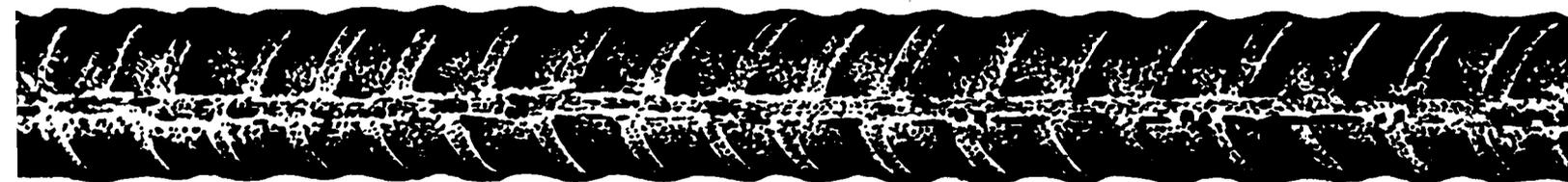
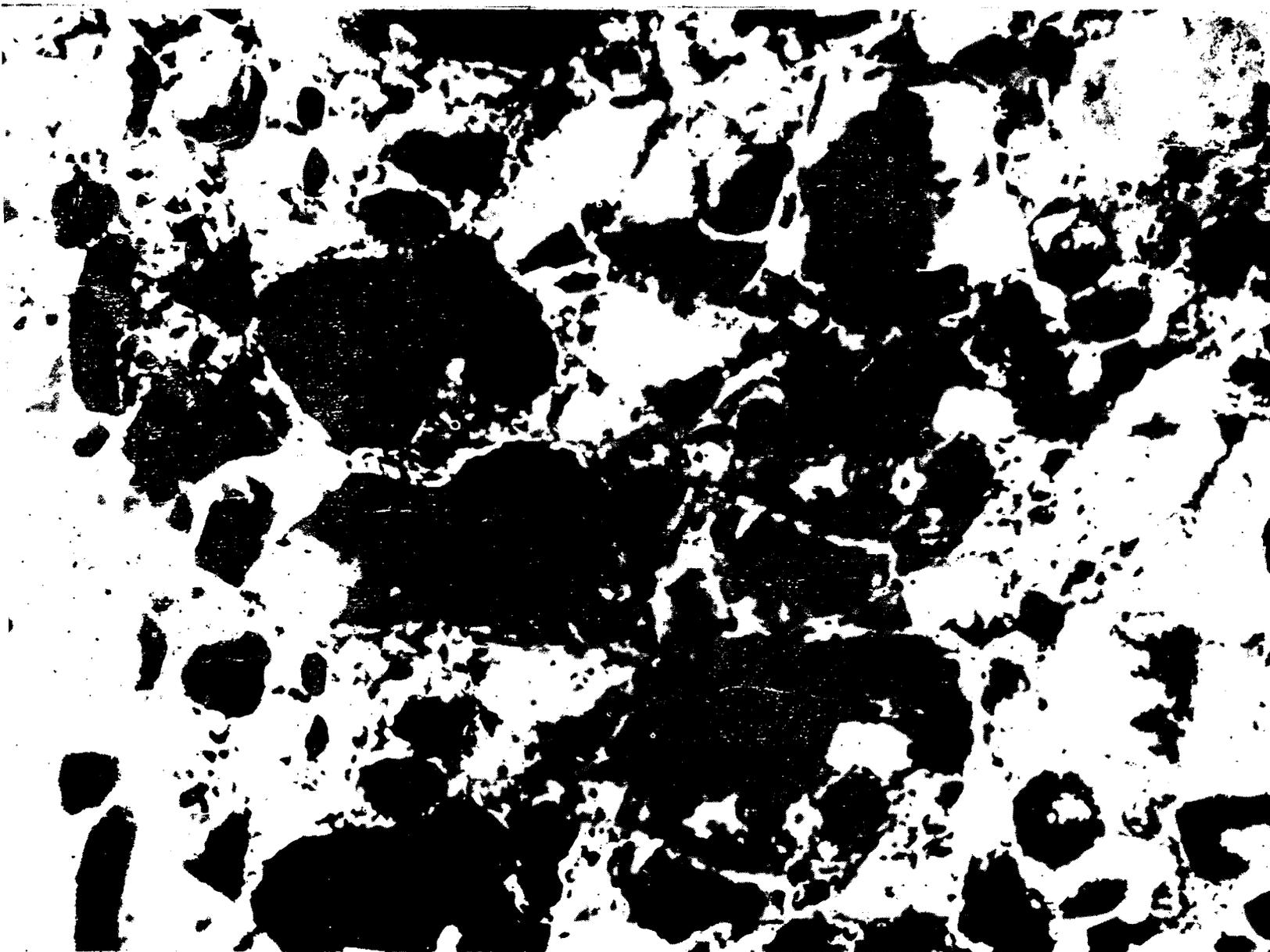


ISSN 0005-9889

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

5

1989



# ЕСЛИ ВАМ ТРЕБУЕТСЯ РАЗРАБОТЧИК — ВЫБИРАЙТЕ ЦНИИОМТП!

- ЦНИИОМТП** — это старейший и известнейший коллектив ученых в области строительного производства.
- ЦНИИОМТП** — это более 2000 высококвалифицированных специалистов с опытом работы на крупнейших стройках страны и за рубежом.
- ЦНИИОМТП** — это 13 филиалов и комплексных отделов в крупнейших регионах страны.
- ЦНИИОМТП** — это плодотворный опыт сотрудничества с зарубежными специалистами. Полный диапазон международных услуг обеспечивает внешнеторговая хозрасчетная фирма «Стройка».

## ЦНИИОМТП специализируется в области:

- организации строительного производства, нормирования продолжительности строительства, комплектно-блочного и мобильного строительства;
- технологии земляных, бетонных, монтажных, отделочных, кровельных, изоляционных, транспортно-технологических и погрузочно-разгрузочных работ;
- механизации и автоматизации строительного производства, роботизации строительного-монтажных работ и процессов на предприятиях стройиндустрии;
- эксплуатации всех видов строительных машин, механизмов и механизированного инструмента;
- управления качеством строительного-монтажных работ, включая метрологическое и геодезическое обеспечение;
- техники безопасности при выполнении строительного-монтажных работ;
- стандартизации технологических процессов строительного производства, техники безопасности при производстве строительного-монтажных работ, общих требований к ремонту строительных машин и механизмов.

*127434, Москва, Дмитровское шоссе, 9*

*телефон 216-03-04*

*Телетайп 113553 Шум*

*Телекс 411669 Наука*

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

**5** (410)  
Май 1989

Издается с апреля 1955 г.

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО КОМИТЕТА СССР

## СОДЕРЖАНИЕ

### Решения XXVII съезда КПСС — в жизнь!

<i>Матвеев К. М., Сидоренко М. П.</i> Эффективные сборные преднапряженные конструкции покрытий одноэтажных промзданий . . . . .	2
<i>Гершанок Р. А., Иванов А. В., Клевцов В. А., Ревентас А. Б., Эленбергас В. Б.</i> Каркасы с элементами жесткости для одноэтажных промзданий . . . . .	5
<i>Костюковский М. Г.</i> Развитие балочной системы конструкций покрытий производственных зданий . . . . .	7
<i>Королев А. Н., Выжигин Г. В., Волков А. А.</i> Конструкции многоэтажных производственных зданий с безбалочными перекрытиями . . . . .	8
<i>Людковский И. Г.</i> Большепролетные промздания с подвесным крановым оборудованием . . . . .	10
<i>Жуковский Э. З., Шабля В. Ф.</i> Сборные оболочки покрытия автобусного парка в Москве . . . . .	14
<i>Болтухов А. А., Добромыслов А. Н.</i> Эксплуатационные качества инженерных сооружений промышленных предприятий . . . . .	17
<i>Бедов А. И., Горбатов С. В., Чистяков В. А., Сасонко Л. В., Шприц Е. С.</i> Исследование плит на пролет типа ПСП размером 3×18 м . . . . .	18
<i>Колчунов В. И., Ефимов В. И., Матюшенко С. И., Степанов А. М.</i> Преднапряженные пластины-оболочки для производственных зданий . . . . .	21
<i>Габрусенко В. В., Гришанов Л. Д., Якушин В. А.</i> Усовершенствованные арочные решетчатые балки пролетом 12 м . . . . .	23
<i>Байков В. Н., Фролов А. К., Ким Л. В., Матков Н. Г.</i> Внецентренно сжатые колонны под тяжелые нагрузки . . . . .	25
<i>Гофштейн Ф. А., Солнцев Е. Л., Гиммельфарб В. Я.</i> Эффективные конструкции сборных фундаментов под колонны . . . . .	27
<i>Манискевич Е. С., Заварзин Ю. В.</i> Влияние вынужденных смещений опор колонн на несущую способность каркасов многоэтажных зданий . . . . .	28

### В помощь проектировщику

<i>Однолько Б. А., Жданов А. В.</i> Расчет поперечной арматуры в железобетонных элементах . . . . .	30
---	----



МОСКВА  
ИЗДАТЕЛЬСТВО  
ЛИТЕРАТУРЫ  
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

УДК 69.024:725.4.003.13

К. М. МАТВЕЕВ, М. П. СИДОРЕНКО, инженеры (ГПИ Промстройпроект)

## Эффективные сборные преднапряженные конструкции покрытий одноэтажных промзданий

Одна из основных задач при проектировании объектов строительства — снижение материалоемкости и стоимости конструкций при обеспечении их надежности и долговечности.

В нашей стране большинство производственных зданий возводится из типовых железобетонных конструкций. Поэтому весьма актуально создание эффективных железобетонных конструкций зданий массового применения, обладающих пониженной материалоемкостью, трудоемкостью изготовления и возведения, улучшенным качеством.

Многолетний творческий поиск коллектива проектировщиков, научных сотрудников, заводов ЖБИ, строителей завершился созданием следующих конструкций:

стропильных полигональных ферм пролетами 18 и 24 м с преднапряженным нижним поясом и раскосами;

подстропильных ферм пролетом 12 м; стропильных шпренгельных ферм пролетом 18 и 24 м с преднапряженным нижним поясом ломаного очертания;

пространственных элементов покрытия «на пролет» типа ПСП размерами  $3 \times 18$  и  $3 \times 24$  м с решетчатыми продольными ребрами;

подстропильных шпренгельных ферм пролетом 12 м (под конструкции размером «на пролет»).

Перечисленные конструкции имеют принципиально новые решения и превышают уровень отечественных и зарубежных достижений. Все они защищены авторскими свидетельствами, неоднократно отмечены наградами ВДНХ СССР — дипломом I степени, золотыми, серебряными и бронзовыми медалями.

Основными особенностями указанных конструкций являются отгиб напрягаемой арматуры в раскосы и элементы нижнего пояса ломаного очертания, а также регулирование усилий в элементах за счет геометрии конструкции и усилий преднапряжения.

В США, Англии и других странах распространен способ натяжения арматуры с применением приспособлений для ее отгиба оттяжкой.

В отличие от этого институтом Промстройпроект разработан способ натяжения и отгиба с помощью роликовых опор, установленных в местах перегиба напрягаемой арматуры, что обеспечивает равномерность ее натяжения при нескольких перегибах по длине и практически исключает потери напряжения. Этот способ экономичен, технологичен, безопасен при обрывах стержней; надежно фиксирует расположение арматуры в сечениях элементов при различных усилиях натяжения. Он универсален, поскольку пригоден для отгиба напрягаемой арматуры практически в любых конструкциях. Для лучшего заанкеривания в бетоне и возможности размещения в захватах натяжных устройств напрягаемая арматура при отгибе от роликовых опор может быть разведена в два и более ряда.

