ и продолжительности выдерживания от 5 до 16 суток.

ЛИТЕРАТУРА

1. Арбенев А. С. Технология бетонирования с электрорагревом смеси.— М., Стройиздат, 1975.
2. Руководство по зимнему бетонированию с применением метода термоса.— М., Стройиздат, 1975.
3. Фокин К. Ф. Строительная теплотехника ограждающих частей зданий.— М., Стройиздат, 1973.

СО Д Е Р Ж А Н И Е

<i>И. Д. Белогорцев.</i> Село меняет облик	3
<i>С. А. Яцкевич.</i> Роль социального эксперимента в переустройстве сельских населенных пунктов	5
<i>В. Н. Пересадыко.</i> Формирование общественных центров в условиях переустройства сел Белоруссии	11
<i>А. И. Рубахов.</i> Методические вопросы проектирования структуры управления сельскими строительными организациями	16
<i>О. В. Лаптанович, Л. М. Негерши, Л. М. Горбачева.</i> Факторный анализ эффективности производственной деятельности сельских строительных организаций	21
<i>А. Н. Селищев.</i> Нормирование количества работников, занятых на подсобных предприятиях в межколхозных строительных организациях	25
<i>О. А. Рочняк, В. В. Рокосуев, А. М. Трусъ.</i> Резервы снижения металлоемкости и трудоемкости изготовления сборных железобетонных конструкций производственных сельскохозяйственных зданий	29
<i>Р. Н. Яголковский, Р. Б. Орлович, Л. Г. Головки, В. В. Жук, А. В. Мухин, Ю. В. Сапунов, Ю. М. Сергеев.</i> Эффективные стальные фермы для покрытий зданий сельскохозяйственного назначения	34
<i>А. М. Трусъ, В. Л. Мартиновский.</i> Пневматические конструкции в сельскохозяйственном строительстве	38
<i>А. С. Хамутовский, И. С. Сырковашко.</i> Проектирование оптимальных стержневых систем с учетом условий устойчивости	41
<i>Н. Н. Мурашко.</i> Расчет узлов стальных цилиндрических оболочек в конструкциях производственных зданий и сооружений сельскохозяйственного назначения	47
<i>Р. Н. Яголковский.</i> Расчет стоек каркаса производственного сельскохозяйственного здания с учетом деформативности основания	56
<i>Р. Б. Орлович, И. С. Филмонов, В. В. Жук.</i> Наиболее существенные причины расслоения и растрескивания элементов несущих клееных деревянных конструкций	60
<i>Н. Н. Мурашко, Ю. В. Соболев, А. В. Мухин, Л. Г. Головки.</i> Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния бесфасочных узлов ферм из склеенных гнутосварных профилей	66
<i>Н. И. Казначеев.</i> Определение метрологических параметров в железобетонных оболочках	72
<i>О. А. Рочняк.</i> Рациональная конструкция железобетонных рам производственных сельскохозяйственных зданий	77
<i>В. Г. Федоров.</i> Исследование прочности песчаных и глинистых грунтов	84
<i>М. С. Грицук, С. С. Паркович.</i> Экспериментальное исследование фундаментных блоков с плоской и призматической подошвой на песчаном основании	90
<i>В. Г. Чайковский.</i> Использование в сельском строительстве опыта возведения опускных систем транспортных сооружений	94
<i>И. А. Рыбьев, В. Т. Васильченко, С. В. Васильченко.</i> Натурные исследования долговечности песчаных бетонов в конструкциях сельскохозяйственных зданий западных районов Белоруссии	96
<i>В. Н. Плосконосов, И. А. Рыбьев.</i> Коррозия бетона гидромелиоративных сооружений в агрессивной торфяной среде	101
<i>В. Л. Жоров.</i> Эффективные теплоизоляционные материалы на основе местного сырья	105
<i>С. В. Васильченко.</i> Исследование технологических факторов приготовления песчаных бетонов для конструкций сельскохозяйственных зданий методами планирования эксперимента	107
<i>Н. И. Казначеев, В. П. Будянов, В. А. Миланович.</i> Автоматическая стабилизация конструкций, погружаемых методом подмыва	113
<i>Ф. А. Бобко.</i> Оптимизация методов выдерживания железобетонных конструкций в зимних условиях	116
Рефераты	123

РЕФЕРАТЫ

УДК 631.2 : 624.М1

Село меняет облик. Белогорцев И. Д. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 3—5.