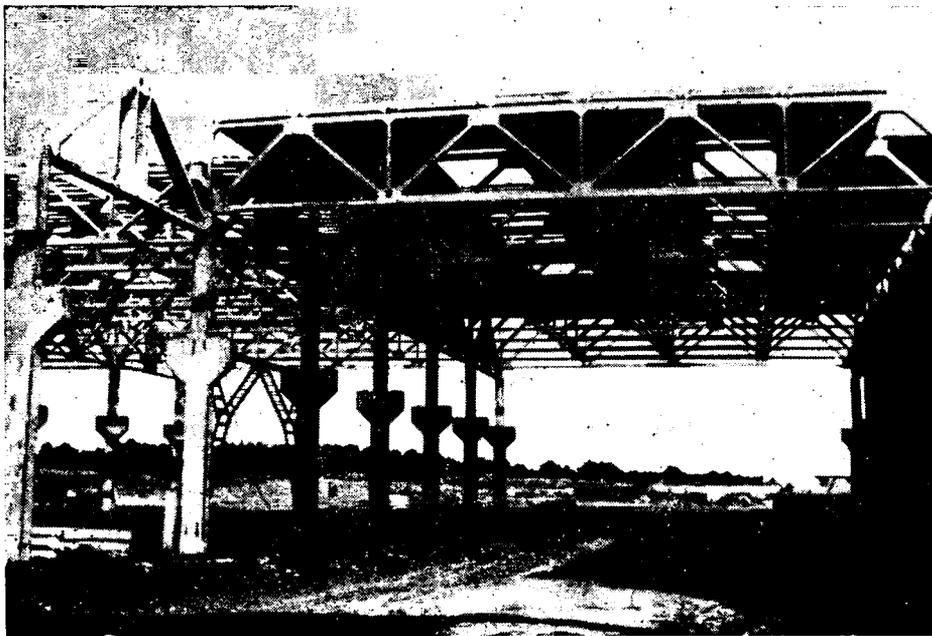
Во всех конструкциях применен принцип регулирования усилий в статически неопределимых системах. Эти принципы до настоящего времени в практике отечественного и зарубежного строительства не применялись. Их суть заключается в полном или частичном погашении в элементах ферм напряжений от изгибающих моментов, вызванных внешней нагрузкой и силовым воздействием при изготовлении.

При проектировании и изготовлении преднапряженных железобетонных ферм регулирование усилий достигается при изменении изгибных и линейных жесткостей элементов ферм и узлов, геометрической схемы ферм и их элементов, при расположении в сечениях ферм напрягаемой арматуры, расцентровании элементов ферм в узлах.

На практике широко применены железобетонные стропильные полигональные и подстропильные фермы, разработанные Промстройпроект при участии НИИЖБ, КТБ НИИЖБ, НИИСКА, ПО «Железобетон» Главкрасноярскстроя Минуралсибстроя СССР (рис. 1).

Стропильные фермы — полигонального очертания с треугольной решеткой, уклоном верхнего пояса 1,5%, с переменным сечением поясов, с расцентрован-

Рис. 1. Фрагмент покрытия зданий с применением железобетонных ферм



ными в промежуточных узлах элементами<sup>1</sup>.

Фермы пролетом 24 м, серий 3212, 3230 — с высотой на опоре 3150 мм запроектированы из условия взаимозаменяемости со стальными фермами.

Фермы пролетом 18 и 24 м — с высотой на опоре 2700 мм (шифр 3275-Т—80) соответствуют высоте типовых железобетонных преднапряженных безраскосных ферм. Конструкции рассчитаны на полную гамму унифицированных нагрузок (рис. 2). Преднапряженная арматура расположена в нижнем поясе и частично отогнута в растянутые раскосы и разведена от роликовых опор к верхнему поясу<sup>2</sup>.

Подстропильные фермы пролетом 12 м (шифр 3310-Т-78) предназначены для зданий с сеткой колонн 12×18 и 12×24 м и плит покрытия длиной 6 м.

Особенности ферм — регулирование усилий [1] изменением расположения напрягаемой арматуры в сечении нижнего пояса. Благодаря строительному подъему напрягаемая арматура стержней при натяжении располагается в нижнем поясе со смещением в сторону граней, наиболее растянутых от эксплуатационной нагрузки. Это отвечает характеру эпюры изгибающих моментов в элементах ферм и позволяет обеспечить их трещиностойкость с меньшим количеством напрягаемой арматуры.

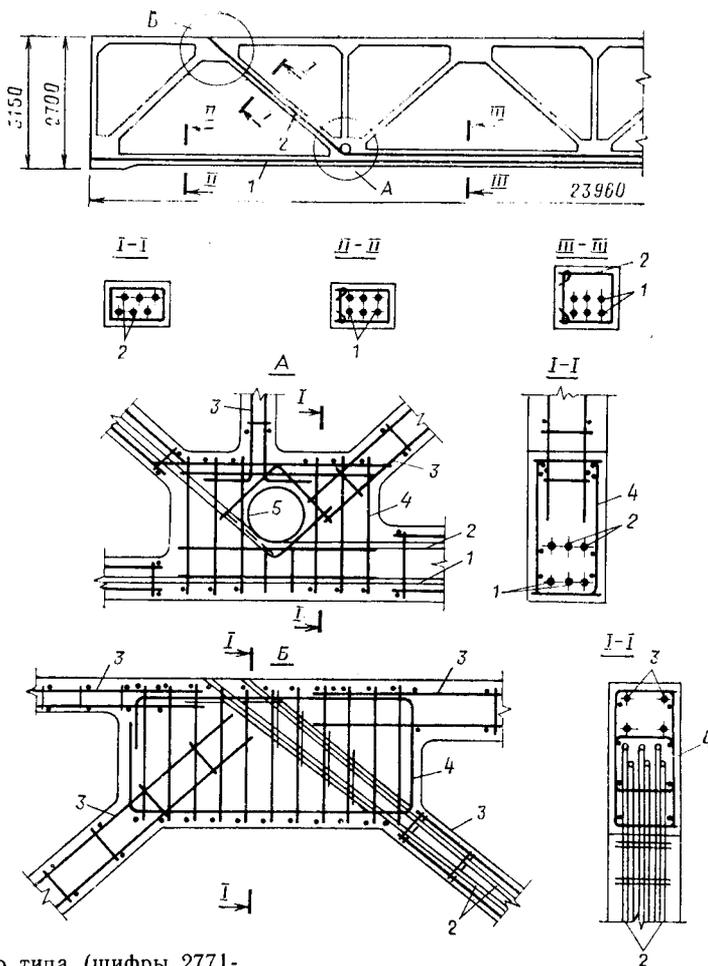
Конструкции применены на строительстве многих промышленных объектов, в том числе на возведении Ульяновского авиационно-промышленного комплекса на площади 336 тыс. м<sup>2</sup>; объектов ПО ШИН и РАИ общей площадью покрытий 204 тыс. м<sup>2</sup> в г. Белая Церковь; на комплексе электротехнических предприятий площадью 58,9 тыс. м<sup>2</sup> в Минусинске; объектах площадью 44,1 тыс. м<sup>2</sup> на КАМАЗе; на Красноярском заводе тяжелых экскаваторов площадью 41,5 тыс. м<sup>2</sup>; на заводе технологического оборудования площадью 48,8 тыс. м<sup>2</sup> в Черновцах; объектах ПО «Тернопольский комбайновый завод» площадью 24,7 тыс. м<sup>2</sup>.

Покрытия с использованием полигональных стропильных ферм по сравнению с типовыми безраскосными фермами обеспечивают экономию бетона на 10...29%, стали — на 6...12%. Экономия приведенных затрат на 1 м<sup>2</sup> покрытий составляет 2,1...3,4 р.

Промстройпроект совместно с НИИЖБом и с НИИСКом разработаны новые конструкции железобетонных

Рис. 2. Конструкции преднапряженных полигональных стропильных ферм высотой на опоре 3150 и 2700 мм для покрытий зданий с малоуклонной кровлей

1 — прямолинейная напрягаемая арматура; 2 — отгибаемая напрягаемая арматура из нижнего пояса в растянутые раскосы; 3 — арматурные каркасы верхнего пояса раскосов и стоек; 4 — опорные каркасы опорных и промежуточных узлов; 5 — стальная труба в месте отгиба напрягаемой арматуры



ферм шпренгельного типа (шифры 2771-Э-76, 2907-Э-72).

Железобетонные преднапряженные стропильные шпренгельные фермы пролетом 18 и 24 м шагом 6 и 12 м двускатные, с уклоном верхнего пояса 5%, с двумя вертикальными стойками в пролете, соединяющими верхний и нижний пояс на расстоянии от опор соответственно 6,0 м и 7,5 м. Высота ферм на опоре от нижней грани нижнего пояса до верхней грани верхнего пояса — 2700 мм.

В железобетонных шпренгельных фермах в пределах каждой панели верхний пояс — переменного сечения<sup>3</sup>. В таких фермах от внеузлового приложения нагрузки к верхнему поясу существенно уменьшаются изгибающие моменты и расход материалов. По сравнению с традиционными фермами для малоуклонных покрытий шпренгельные фермы менее трудоемки при изготовлении и монтаже. При их применении в покрытиях отпадает необходимость в установке вертикальных стальных связей вдоль производственных зданий на уровне опорных узлов. За счет опирания ферм в уровне верхнего пояса повышается устойчивость положения конструкций в покрытиях (центр тяжести расположен ниже уровня опирания). При этом снижается строительный объем зданий и экономится сталь.

Шпренгельные фермы пролетом 24 м были изготовлены Броварским заводо-строительным комбинатом Минстроя УССР и применены в покрытии с подвесными потолками крутильно-ткацкого цеха в Чернигове (рис. 3). Применение ферм в покрытии с шагом 12 м вместо безраскосных серии 1.463.3 снизило приведенные затраты на 4 р/м<sup>2</sup> (6%), суммарные трудозатраты на 0,1 чел.-ч (15%), в том числе трудозатраты на монтаже на 0,07 чел.-ч, или 5%, расход бетона — на 3%, стали — на 1,66 кг/м<sup>2</sup>.

Промстройпроект совместно с НИИЖБом, КТБ НИИЖБ, ПО «Железобетон» Главкрасноярскстроя и МИСИ разработано покрытие здания, состоящее из провисающих пространственных элементов на пролет размером 3×18 и 3×24 м и провисающих подстропильных ферм пролетом 12 м шпренгельного типа<sup>4</sup>.

<sup>3</sup> А. с. 607918 СССР, МКЛ<sup>2</sup> Е 04 С 3/08. Железобетонная ферма / К. М. Матвеев, М. К. Матвеев, И. С. Приходько (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1978. — № 19. — С. 77.

<sup>4</sup> А. с. 994655 СССР, МКЛ<sup>3</sup> Е 04 В 5/00, Е 04 С 3/02, Е 04 С 2/00. Покрытие здания, железобетонная подстропильная ферма и железобетонная плита / К. М. Матвеев, А. Т. Власкин, В. И. Королев и др. (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1983. — № 5. — С. 138.

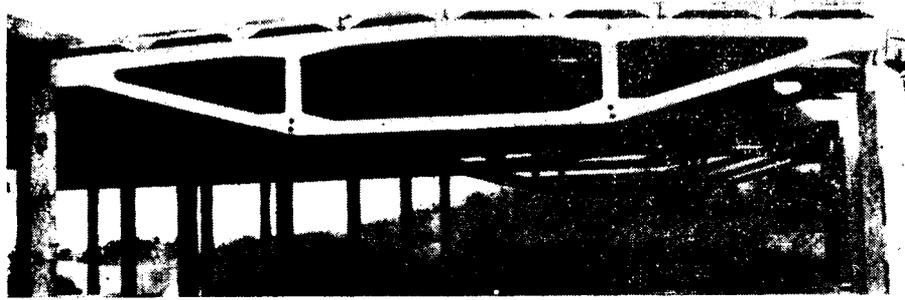


Рис. 3. Фрагмент покрытия здания с применением железобетонных шпренгельных ферм пролетом 24 м с шагом 19 м

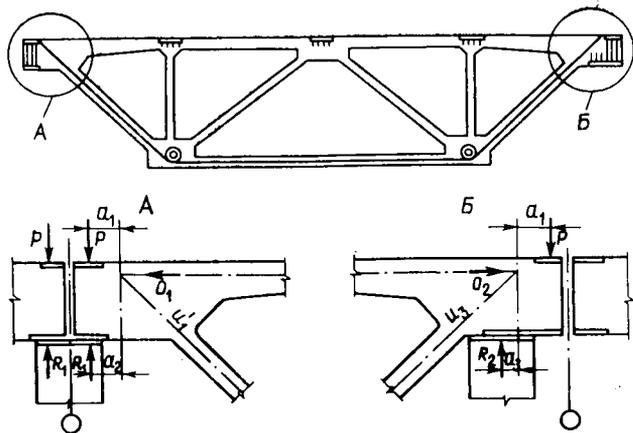


Рис. 4. Подстропильная ферма пролетом 12 м с расцентровкой верхнего и нижнего поясов в опорных узлах  
 А — опирание подстропильной фермы на рядовые колонны; Б — опирание подстропильной фермы на колонны в торце здания или у температурного шва;  $P$  — сосредоточенная нагрузка от плит покрытия;  $a_1$  — расстояние от сосредоточенной нагрузки  $P$  до точки центрации верхнего пояса 1 с нижним поясом 2;  $a_2$  — расстояние от опорной реакции  $R_1$  до точки центрации;  $a_3$  — расстояние от опорной реакции  $R_2$  до точки центрации

Подстропильные фермы с расцентровкой в опорных узлах верхнего и нижнего пояса приняты одного типоразмера для установки их на колонны продольного ряда в торце у температурного шва и в середине здания, что позволяет изготовлять их в одной форме (рис. 4).

Пространственные элементы покрытия на пролет отличаются от плит «на пролет» типа КЖС и П ломаным очертанием нижнего пояса и верхним поясом с неразрезным полем переменного сечения.

Несущие конструкции покрытия из железобетонных преднапряженных пространственных элементов «на пролет» типа ПСП размером  $3 \times 18$  м и шпренгельных подстропильных ферм пролетом 12 м по сравнению с покрытиями из плит «на пролет» типа КЖС и П при приблизительно одинаковом расходе материала имеют преимущества. За счет провисающих пространственных элементов покрытия со шпренгельными фермами, вписанными в единый габарит покрытия, уменьшается его общий га-

барит. Появляется возможность устраивать коммуникации в покрытии через отверстия в продольных ребрах его элементов и шпренгельных подстропильных ферм без увеличения высоты здания.

Железобетонные конструкции покрытия плиты длиной «на пролет» типа ПСП размером  $3 \times 18$  м и подстропильные шпренгельно-раскосные фермы, выпускаемые ПО «Железобетон» Главкрасноярскстроя, применены на строительстве мебельной фабрики в Красноярске и на других объектах Главкрасноярскстроя. Ежегодный их выпуск составляет 12 тыс. м<sup>2</sup> в год (рис. 5).

Исследования и испытания позволили решить теоретические задачи расчета конструкций, соединения узлов их элементов, уточнить и развить отдельные положения СНиПа.

Разработка и внедрение сопровождались комплексом исследований натуральных образцов ферм, моделей и узлов. Исследования позволили решить целый ряд вопросов расчета и конструирования.

Было показано, что расчет прочности

стропильных полигональных ферм с расцентрованными в узлах элементами, сечение которых имеет небольшую высоту, может производиться по шарнирно-стержневой расчетной схеме. При этом сжатые элементы ферм могут рассчитываться со случайным эксцентриситетом продольного усилия не менее  $l/600$  и  $l/30$ . Подстропильные и шпренгельные фермы должны рассчитываться как статические неопределимые системы с жесткими узлами с учетом соотношения жесткостей в стадии, предшествующей разрушению. Во многих случаях для расчета их прочности можно использовать метод предельного равновесия [2].

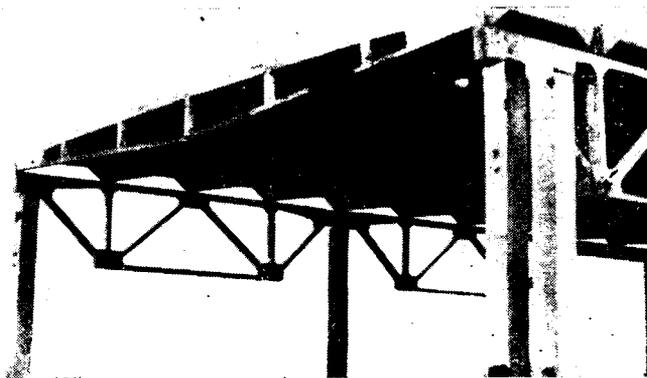


Рис. 5. Фрагмент покрытия с применением пространственных элементов на пролет  $3 \times 18$  м и подстропильных шпренгельных ферм пролетом 12 м

Для учета особенностей работы узлов ферм рассматриваемого типа были проведены исследования [3, 4], которые показали высокую их надежность, также как и опыт эксплуатации ферм. Конструкции были рекомендованы к применению в строительстве.

В настоящее время суммарный экономический эффект от их применения в покрытиях различных промышленных объектов составил более 2,5 млн. р., при этом достигнуто снижение расхода бетона на 10 тыс. м<sup>3</sup> и арматурной стали на 1300 т.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Матвеев К. М. Регулирование усилий в железобетонных преднапряженных фермах // Бетон и железобетон. — 1973. — № 9. — С. 23—26.
2. Клевцов В. А. К расчету стержневых статических неопределимых конструкций // Бетон и железобетон. — 1979. — № 8. — С. 33—34.
3. Расчет опорных узлов на образование трещин и прочность / В. А. Клевцов, Г. И. Пирожков, П. П. Назаренко, К. М. Матвеев // Бетон и железобетон. — 1987. — № 12. — С. 15—17.
4. Рекомендации по расчету прочности и трещиностойкости узлов преднапряженных ферм / НИИЖБ Госстроя СССР, НИИЖТ МПС СССР. — 1987. — С. 30.

Р. А. ГЕРШАНОК, А. В. ИВАНОВ, инженеры (ПИ-1); В. А. КЛЕВЦОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); А. Б. РЕВЕНТАС, инж. (Литпромпроект); В. Б. ЭЛЕНБЕРГАС, инж. (Госстрой ЛитССР)

## Каркасы с элементами жесткости для одноэтажных промзданий

Каркас одноэтажного промышленного здания из сборного железобетона традиционно решается в виде пространственной системы, состоящей из колонн, заделанных в фундаментах и объединенных дисками покрытия в пределах температурных блоков. Колонны обеспечивают жесткость и устойчивость каркаса, причем горизонтальные нагрузки за счет жесткости диска покрытия распределяются практически равномерно. Конструктивные решения элементов и узлов сопряжений позволяют рассматривать такой каркас как рамную систему.

ЦНИИпромзданий, Проектным институтом № 1, НИИЖБом и БПИ было предложено решать каркас одноэтажного промышленного здания по связевой схеме. Рассматривалась возможность использовать в качестве связевых элементов многоярусные вставки и пристройки для административно-бытовых, лабораторных, вентиляционных и других технических помещений. Проектные разработки и технико-экономический анализ подтвердили целесообразность такого решения. В 1985 г. были разработаны материалы для проектирования с рекомендациями по расчету и конструированию [1].

В последующие годы Проектный институт № 1, НИИЖБ, Литпромпроект и БПИ расширили область использования связевых схем в каркасах одноэтажных промышленных зданий.

Анализ показал, что в большинстве случаев в качестве связевых элементов можно успешно применять отдельно стоящие опоры в виде колонн с увеличенной изгибной жесткостью и размещать их по оси температурных блоков. Такое решение получило название «крест жесткости».

Каркас одноэтажного здания, решенный в виде «креста жесткости», состоит из продольных и поперечных рам из рядовых колонн и включает одну жесткую опору (элемент жесткости, рис. 1).

Действующие на каркас горизонтальные нагрузки распределяются между его элементами, диском покрытия и стропильными конструкциями, условия эксплуатации которых не меняются по срав-

нению с традиционным решением. Жесткие опоры воспринимают основную часть горизонтальных нагрузок, но они не подвержены влиянию температурных воздействий, а рядовые колонны и фундаменты работают преимущественно на

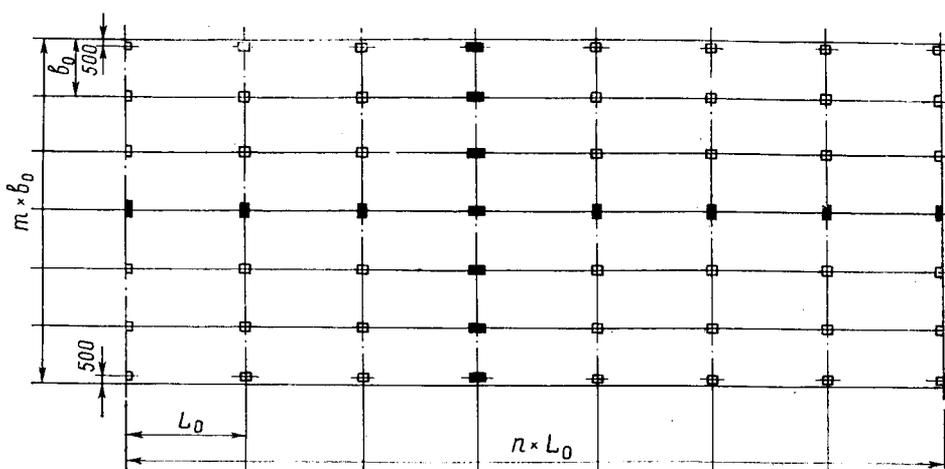


Рис. 1. Связевой каркас здания по схеме «крест жесткости»

сжатие, что позволяет проектировать их с уменьшенными размерами. Концентрация материала в жестких опорах позволяет получить существенную экономию бетона и стали, а размеры температурных блоков увеличить на 30...40% по сравнению с традиционным решением.

Предлагаемое решение дает возможность использовать типовые конструкции для основного объема железобетонных элементов. Плиты покрытия, стропильные конструкции, а также рядовые колонны и фундаменты наиболее целесообразно изготавливать по типовым сериям.

При проектировании каркасов одноэтажных промышленных зданий особенно важен выбор надежных и эффективных решений жестких опор. Для обработки конструктивных решений и создания методики расчета жестких опор НИИЖБ, Проектный институт № 1 с участием Литпромпроекта и организаций Госстроя ЛитССР выполнили теоретические и экспериментальные исследования.

В качестве жестких опор рассмотрена возможность использования колонн типовых серий 1.423-3 и 1.423-5, изготавливаемых в опалубочных формах, а также сборно-монолитные двухветвевые системы, образованные из типовых элементов тех же серий, объединенных на заводе ЖБИ или на строительной площадке бетоном и арматурой перемычек (рис. 2). Исследования подтвердили целесообразность и позволили определить область рационального применения предложенных решений.

Одним из основных критериев оценки эффективности конструктивного решения жесткой опоры является соотношение эквивалентных жесткостей опоры и рядовой колонны. Для каркасов одноэтажных зданий этот параметр может изменяться в довольно широких пределах.