Рассматриваются общие вопросы застройки и благоустройства сельских населенных мест.

УДК 301 : 728.12

Роль социального эксперимента в переустройстве сельских населенных пунктов. Яцкевич С. А. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 5—11.

В статье обобщен опыт экспериментально-показательного строительства в колхозах и совхозах Белоруссии и других регионах страны, проанализировано практическое использование результатов положительных экспериментов. Обоснована необходимость экспериментальной проверки новых архитектурно-проектировочных предложений по оптимизации связей между поселками в рамках укрупненных сельскохозяйственных объединений, размеров территории застройки и другим вопросам коренного преобразования села.

Библиографических названий 10.

УДК 711.551(476)

Формирование общественных центров в условиях переустройства сел Белорусии. Пересадько В. Н. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 11—16.

В статье обобщен опыт проектирования и застройки общественных центров центральных усадеб колхозов и совхозов БССР. Автором проанализированы принципы и приемы архитектурно-планировочной организации центров, выявлены перспективные особенности их размещения.

Рисунков 2, библиографических названий 2.

УДК 69.003.65.014

Методические вопросы проектирования структуры управления сельскими строительными организациями. Рубахов А. И. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 16—21.

Рассмотрены методические положения, которые позволяют проектировать производственную структуру межколхозных строительных организаций. Описаны наиболее существенные этапы проектирования. Даны рекомендации по определению структуры ПМК в условиях поточного выполнения работ.

Таблица 1.

УДК 69.003 : 658.011.8

Факторный анализ эффективности производственной деятельности сельских строительных организаций. Лаптанович О. В., Негериш Л. М., Горбачева Л. М. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 21—25.

В статье рассматривается применение в экономическом анализе математико-статистических методов, позволяющих выявлять резервы строительного производства и осуществлять их оценку. Полученные в работе уравнения регрессии

могут быть применены в практике планирования и прогнозирования основных технико-экономических показателей деятельности сельских строительных организаций.

Рисунков 4, библиографических названий 2.

УДК 69.003 : 658.011.8

Нормирование количества работников, занятых на подсобных предприятиях в межколхозных строительных организациях. Селищев А. Н. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 25—29.

В статье на основе статистического анализа и обобщения передового опыта предлагается разработка нормативов для планирования количества работников, занятых на подсобных предприятиях в межколхозных строительных организациях. Дан анализ работы подсобных предприятий в системе Белмежколхозстроя.

Таблиц 2.

УДК 666.97.033.4

Резервы снижения материалоемкости и трудоемкости изготовления сборных железобетонных конструкций производственных сельскохозяйственных зданий. Рочняк О. А., Рукосуев В. В., Трус А. М. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 29—33.

В статье показаны направления совершенствования конструктивных решений железобетонных элементов сельскохозяйственных зданий и улучшения технологии изготовления, обеспечивающих экономию строительных материалов, снижение трудоемкости, уменьшение сроков строительства и сметной стоимости.

УДК 624.014 : 728.96

Эффективные стальные фермы для покрытий зданий сельскохозяйственного назначения. Яголковский Р. Н., Орлович Р. Б., Головкин Л. Г., Жук В. В., Мухин А. В., Сапунов Ю. В., Сергеев Ю. М. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 34—38.

На основании результатов анализа данных по внедрению стальных ферм с сечениями элементов из одиночных прокатных профилей для покрытий основных производственных зданий промышленного комплекса по откорму 108 тысяч свиней в год описаны преимущества, которые обеспечивают экономический эффект 110 000 рублей.

Рисунков 1, библиографических названий 4.

УДК 631.2 : 624.011.7

Пневматические конструкции в сельскохозяйственном строительстве. Трус А. М., Мартиновский В. Л. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 38—41.

В статье обоснована возможность и целесообразность использования пневматических конструкций в строительстве зданий для складирования и укрытия продукции, ремонта и хранения техники и временного жилья.

УДК 624.072.075.04

Проектирование оптимальных стержневых систем с учетом условий устойчивости. Хамутовский А. С., Сыроквашко И. С. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 41—47.

Приведена методика получения аналитических зависимостей для нахождения оптимальных критических параметров и погонных жесткостей для отдельных стержневых систем.

Рисунков 2, библиографических названий 6.

УДК 624.014.072.2

Расчет узлов стальных цилиндрических оболочек в конструкциях производственных зданий и сооружений сельскохозяйственного назначения. Мурашко Н. Н. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 47—56.