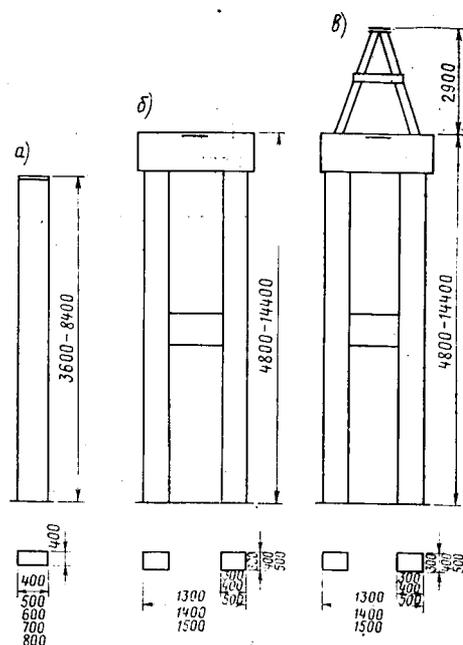


Рис. 2. Типы жестких опор

а и б — для зданий с плоской и скатной кровлей; в — для зданий с малоуклонной кровлей

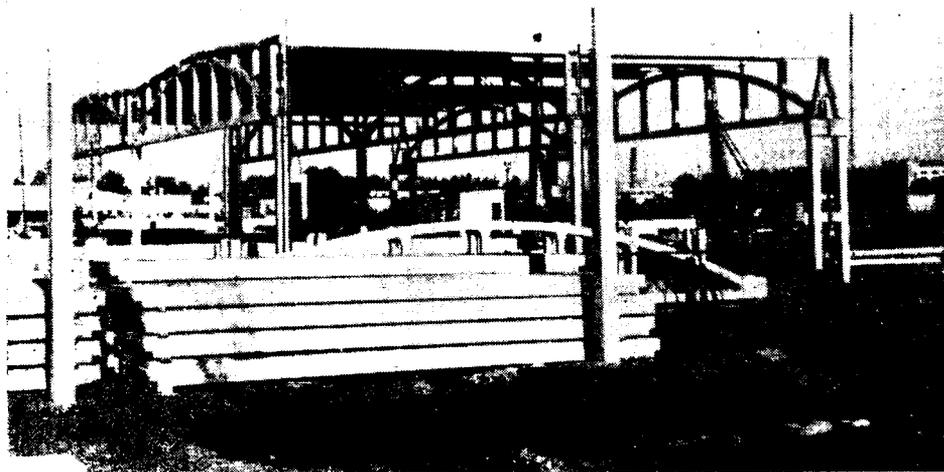


Рис. 3. Фрагмент каркаса Шяуляйского кожевенного завода

Конкретно он зависит от ряда объективных факторов, но, как правило, должен приниматься не менее 10:1 и не более 60:1.

Исследования позволили заключить, что колонны с увеличенным поперечным сечением в качестве жестких опор наиболее эффективны при отметке низа стропильных конструкций не менее 8,4 (соотношение эквивалентных жесткостей таких опор и рядовых колонн принимается в пределах 10:1...20:1).

При большей высоте этажа, а также при длине пролета более 18 м в качестве элементов жесткости рекомендуется применять двухветвевые системы. Наиболее целесообразно использовать опалубочные формы для рядовых колонн (в этом случае оптимальный диапазон соотношения эквивалентных изгибных жесткостей жестких опор и рядовых колонн 40:1...60:1).

Результаты исследований легли в основу разработки ПИ № 1 материалов для проектирования каркасов одноэтаж-

ных промышленных зданий с диафрагмами жесткости в виде отдельно стоящих опор [2]. Созданы рекомендации для проектирования связевых каркасов и рабочие чертежи жестких опор. Параллельно разрабатывается программная система проектирования каркасов одноэтажных зданий со связевыми элементами в виде жестких опор. Програма содержит банк данных, в котором представлена номенклатура элементов связевого каркаса, блок статического расчета, учитывающий нелинейность работы железобетона, деформированную схему конструкции, податливость фундаментов и блок оптимизации, позволяющий проектировать каркас с минимумом приведенных затрат.

В последние годы новое конструктивное решение каркаса одноэтажного промышленного здания успешно применяли на стройках в Белоруссии, Литве, Нижнекамске и Ленинграде. Технико-экономические показатели некоторых из них приведены в таблице.

Наименование объекта	Конструктивная схема каркаса	Расход бетона, м <sup>3</sup>	Расход стали, т	Трудоемкость, чел.-дн.	Сметная стоимость, тыс. р.
Корпус № 1 завода Ремстройгидромаш	традиционная	266,0/100	27,0/100	226,0/100	37,3/100
	в виде «креста жесткости»	160/60,0	21,0/78,0	182,0/80,5	29,2/78,0
Общетоварный склад* (Гатчина)	традиционная	1521,0/100	146,2/100,6	9700,0/100	228,1/100
	в виде «креста жесткости»	837,5/55,2	78,8/53,9	3200,0/32,9	107,5/47,1
Корпус КВЦ* завода «Русский дизель» (Ленинград)	традиционная	3150,0/100	118,0/100	9270,0/100	499,5/100
	в виде «креста жесткости»	1200,0/38,1	36,3/30,8	2110,0/22,7	116,7/23,4

\* Сопоставление выполнено по части каркаса, подлежащей переработке.

Примечание. Перед чертой — натуральные показатели: после черты — %.

В 1987 г. Госстрой СССР рекомендовал каркас «крест жесткости» для массового строительства. Новое конструктивное решение использовано в каркасе главного производственного корпуса Шяуляйского кожевенного завода.

Здание размером в плане 144×144 м с сеткой колонн 24×12 м с отметкой низа стропильных конструкций 7,2 было запроектировано ГПИ-2 по традиционной схеме. Литпромпроект совместно с Проектным институтом № 1 и НИИ-ЖБом каркас был перепроектирован по схеме «крест жесткости» (рис. 3).

В качестве жестких опор использованы двухветвевые сборно-монолитные колонны. В плоскости поперечных рам на верхнюю монолитную перемычку такой колонны опираются малоуклонные безраскосные фермы, через которые на конструкцию передаются вертикальные и горизонтальные нагрузки. Нижняя монолитная перемычка используется для размещения технологических коммуникаций, она придает повышенную жесткость. Узлы сопряжения монолитных перемычек и сборных ветвей колонны решены с помощью сварки арматурных выпусков, ветвей и арматурных каркасов перемычек.

Жесткие опоры продольных рам имеют дополнительную металлическую надстройку, на которую опирается диск покрытия, передающий на конструкцию горизонтальную нагрузку. Надстройка решена в виде замкнутого равнобедренного треугольника, основание которого выполняет роль жесткой арматуры в опорной перемычке.

Ветви жестких опор изготавливали на заводе ЖБК в опалубочных формах типовых колонн, а укрупнительную сборку конструкций — бетонирование перемычек и монтаж надстройки — выполняли на строительной площадке.

Использование жестких опор в продольных и поперечных рамах каркаса снизило изгибающие моменты в рядовых колоннах и фундаментах на 50...90%, поэтому размеры колонн уменьшены (40×40 см вместо 50×50 см по типовому решению), а фундаменты решены в виде одиночной сваи.

Экономический эффект от использования для каркаса связевой схемы «крест жесткости» по Шяуляйскому кожевенному заводу составил 1300 тыс. р., а трудоемкость строительства уменьшена на 25 000 чел.-дн.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Конструктивные решения каркасов с диафрагмами жесткости. Шифр 11—22/83.
2. Объемно-планировочные и конструктивные решения каркасов одноэтажных промышленных зданий с диафрагмами жесткости в виде отдельно стоящих жестких опор. Шифр Т—1922/88.

## Развитие балочной системы конструкций покрытий производственных зданий

Широкое распространение железобетонных ферм пролетами 18 и 24 м было определено установленным в свое время правилом, по которому для размещения воздуховодов в габарите покрытий зданий с механической вентиляцией следует применять стропильные фермы.

Было показано<sup>1</sup>, что в многопролетных одноэтажных зданиях большой ширины воздуховоды, подающие приточный воздух, целесообразно располагать в поперечном направлении (в габарите покрытия между стропильными конструкциями), а в узких зданиях — в продольном направлении (вдоль стен вне габарита покрытия); при таких решениях вместо ферм, за небольшим исключением, могут быть применены балки. Показано также, что замена типовых ферм балками улучшает технико-экономические показатели покрытий, особенно при малонаклонных кровлях, а также снижает трудоемкость изготовления стропильных конструкций и значительно увеличивает их сьем с формовочной площади.

Одной из основных задач проектирования является выбор конструктивной схемы покрытий зданий с широко распространенным шагом колонн, равным 12 м.

При наличии подвешенного подъемно-транспортного оборудования для таких зданий широко используют схему с подстропильными фермами (балками). Ее конструкции имеют существенные недостатки: они трудоемки в изготовлении, подстропильные элементы мешают размещению вертикальных коробов (опусков) для подачи воздуха в рабочую зону. Между тем расчеты и практика возведения зданий с опорными кранами и без них показали, что при шаге стропильных конструкций 12 м и плитах размерами 3×12 м на монтаж несущих конструкций затрачивается на 25...30% меньше труда и времени, чем при использовании стропильных конструкций, располагаемых через 6 м (при близких показателях расхода материалов и стоимости).

Что касается зданий с подвешенным подъемно-транспортным оборудованием, то переход на шаг стропильных конструкций 12 м при обычных балках подвесных путей из прокатных двутавров сопряжен со значительным расходом стали. Поэтому в настоящее время для таких зданий применяется схема с подстропильными конструкциями.

Иная картина получается при использовании разработок облегченных путей института Проектстальконструкция им. Н. П. Мельникова (шифр 7-Э10-80/85). Техничко-экономические показатели несущих конструкций покрытий зданий размерами в плане 90×144 м, с сеткой колонн 18×12 м, высотой до низа покрытия до 9,6 м, оборудованных подвесными двухпорными кранами грузоподъемностью 3,2 т, приведены в таблице. Полезная нагрузка на плиты — 30 МПа. Подвесные пути при шаге балок 12 м приняты облегченные.

Как видно из таблицы при переходе в рассмотренном здании к шагу балок 12 м расход стали на покрытие увеличивается на 1,5 кг/м<sup>2</sup>, стоимость на 1 р/м<sup>2</sup>, снижаются затраты труда на монтаж конструкций на 0,18 чел.-ч на 1 м<sup>2</sup>, или на 32%. Соответственно сокращается и продолжительность монтажа.

В рассмотренном примере подвесные краны приняты во всех пролетах здания, между тем обычно их предусматривают в части пролетов, поэтому практически расход стали и расчетная стоимость конструкции при переходе на шаг стропильных балок 12 м будут меньшими.

Вместе с тем следует учесть, что если конструкция по сравнению с аналогом требует меньшего времени на монтаж,

то заказчик может получить экономический эффект от ускорения ввода производства в действие. В этом можно убедиться на нашем примере.

Стоимость основных фондов для рассмотренного здания составляет примерно:  $\Phi = 175$  р/м<sup>2</sup>, нормативная продолжительность строительства — 1,5 г. При сокращении продолжительности работ только на 10% единовременный экономический эффект за период досрочного ввода составит

$$\Delta = E_n \Phi (T_1 - T_2) = 0,12 \cdot 175 (1,5 - 0,9 \cdot 1,5) = 3,15 \text{ р/м}^2.$$

Это перекрывает приведенное выше увеличение расчетной стоимости.

Надо отметить, что в зданиях без опорных кранов при высоте помещений  $H > 9,6$  м и типовых колоннах прямоугольного сечения устраивают связи между колоннами и распорки по верху колонн. Переход на шаг балок 12 м требует дополнительного расхода стали на распорки (около 1,4 кг/м<sup>2</sup>). Однако такие здания встречаются редко — всего около 2% площадей одноэтажных промзданий.

Аналогичные расчеты для зданий с сеткой колонн 24×12 м с подвесными кранами при малонаклонных покрытиях по безраскосным типовым фермам показали, что переход от шага ферм 6 м к 12 м значительно увеличивает расход стали и расчетную стоимость. Это объясняется главным образом увеличением расходов стали на связи и стены в габарите покрытия.

Таким образом, балки в большей мере, чем безраскосные фермы, удовлетворяют условиям применения схемы без подстропильных конструкций.

Элементы конструкций	Приведенная толщина бетона, см	Сталь, кг/м <sup>2</sup>	Стоимость, р/м <sup>2</sup>	Трудоемкость монтажа, чел.-ч/м <sup>2</sup>
Стропильные балки решетчатые	3,3/2,4	5,41/4,88	5,78/4,48	0,12/0,06
Плиты покрытий	6,4/8,2	4,25/6,34	7,57/10,52	0,158/0,13
Подстропильные балки	1,3/—	2,40/—	2,27/—	0,03/—
Пути подвесных кранов	—/—	6,44/8,56	2,72/4,24	0,17/0,13*
Крепление путей	—/—	1,07/0,67	0,32/0,20	
Стеновые панели в габарите покрытия	2,0/2,0	0,52/1,11	1,71/1,90	0,08/0,06
<b>Итого на конструкции покрытий</b>	<b>13,0/12,6</b>	<b>20,09/21,56</b>	<b>20,37/21,34</b>	<b>0,358/0,38</b>

Примечание. Перед чертой — для шага балок 6 м; после черты — для шага балок 12 м.

\* Величины суммарные для путей и их креплений.

<sup>1</sup> О некоторых условиях проектирования железобетонных конструкций покрытий производственных зданий / Ю. Н. Хромец, М. Г. Костюковский, А. Н. Боксер, В. В. Леонтьев // Промышленное строительство. — 1984. — № 10. — С. 15.



Конструкция балки с подрезкой на опорах для покрытий пролетами 24 м

Анализ дает основание считать, что в большинстве случаев вместо стропильных ферм пролетами 18...24 м целесообразно применять балки (фермы могут оказаться необходимыми для проходных чердаков), а для покрытий зданий с шагом колонн 12 м, в том числе при наличии подвешенного подъемно-транспортного оборудования грузоподъемностью до 5 т, следует отдавать предпочтение конструкциям, состоящим из балок, расположенных через 12 м, и плит размером  $3 \times 12$  м.

Для осуществления этих решений необходимы балки пролетом 18 м, более высокой несущей способности, чем у действующих типовых решетчатых, а

также балки пролетом 24 м, для которых типовой конструкции не разработано.

Для этих пролетов, как известно, наиболее экономичны балки двутаврового сечения. ЦНИИпромзданий разработаны конструкции двутавровых балок пролетами 18 и 24 м; их высота на опорах 900 мм, уклон верхних граней 1:20, высоты в конышке соответственно 1,35 и 1,50 м. Однако область применения их все же недостаточна: так, балки пролетом 24 м при шаге их 12 м могут быть применены преимущественно в I и II районах по массе снегового покрова.

Для повышения несущей способности необходимо увеличить высоту балок в пролете с сохранением высоты на опорах 900 мм с тем, чтобы избежать устрояства продольных связей.

Возможны две принципиально различные конструкции двутавровых балок несущей способностью для упомянутых

выше условий (при ограниченной высоте на опорах). Первая — с провисающим нижним поясом и оттянутой напрягаемой арматурой, вторая — с горизонтальным нижним поясом и подрезкой на опорах. Обе конструкции имеют общие весьма важные положительные качества — они удобны в монтаже, позволяют принять наиболее рациональный по условиям эксплуатации рубероидной кровли уклон верхних граней 1:40 и вместе с тем установить оптимальную высоту сечения в коньке.

Выполненные ЦНИИпромзданий предварительные проработки показали возможность создания номенклатуры экономичных двутавровых балок с подрезкой на опорах, располагаемых через 12 м в зданиях с подвесными кранами грузоподъемностью до 5 т.

Пример решения балки длиной 24 м с подрезкой на опорах для IV района по массе снегового покрова показан на рисунке.

Реализация приведенных выше направлений развития балочной системы покрытий позволит значительно улучшить показатели производства и монтаж сборных конструкций покрытий промышленных зданий.

УДК 624.012.45:725.4

А. Н. КОРОЛЕВ, Г. В. ВЫЖИГИН, кандидаты техн. наук, А. А. ВОЛКОВ, инж. (ЦНИИпромзданий)

## Конструкции многоэтажных производственных зданий с безбалочными перекрытиями

Многоэтажные здания с безбалочными перекрытиями предназначены преимущественно для предприятий перерабатывающих отраслей агропромышленного комплекса (мясокомбинаты, молокозаводы, сыродельни, рыбперерабатывающие заводы, холодильники и т. п.) К производственным помещениям таких зданий предъявляются особые технологические и санитарно-гигиенические требования. Одно из основных заключается в наличии беспустотных перекрытий, образующих в помещениях гладкие потолки. Это обеспечивает качественную санитарную обработку несущих конструкций, исключает образование застойных зон и плесени, а также микрофлоры в теле конструкций. Требуемый температурно-влажностный режим по объему помещения особенно важен для холодильников, поскольку при этом снижаются потери продуктов.

В 1981 г. ЦНИИпромзданий при уча-

стии НИИЖБа, Уральского Промстрой-НИИпроекта, Промстальконструкции и Гипростроммаша разработали типовые конструкции многоэтажных производственных зданий с сеткой колонн  $6 \times 6$  м с безбалочными перекрытиями под нагрузку до  $30 \text{ кН/м}^2$  (серия 1.420.1-14). В основу положены предложения ЦНИИпромзданий по сборным железобетонным безбалочным конструкциям со шпоночными сопряжениями элементов.

Конструкции имеют сборный железобетонный рамный каркас с жесткими узлами, состоящий из колонн, капителей плоских межколонных и пролетных плит сплошного сечения. Габариты элементов перекрытий в плане  $3 \times 3$  м, высота капители 600 мм, толщина плит 160 мм. Колонны сечением  $450 \times 450$  мм не имеют консолей, разрезка колонн многоэтажная.

У всех сборных элементов перекрытия по периметру предусмотрены пазы — у капителей по граням отверстия, а у ко-

лонн по граням в местах сопряжений с капителями.

После замоноличивания конструкции во всех сопряжениях образуются бетонные шпонки, совместно со стальными соединениями воспринимающие эксплуатационные нагрузки (рис. 1). Допускается монтаж конструкции каркаса на высоту трех-четырёх этажей без немедленного замоноличивания сопряжений.

Конструкцию каркаса рассматривали как систему рам с жесткими узлами, расположенными в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Рамы образованы колоннами, капителями и межколонными плитами. Пролетные плиты считали опертыми на податливый контур (межколонные плиты).

Шпоночные сопряжения, позволяющие применять колонны длиной на несколько этажей и образующие с элементами перекрытий гладкие потолки, испытывали в НИИСКе и Уральском ПромстройНИИ.

проекте при участии ЦНИИПромзданий.

Исследования и экспериментальное строительство подтвердили надежность и технологичность изготовления и монтажа безбалочной конструкции со шпоночными сопряжениями элементов.

Рассмотренные конструкции использованы в Хабаровске, Рославле, Днепропетровске, Смоленске, Иванове, Омске, Киеве, Белгороде и т. д. (рис. 2).

На основе серии 1.420.1-14 (ГОСТ 27108—86) созданы конструкции зданий с сеткой колонн  $6 \times 6$  м, возводимых в сейсмических районах (серия 1.420.1-24С).

Для изделий безбалочных конструкций серии 1.420.1-14 Гипростроммашем выпущены рабочие чертежи стальных форм на стадии КМ.

В отечественном и зарубежном строительстве многоэтажных производственных зданий имеется тенденция к укрупнению сеток колонн для создания большей технологической гибкости. С применением безбалочных конструкций возведены многоэтажные производственные здания с сеткой колонн: в ВНР— $9 \times 9$  м, в ФРГ— $7,5 \times 7,5$  м, в Швеции— $10 \times 10$  и  $12 \times 12$  м.

ЦНИИПромзданий разработал безбалочные конструкции со шпоночными сопряжениями элементов для зданий с сет-

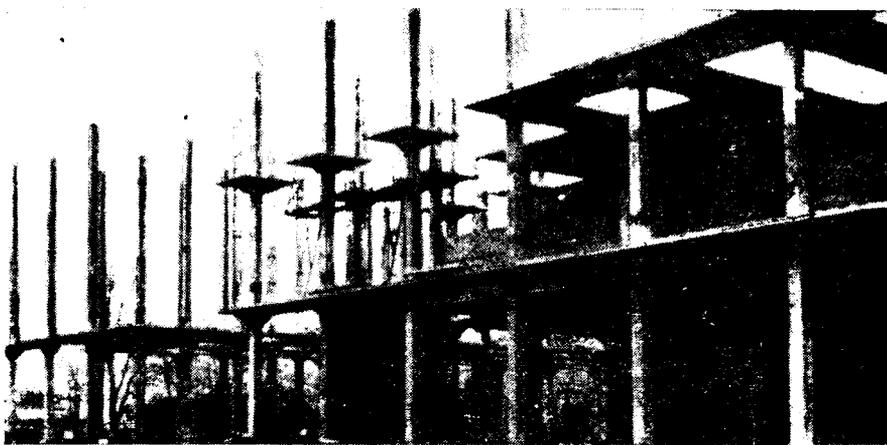


Рис. 2. Строительство производственного корпуса Днепропетровского мясокомбината

кой колонн  $9 \times 6$  м под временные нагрузки на перекрытия до  $20 \text{ кН/м}^2$ . При этом максимально использованы типоразмеры конструкций серии 1.420.1-14. Исследования конструкций в Уральском ПромстройНИИПроекте при участии ЦНИИПромзданий дали хорошие результаты. Методика расчета таких конструкций допускает регулирование усилий в элементах перекрытий.

Применение безбалочных конструкций в зданиях с сеткой колонн  $9 \times 6$  м по

сравнению с сеткой  $6 \times 6$  м, например для предприятий молочной промышленности, позволит вследствие более рационального размещения технологического оборудования увеличить объем продукции с единицы площади на 7,2% и на столько же сократить производственные площади корпусов

С использованием таких конструкций намечено возвести многоэтажный корпус с сеткой колонн  $9 \times 6$  м молокозавода № 4 в Киеве по рабочим чертежам Киевского Промстройпроекта и ЦНИИПромзданий.

Типовые безбалочные конструкции, образующие в помещениях гладкие потолки, для одноэтажных зданий пищевых предприятий отсутствуют, хотя потребность в них велика. Это привело к применению типовых конструкций, не отвечающих санитарно-гигиеническим и технологическим требованиям размещаемых производств (балки, ребристые плиты перекрытий и покрытий и т. д.).

Безбалочные конструкции целесообразно создавать с сетками колонн  $6 \times 6$ ,  $9 \times 6$  и  $12 \times 6$  м.

ЦНИИПромзданий, Киевский Промстройпроект, НИИСК и ЦНИИЭПсельстрой приступили к разработке единой системы сборных железобетонных безбалочных конструкций на основе серии 1.420.1-14.

На стадии технических решений находится разработка сборных безбалочных конструкций для одноэтажных производственных зданий с сеткой колонн  $12 \times 6$  м и двухэтажных зданий с укрупненной сеткой колонн в верхнем этаже.

Созданием рабочих чертежей безбалочных конструкций для зданий с сеткой колонн  $12 \times 6$  м будет завершена единая конструктивная система безбалочных конструкций со шпоночными сопряжениями элементов, позволяющая в значительной степени удовлетворить потребности Госагропрома СССР.

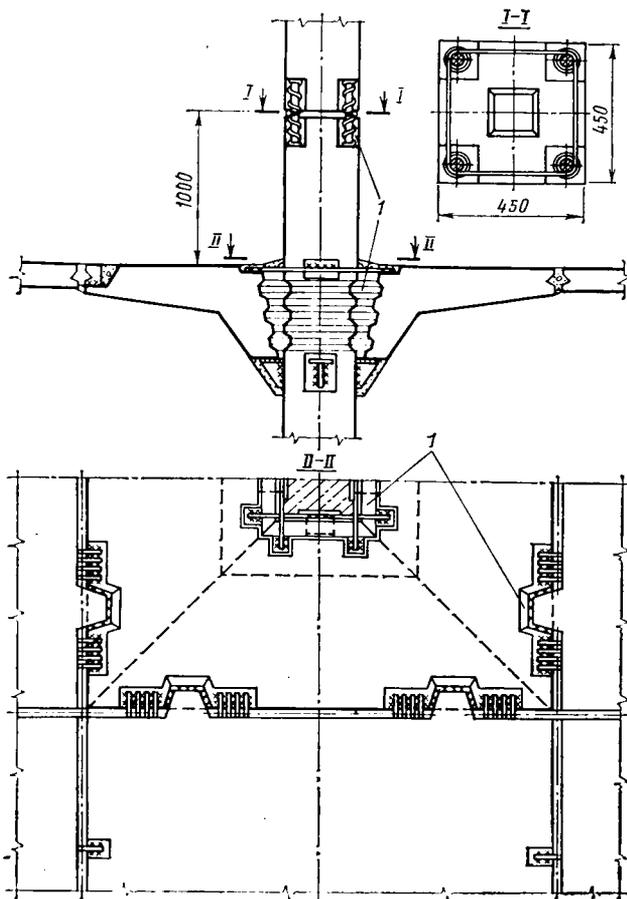


Рис. 1. Узел сопряжения элементов безбалочной конструкции  
1—стыки не заполнены бетоном (условно)

И. Г. ЛЮДКОВСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ)

## Большепролетные промздания с подвесным крановым оборудованием

Долговечность промзданий зависит не только от прочности строительных конструкций и их стойкости к внешним воздействиям, но и от объемно-планировочных решений. Практика показала, что «моральный износ» многих зданий, например машиностроительного комплекса, зависит в основном от последнего фактора. В аналогичном положении находятся и жилые здания, по этой причине намечен снос 5-этажных домов.