Обосновывается область рационального применения трубчатых конструкций в зданиях и сооружениях сельскохозяйственного назначения. Излагается материал по теоретическому исследованию узла с системой продольно-кольцевых ребер и инженерный метод расчета.

Рисунков 3, таблиц 1, библиографических названий 7.

УДК 624.041.2 : 624.072.233.5

Расчет стоек каркаса производственного сельскохозяйственного здания с учетом деформативности основания. Яголковский Р. Н., «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 56—60.

Предлагается метод определения угла поворота фундаментов под стойки каркасов на основе рассмотрения системы «жесткий штамп — деформируемое основание», представленной расчетной моделью Фусса-Винклера. Предложена приближенная формула для определения угла поворота фундамента, которая может быть использована в практике расчета стоек каркаса при совместной их работе с деформируемым основанием.

Рисунок 1, библиографических названий 3.

УДК 624.011.1;674.028.9

Наиболее существенные причины расслоения и растрескивания элементов несущих клееных деревянных конструкций. Орлович Р. Б., Филимонов И. С., Жук В. В. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 60—66.

Приводится анализ внутреннего напряженного состояния клееных деревянных элементов, эксплуатируемых в сельскохозяйственных зданиях при повышенной влажности. Вскрыты основные причины расслоения и растрескивания несущих конструкций, на основании чего даются рекомендации по их устранению.

Рисунков 3, библиографических названий 5.

УДК 624.014 : 728.96

Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния бесфасоночных узлов ферм из замкнутых гнутосварных профилей. Мурашко Н. Н., Соболев Ю. В., Мухин А. В., Головкин Л. Г. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 66—72.

Приводится методика исследования узлов стропильных ферм из ГСП, образующих беспрогонный блок покрытия. Анализируется напряженно-деформированное состояние узлов.

Рисунков 3, таблиц 1, библиографических названий 4.

УДК 531.787.91 : 624.74.4 : 728.9

Определение метрологических параметров в железобетонных оболочках. Казначеев Н. И. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 72—76.

В работе определены параметры, влияющие на точность контроля перемещений в железобетонных оболочках с помощью датчика давления. Выведены

основные зависимости, определяющие эту точность, и показаны пути устранения нулевого уровня датчика давления.

Библиографических названий 2.

УДК 624.012.45.

Рациональная конструкция железобетонных рам производственных сельскохозяйственных зданий. Рочняк О. А. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 77—84.

На основании технико-экономического анализа и экспериментального исследования натуральных образцов железобетонных рам производственных сельскохозяйственных зданий пролетом 18 м показано, что рамы с прямоугольным сечением в сравнении с рамами таврового профиля менее металлоемки и более технологичны, обладают лучшими эксплуатационными показателями.

Рисунков 4, таблиц 1.

УДК 624.131.376.5

Исследование прочности песчаных и глинистых грунтов. Федоров В. Г. «Проблемы сельскохозяйственного строительства». Мн., «Ураджай», 1980, с. 84—90.

Изложены результаты экспериментального изучения влияния траектории нагружения на закономерности прочности песчаных и глинистых грунтов в условиях пространственного напряженного состояния трехосного сжатия. Анализируется инкрементальное энергетическое условие прочности грунта, т. е. когда предельная энергия формоизменения равна энергии объемной деформации и энергии предварительного уплотнения, которая характеризует начальное состояние грунта. Проверка справедливости данного условия выполнена для различных начальных состояний супеси и неоднородного крупнозернистого песка. Анализ показал возможность применения рассмотренного условия прочности, учитывающего влияния напряженного состояния и траекторию нагружения, для пластического разрушения с сохранением сплошности среды без образования плоскостей скола.

Рисунков 2, библиографических названий 4.

УДК 624.131.522.3 : 624.131.212.001.5

Экспериментальное исследование фундаментных блоков с плоской и призматической подошвой на песчаном основании. Грицук М. С., Даркович С. С. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 90—93.

Исследуется влияние формы подошвы ленточного фундамента на распределение контактных давлений и напряжений в бетоне и арматуре. Построены также кривые осадок. Установлено, что призматическая форма опирания обеспечивает рациональное распределение контактных давлений, за счет этого напряжения в бетоне и арматуре уменьшаются в среднем на 35—38%, что позволяет применить более экономичное тавровое сечение консолей и уменьшить процент армирования блоков.