В настоящее время начата замена покрытий над главными корпусами московских заводов АЗЛК и «Фрезер» без остановки производства. Площадь каждого из них около 30 тыс. м<sup>2</sup> (рис. 1, 2). Разработаны и ведутся работы и по другим объектам площадью около 10 тыс. м<sup>2</sup>. Они вызваны не физическим, а «моральным износом» конструкций, возведенных 50 лет тому назад. На АЗЛК существующую сетку колонн 12,19×13,11 м укрупняют до 60×65 и

73×65 м, т. е. площади ячеек увеличиваются в 25...30 раз, что позволит удалить свыше 250 колонн. На заводе «Фрезер» существующие сетки колонн 6×7 м укрупняют до 60×63 м (площадь ячейки увеличивается в 90 раз), в результате чего подлежат демонтажу 430 колонн. Вследствие этого полезная производственная площадь в этих корпусах увеличивается на 15...20% при неизменной общей площади.

Кроме того, согласно технологической необходимости высота корпусов составит 12 м.

Эти мероприятия позволят применять самое современное оборудование, широко использовать автоматические линии, гибкие производственные системы, робототехнические комплексы, пневмотранспорт, рационально решать технологические потоки, увеличить съем готовой продукции с единицы площади корпуса. Многие здания в различных отраслях

промышленности требуют подобной реконструкции, поскольку существующие объемно-планировочные решения и небольшие размеры ячеек сдерживают техническое перевооружение.

Проблема создания большепролетных промзданий со свободным планом или «гибких цехов» возникла 50 лет тому назад [1, 2]. Известно, что «моральный износ» промзданий наступает значительно раньше физического вследствие того, что жестко связываются технология непрерывно меняющегося производства со строительными конструкциями, не поддающимися трансформации. Долговечными сооружениями, «моральный износ» которых совпадает с физическим, могут быть большепролетные со свободным планом, в которых строительные конструкции не связаны с технологией.

Большепролетные покрытия предлагаются выполнять в виде висячих железобетонных оболочек с внешним листовым армированием, применение которых стало возможным в результате экспериментальных и теоретических исследований, проведенных в НИИЖБе в 60-х годах и внедренных в практику строительства в 70-х годах.

В различных городах нашей страны в 1975—1985 гг. на семи объектах использовали висячие покрытия с внешним листовым армированием общей площадью 13,44 тыс. м<sup>2</sup>. Наибольший интерес представляет возведенное в 1981 г. прямоугольное перекрытие над корпусом № 2 завода «Компрессор» площадью 5350 м<sup>2</sup> с размером сторон 66×81 м (рис. 3). Эта большепролетная конструкция была выполнена без остановки производства, при этом 66 мелких секций заменили большепролетным висячим прямоугольным в плане покрытием, которое оказалось также эффективно, как и покрытие круглого очертания.

Весьма эффективны и остальные здания, имеющие ячейки 27×24, 30×30 и 48×48 м, опирающиеся на колонны, расположенные по периметру с шагом 6 м. Три здания перекрыли ячейками, опирающимися только в углах, пять ячеек этих зданий имеют размеры в плане 15×18, одна — 17×25 м. Существуют проекты таких ячеек до 30×30 м, кото-

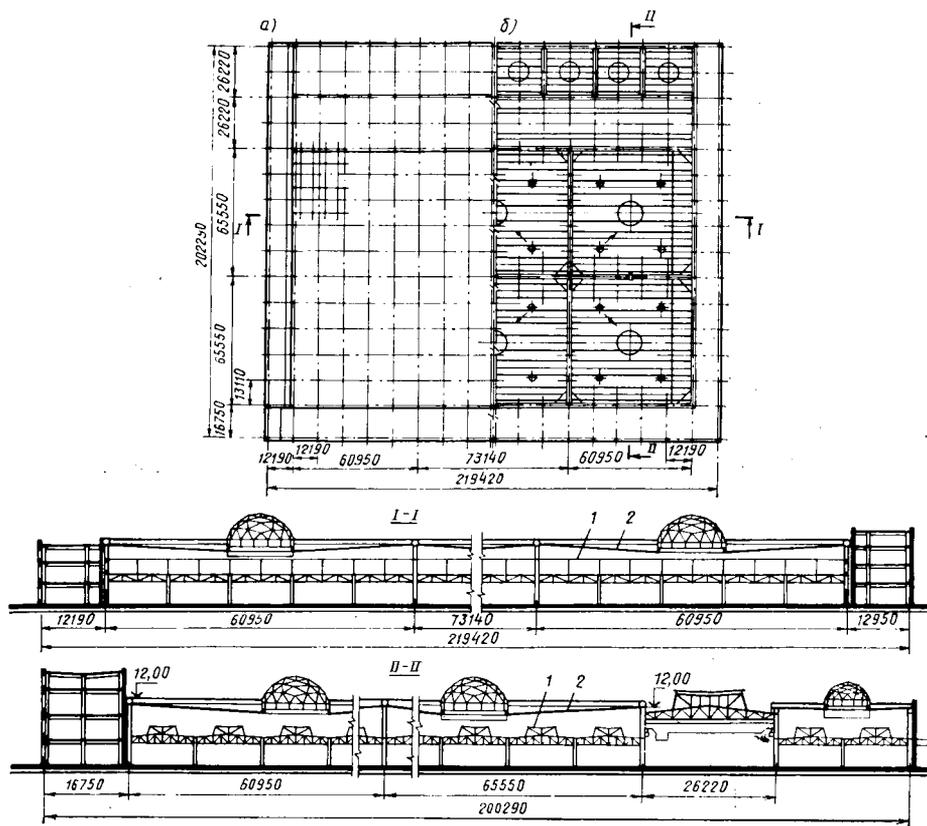


Рис. 1. Реконструкция главного корпуса АЗЛК  
а — план на отметке 0,00; б — план кровли; 1 — старое покрытие; 2 — новое покрытие

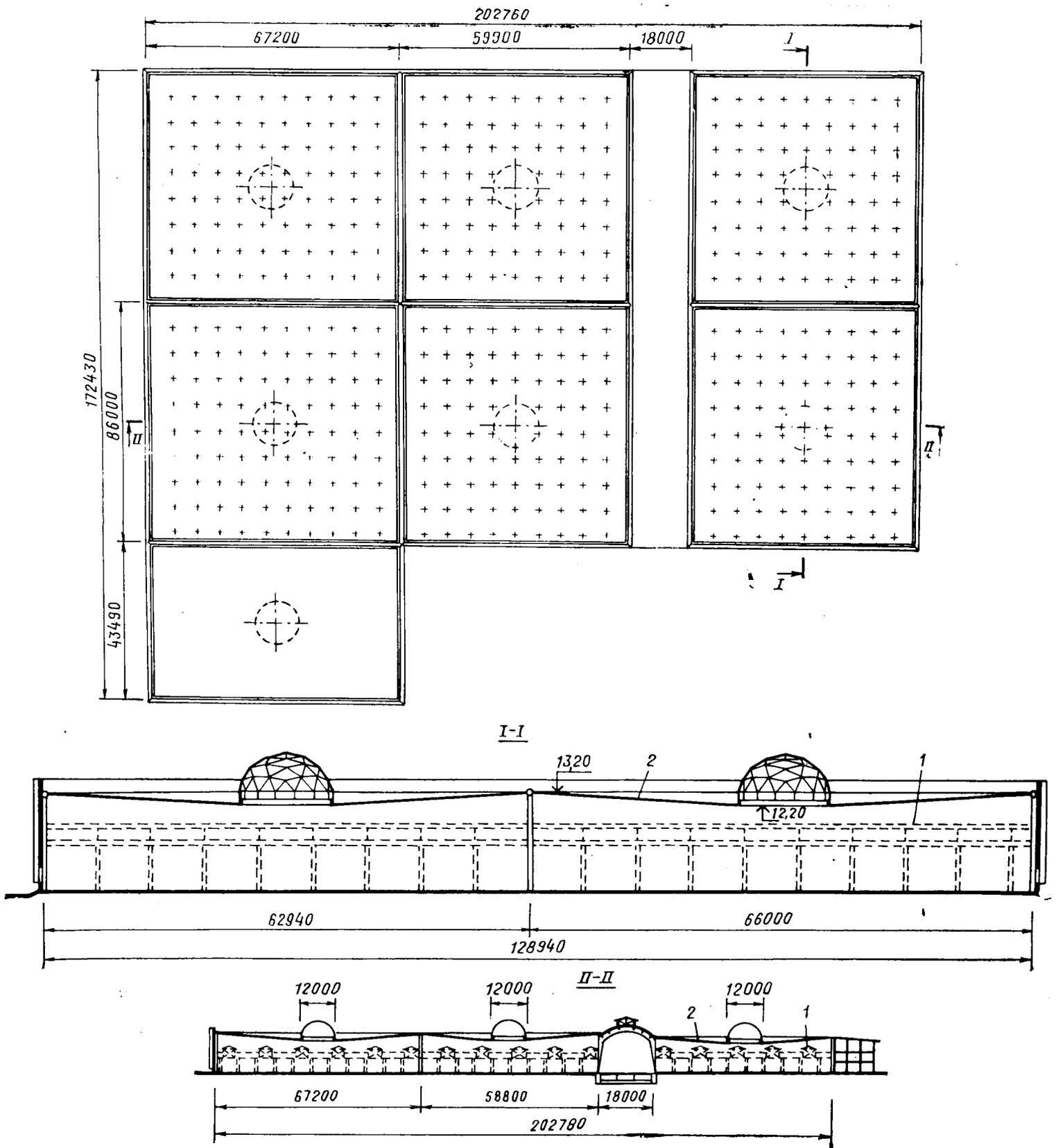


Рис. 2. Реконструкция главного корпуса завода «Фрезер»  
 1, 2 — см. по рис. 1+ — разбираемые (существующие) конструкции

рыми можно перекрывать здания большой площади. Некоторые из них находятся в стадии строительства.