Рисунков 2, библиографических названий 3.

УДК 624.151.6

Использование в сельском строительстве опыта возведения опускных систем транспортных сооружений. Чайковский В. Г. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 94—96.

В статье обобщен опыт возведения опускных систем транспортных сооружений. Даны рекомендации по использованию этого опыта в сельском строитель-

стве и освещено практическое использование на строительстве очистных сооружений Госкомсельхозтехники БССР.

Библиографических названий 4.

УДК 666.973.4 : 620.169.1

Натурные исследования долговечности песчаных бетонов в конструкциях сельскохозяйственных зданий западных районов Белоруссии. Рыбьев И. А., Васильченко В. Т., Васильченко С. В. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 96—101.

В статье изложены результаты исследования долговечности песчаных бетонов. Приведены результаты натурных исследований песчаных бетонов конструкций сельскохозяйственных зданий, эксплуатируемых около 37 лет. Выведена математическая зависимость одного из критериев долговечности песчаного бетона — модуля упругости от времени воздействия климатических факторов на песчаный бетон.

Рисунков 2, таблиц 2, библиографических названий 3.

УДК 691.327 : 620.193

Коррозия бетона гидромелиоративных сооружений в агрессивной торфяной среде. Плосконогов В. Н., Рыбьев И. А. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 101—105.

В статье приведены результаты экспериментальных исследований долговечности бетона в торфяной среде. Установлено зонирование фронта коррозии по диффузионной проницаемости агрессивных соединений торфа. Показано, что бетон гидромелиоративных сооружений подвержен комплексному влиянию физических и химических агрессивных факторов. Предлагается классификация степени агрессивности торфяной среды и основные требования к коррозиестойкому бетону.

Рисунков 2, таблиц 2, библиографических названий 4.

УДК 691.327 : 666.973.2 : 662.613.11

Эффективные теплоизоляционные материалы на основе местного сырья. Жоров В. Л. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 105—107.

В работе приведены результаты исследования физико-механических свойств газозолобетона на основе золы Березовской ГРЭС.

Показана зависимость объемной массы и предела прочности на сжатие газозолобетона от водотвердого отношения В/Т, а также влияние химических добавок CaCl_2 , NaCl , гипса и растворимого стекла на прочность газозолобетона. Оптимальное количество добавки, обеспечивающей повышение прочности газозолобетона, составляет 0,6—1,8%.

Таблица 1, библиографических названий 5.

УДК 691.327 : 666.973.4

Исследование технологических факторов приготовления песчаных бетонов для конструкций сельскохозяйственных зданий методами планирования эксперимента. Васильченко С. В. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 107—112.

Приведены результаты исследований, показывающие зависимость плотности цементно-песчаных смесей от технологических факторов перемешивания. Мето-

дами математического планирования эксперимента получена функциональная зависимость, позволяющая направленно и более рационально влиять на формирование структуры песчаного бетона.

Рисунков 1, таблиц 1, библиографических названий 5.

УДК 69.002.5-868 : 693.546.3

Автоматическая стабилизация конструкций, погружаемых методом подмыва. Казначеев Н. И., Будянов В. П., Миланович В. А. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 113—116.

В работе рассмотрены возможности применения электролитического датчика для автоматической стабилизации конструкций при возведении сельскохозяйственных объектов, погружаемых методом подмыва. Приводятся экспериментальные данные по параметрам и статическим характеристикам электролитического датчика. Рассмотрена принципиальная структурная схема автоматического контроля и управления стабилизацией погружаемых конструкций. Поясняется работа измерительной схемы на основе электролитического датчика. Разработана принципиальная электрическая схема логического устройства, позволяющая автоматически управлять стабилизацией конструкций, погружаемых методом подмыва.

Рисунков 2, библиографических названий 3.

УДК 624.012.45«324»

Оптимизация методов выдерживания железобетонных конструкций в зимних условиях. Бобко Ф. А. «Проблемы сельскохозяйственного строительства», Мн., «Ураджай», 1980, с. 116—121.

На основании статистических данных областного управления Брестсельстрой и изучения проектной документации по многим стройкам сельского строительства установлены объемы бетонных работ в монолитном исполнении, подлежащих выполнению в зимних условиях.

Предложен метод выдерживания монолитных конструкций в условиях пониженных температур.

Рисунок 1, таблиц 4, библиографических названий 3.