Возведение большепролетного покрытия над действующим производством без его остановки — задача более сложная, чем новое строительство, для ко-

торого НИИЖБ разработал висячую конструкцию, собираемую на земле и целиком поднимаемую на требуемую отметку. Такая первоначально плоская конструкция, собираемая из крупноразмерных элементов и требующая минимального количества операций по подь-

ему, оптимальна с точки зрения монтажа. При подъеме под действием гравитационных сил первоначально плоское покрытие превращается в оболочку двойной кривизны, жесткость, долговечность и прочность которой увеличиваются вследствие наличия железобетон-

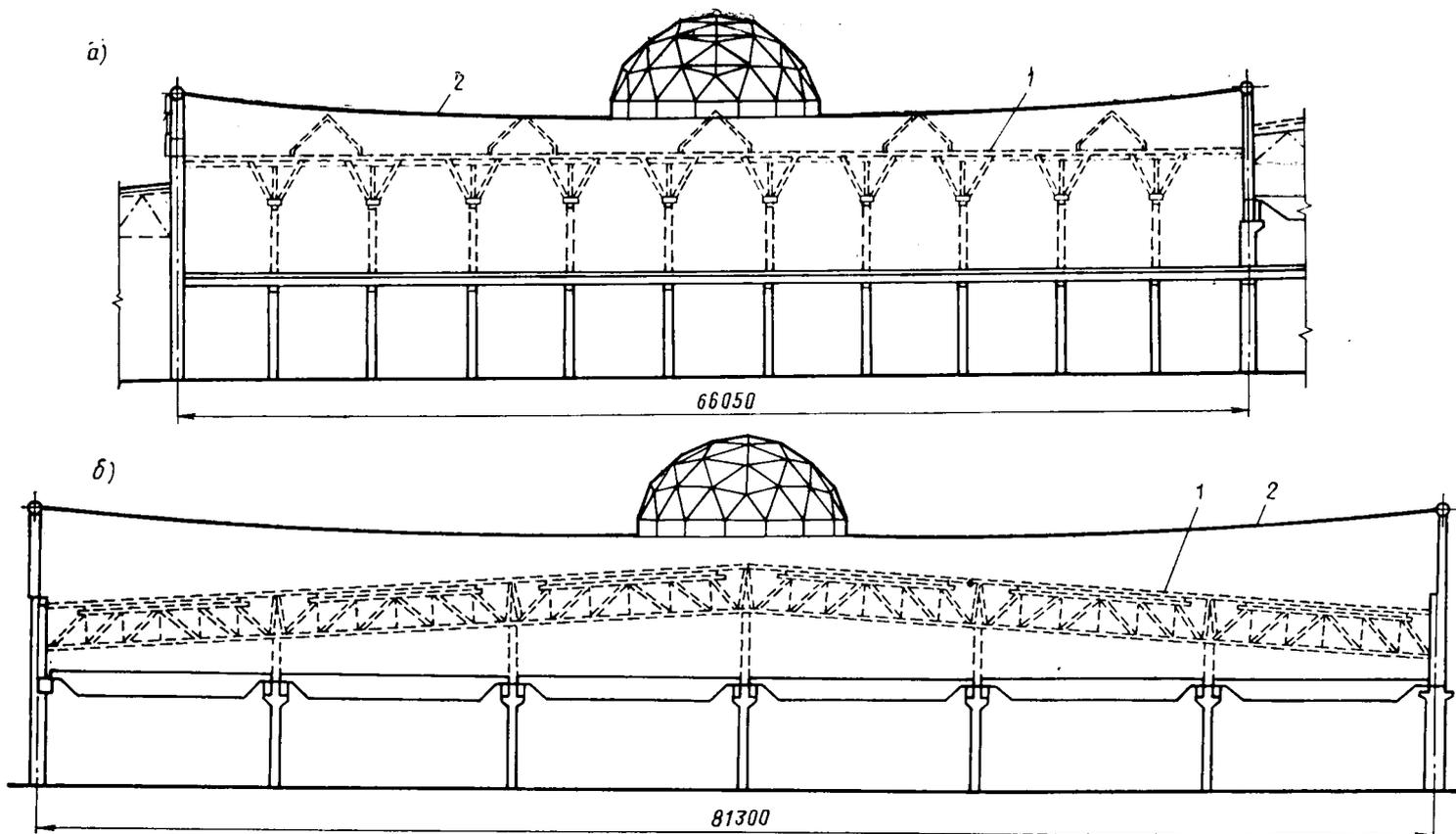


Рис. 3. Реконструкция корпуса № 2 завода «Компрессор»  
 а — продольный разрез; б — поперечный разрез; 1, 2 — см. по рис. 1

ного слоя. Исследованиями НИИЖБа установлено, что мембрана, усиленная поверху слоем монолитного железобетона, превращается в железобетонную висячую оболочку с внешним листовым армированием. Такая конструкция, более совершенная и жесткая, чем мембранная, допускает навеску кранового оборудования. Исследования модели, имеющей размер в плане  $6 \times 4$  м, в которой мембрана была выполнена из кровельной стали толщиной 0,5 мм, а контур из железобетона сечением  $8 \times 8$  см с минимальным армированием, показали, что после усиления мембраны железобетонным слоем толщиной 5 мм ее перемещения, а также перемещения опорного контура уменьшились в 3..4 раза (рис. 4) вследствие включения в работу железобетона, уложенного в пролетной части покрытия, уменьшились и деформации опорного контура, а следовательно, и напряжения в них. В результате несущая способность покрытия возросла в 2..2,5 раза по сравнению с ожидаемой для мембранной конструкции (модель покрытия разрушилась при нагрузке около 8,2 кПа).

Проектирование и строительство висячих оболочек с листовым армированием (прямоугольных в плане) выполнили на основе экспериментальных и теоретических исследований НИИЖБа, подтвер-

дивших выдвинутую в 60-х годах гипотезу, заключавшуюся в том, что полая мембрана, имеющая замкнутый гибкий контур, является саморегулируемой системой, распределение усилий в которой под действием любой поперечной нагрузки таково, что в опорных контурах при любых их очертаниях в плане возникают только сжимающие напряжения и лишь вблизи углов, на весьма ограниченных участках, на внешних гранях контура могут появиться растягивающие усилия, вызванные изгибающими моментами. Эксперименты, а также расчеты конструкций всех возводимых объектов, в том числе большепролетных, показали, что практически этими моментами можно пренебречь, а поперечные сечения контуров рассчитывать как сжатые элементы со случайными эксцентриситетами.

В результате установлено, что даже весьма гибкие элементы контуров (с отношением наименьшего размера поперечного сечения к длине  $1/100$ ) не теряют устойчивости в плоскости покрытия при расчетной нагрузке. Благодаря этому опорные контуры можно делать экономичными, и размеры их поперечных сечений определять только по прочности.

Это весьма важно, поскольку технико-экономические исследования показали, что стоимость опорного контура резко возрастает при наличии в нем больших

изгибающих моментов. Общий расход материалов и стоимость  $1 \text{ м}^2$  большепролетного здания, перекрываемого железобетонными оболочками с внешним листовым армированием, очень мало зависят от размеров ячеек из которых это покрытие состоит.

При укрупнении ячеек расход стали на  $1 \text{ м}^2$  пролетной части является постоянным, поскольку при пролетах до 150 м включительно толщину мембраны можно по расчету принимать равной 2 мм.

В настоящее время в организациях Минмонтажспецстроя СССР не сваривают большеразмерные рулоны из стали толщиной меньше 4 мм, следовательно, мембрана по технологическим соображениям имеет большой запас. Практически с увеличением пролетов не повышается расход материалов и на стены (в связи с небольшой строительной высотой покрытия, которая в четыре раза меньше, чем в традиционных конструкциях). Теоретически линейно возрастает расход материалов лишь в опорном контуре, если он по периметру опирается на большое число колонн, расстояние между которыми 6..12 м. В этом случае изгибающие моменты в вертикальной плоскости невелики, а так как сжимающие усилия в элементах опорного контура всегда большие, то они и являются

определяющими. При этом эксцентриситет получается в пределах случайного, предусмотренного нормами. При опирании ячеек только в четырех угловых точках вертикальные изгибающие моменты резко возрастают, что приводит к увеличению поперечного сечения опорного контура по сравнению с контуром, рассчитанным только на сжатие. В то же время при перекрытии больших площадей (от ячеек 60×60 до 120×120 м) поперечное сечение опорного контура, рассчитанного на сжатие, не следует увеличивать даже при шаге колонн по периметру 18, 24 и 30 м.

Для зданий нового поколения, разрабатываемых ЦНИИпромзданий, в

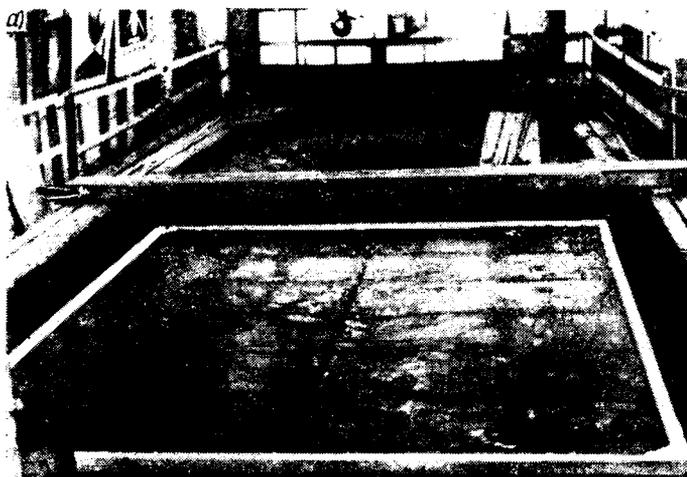
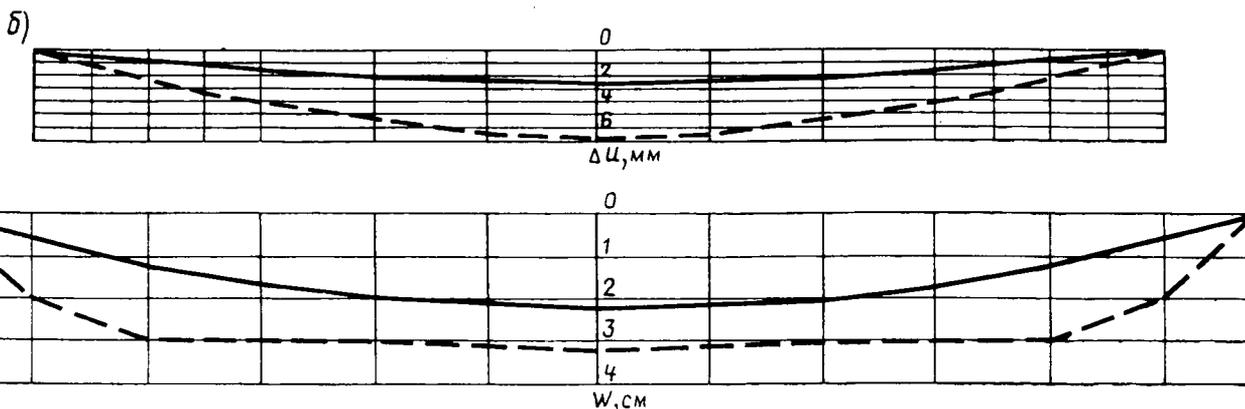


Рис. 4. Исследование напряженно-деформированного состояния висячей оболочки прямоугольного очертания в плане с отношением сторон 1:1,5  
 ния мембраны;  
 а — модель висячего покрытия; б — горизонтальные перемещения контура при нагрузке  $q=21 \cdot 10^4$  МПа, в — то же, вертикальные перемещения мембраны;  
 — железобетонная оболочка; - - - мембрана



НИИЖБе определили расход материалов для ячеек 18×18, 24×24 и 30×30 м, опирающихся только в углах, а также для ячеек 36×36, 48×48 и 60×60 м, опирающихся по периметру на 8 колонн (с расстоянием между ними 18, 24 и 30 м). Кроме того, рассчитали ячейки 72×72 м, имеющие по периметру 12 колонн с шагом 24 м, а также ячейки 96×96 м, опирающиеся на 16 колонн с тем же шагом, и ячейки 120×120 м с таким же количеством колонн, но с шагом 30 м.

Расход стали и бетона на 1 м<sup>2</sup> ячеек следующий:

Размеры ячеек, м	Расход материалов
18×18	24,5/6,5
24×24	26,0/7,3
30×30	27,0/8,3
36×36	23,4/8,8
48×48	22,1/8,2
60×60	24,5/10,0
72×72	23,5/9,1
96×96	24,0/9,1
120×120	25,3/10,3

Примечание. Перед чертой — сталь, кг; после черты — бетон, см.

Из приведенных данных видно, что расход материалов практически постоянен. При определении поперечных сечений опорного контура во всех случаях принимали бетон класса В30. В больше-

пролетных покрытиях, когда сечение контура определяется расчетом на сжатие, целесообразно использовать высокопрочные бетоны, причем их несущая способность может возрастать без увеличения поперечного сечения, что снизит расход бетона.

С увеличением размеров ячеек резко сокращается число конструктивных элементов. При этом уменьшается трудоемкость изготовления и монтажа, а также сроки возведения.

Предлагается возводить большепролетные промздания из ячеек 72×72 или размером 120×120 м и более, перекрываемые висячими железобетонными оболочками с внешним листовым армированием. Здание монтируют на земле плоским из рулонов площадью 1000...1200 м<sup>2</sup>

вместе с опорным контуром и устанавливают в проектное положение. Под действием гравитационных сил покрытие превращается в оболочку двойной кривизны, жесткость, долговечность и прочность которой увеличивает железобетонный слой.

В большепролетных покрытиях таких размеров нагрузка даже от восьми подвесных кранов грузоподъемностью 5 и 10 т составляет не более 2% собственной массы пролетной части, поэтому подвеска кранов не отражается на общей работе сооружения и расходе материалов.

На рис 5 показан схематический разрез здания пролетом 120 м, к покрытию которого в центральной части подвешены пять кран-балок пролетом 12 м, гру-

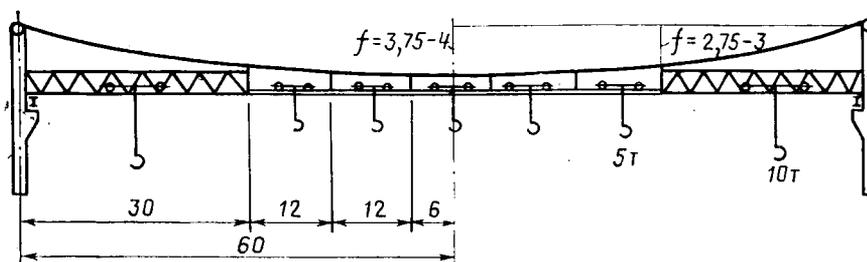


Рис. 5. Схематический разрез здания с висячим покрытием пролетом 120 м с подвесным крановым оборудованием

зоподъемностью по 5 т, а в четвертях пролета подвешены мостовые краны пролетом по 30 м, грузоподъемностью по 10 т, которые передают часть нагрузок и на колонны каркаса. Стрела провисания такого пролета (в центре) должна быть в пределах  $f=3,75...4$  м и на 1 м меньше в четвертях пролета. В связи с этим без увеличения общей высоты здания могут быть подвешены мостовые краны пролетом 30 м. Число кранов в пределах каждого пролета не ограничивается.

### Вывод

В большепролетных зданиях, не подверженных «моральному износу», крановое оборудование не определяет сечения и не ограничивает пролеты строительных конструкций.

Большепролетные висячие покрытия допускают подвеску кранового оборудования, не требуя при этом утяжеления несущих элементов.

Предлагаемая конструкция и методы ее возведения отвечают критерию минимальной стоимости и обеспечивают со-

кращение трудоемкости изготовления и монтажа, а также сроки возведения. Об этом свидетельствуют и показатели расхода стали, которые в два раза ниже, чем в традиционных стальных конструкциях, перекрывающих ячейки  $24 \times 24$  м, т. е. площади, в 25 раз меньше.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Лютковский И. Г., Слезингер Б. Я. Проблема большепролетных сборных железобетонных сооружений // Промышленное строительство. — 1938. — № 11. — С. 46—51.
2. Лютковский И. Г., Слезингер Б. Я. Проблема большепролетных сборных железобетонных сооружений // Архитектура СССР. — 1938. — № 11. — С. 33—38.

УДК 69.024.4:725.386(470.311)

Э. З. ЖУКОВСКИЙ, д-р техн. наук, В. Ф. ШАБЛЯ, канд. техн. наук (МНИИТЭП)

## Сборные оболочки покрытия автобусного парка в Москве

В промышленной зоне Чертаново в Москве завершается возведение автобусного парка с покрытиями зданий в виде сборных железобетонных многоволновых оболочек двойкой кривизны из унифицированных элементов.

Конструкции оболочек разработаны МНИИТЭПом совместно с ПИ № 1 и НИИЖБом. Строительство осуществляет трест Мосгортранстрой Мосгортранса, монтаж покрытия — трест Моспромонтаж Главмосмонтажспецстрой.

В проекте использованы возможности большепролетных пространственных покрытий для создания редкой сетки ко-

лонн, позволяющей размещать многоместные сочлененные автобусы типа «Икарус». По сравнению с автобусными парками, построенными из традиционных плоскостных конструкций, в этом можно осуществлять свободное технологическое маневрирование и увеличить число машиномест на 10...15%.

Основными зданиями автобусного парка являются корпус закрытой стоянки размером в плане  $146 \times 182$  м и производственный корпус размером  $96 \times 146$  м (рис. 1).

Покрытие корпуса закрытой стоянки представляет собой многоволновую про-

странственную систему, состоящую из 30 оболочек двойкой кривизны размером в плане  $24 \times 36$  м каждая, очерченных по тороидальной поверхности радиусами 30,3 и 53,5 м. Пространственная жесткость корпуса обеспечивается заделкой железобетонных колонн в фундаменты и конструкцией покрытия. Корпус закрытой стоянки разделен на температурные блоки: крайние размером  $48 \times 72$  м и средние  $48 \times 36$  м.

Оболочки имеют контур двух типов. По периметру корпуса и у внутренних стен опорный контур состоит из сварных металлических двутавровых ригелей

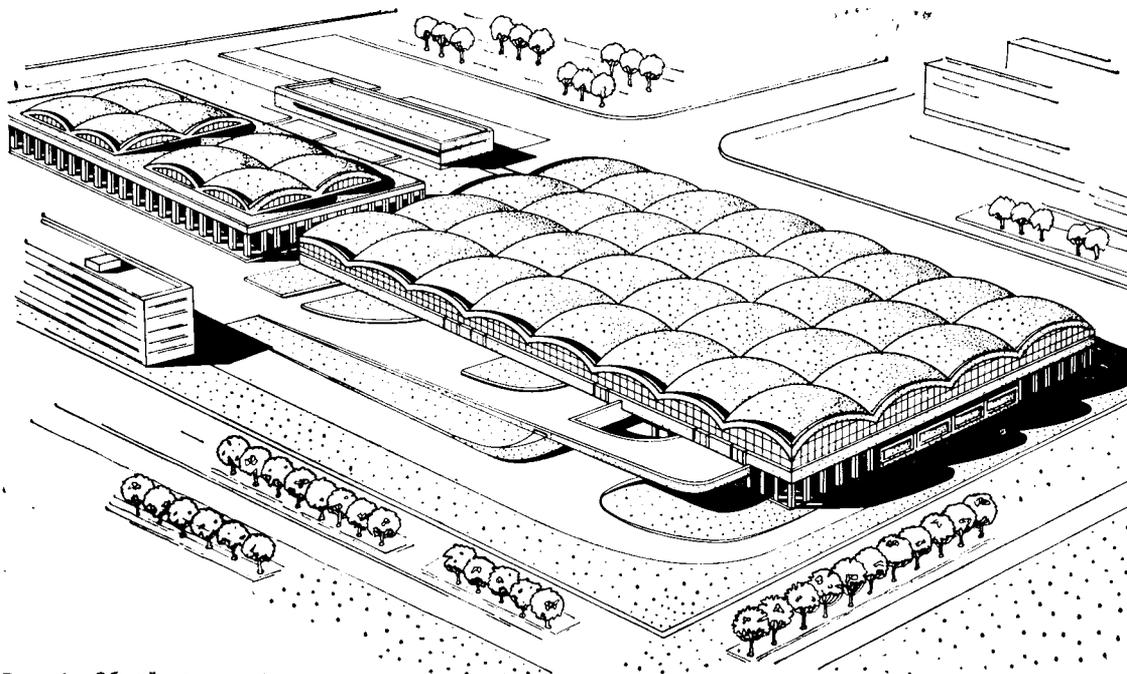


Рис. 1. Общий вид автобусного парка

криволинейного очертания высотой 300 мм, опирающихся на сборные железобетонные колонны высотой 7,2 м, сечением 400×400 мм с приваренными к ним сверху металлическими оголовками коробчатого сечения. Смежные оболочки температурного блока опираются на полигональные металлические раскосные фермы пролетами 24 и 36 м.

Производственный корпус состоит из двух объемов; каждый имеет покрытие в виде четырех сопряженных между собой оболочек. Конструктивное решение покрытия производственного корпуса аналогично решению покрытия корпуса закрытой стоянки.

Системой меридионально-кольцевых сечений оболочки расчленены на два основных типа плит, вошедших в Территориальный каталог унифицированных изделий для строительства в Москве (утвержден Госстроем СССР в 1982 г.). Плиты прямоугольного плана расположены в средней зоне оболочки. Приконтурные зоны komponуются из плит трапециевидного плана.

Для организации в корпусе закрытой стоянки приточно-вытяжной вентиляции в центральной части некоторых оболочек применяют плиты с круглыми отверстиями диаметрами 750 и 1450 мм.

В производственном корпусе используют плиты с прямоугольными отверстиями для установки зенитных фонарей. В угловых зонах оболочек располагают доборные плиты треугольного плана.

Все плиты очерчены по пологой цилиндрической поверхности (рис. 2) со стрелой подъема в центре около 100 мм; по периметру и в середине плиты расположены ребра высотой 300 мм. Толщина полки плит 30 мм. На наружной боковой поверхности контурных ребер вертикально расположены пазы треугольного сечения, а также углубления прямоугольного очертания для образования шпонок, воспринимающих сдвигающие и поперечные усилия. В местах пересечения ребер расположены закладные детали. В углах плит расположены «карманы», в которых размещены петли для выемки изделия из опалубочной формы и транспортирования, а также отверстия для пропуска элементов временных затяжек. Все плиты изготовляют из бетона класса В 22,5.

Армирование плит предусмотрено в виде единого пространственного каркаса. Плоские каркасы ребер и сетки пола плит изготовляют с помощью контактной электросварки. Продольная арматура каркасов ребер выполняется из стали класса А-III, поперечная — из стали класса А-I, сетки — из стали класса В-I. Приведенная толщина бетона



Рис. 2. Строительство автобусного парка

оболочек и колонн составляет 12 см, расход стали 28 кг/м<sup>2</sup>.

Конструкция плит (кроме доборных) и металлические опалубочные формы разработаны с учетом полуконвейерного способа производства, принятого на заводе ЖБИ № 18 ППО Моспромстройматериалы, на котором их выпускают.

Изготовление плит оболочек с криволинейной поверхностью не потребовало изменения существующих линий по производству плоских ребристых плит. Все технологические операции по очистке и смазке форм, закрыванию бортоснастки, укладке арматурных каркасов и сеток, формованию и заглаживанию верхней поверхности изделия, термовлажностной обработке и распалубке плит были отработаны на конвейерной рольганговой линии завода с обеспечением непрерывности принудительного ритма и комплексной механизации всех процессов. Это позволило повысить степень механизации работ и качество изделий. Плиты с круглыми и прямоугольными отверстиями изготовляют в формах основных плит с установкой соответствующих вкладышей. Доборные плиты выпускают на базе Бюро внедрения МНИИТЭПа по стендовой технологии в имеющихся формах с использованием борта-отсекателя.

В основу принципа монтажа покрытия положена укрупнительная сборка плит в монтажные секции пролетом 24 м, равным меньшей стороне оболочек. Монтаж на пролет позволил отказаться от временных опор, что снизило металлоемкость оснастки, трудоемкость и продолжительность монтажа.

Лабораторией пространственных кон-

струкций МНИИТЭПа разработан новый тип монтажной секции размером 3×24 м из четырех плит с усовершенствованной временной затяжкой шпребельного типа. Плиты соединяются между собой снизу стыковыми накладками сечением 60×8 мм, а сверху — уголками 50×5 мм. Затяжка состоит из двух пирамидальных элементов, центральной и парных тяг, закрепленных к углам крайних плит секции. Пирамидальные элементы состоят из двух V-образных подкосов трубчатого сечения, соединенных в вершинах шарнирным устройством, с помощью которого можно изменять угол между подкосами. Такое конструктивное решение позволяет применять затяжку для секций различной длины и стрелы подъема.

Секция собирается на специальном стенде, состоящем из основания в виде металлической рамы с поперечными и закрепленными к раме восемью вертикальными стойками разной высоты с опорными пластинами сверху. Первая собранная секция была загружена штучными грузами этапами по 250 Н/м<sup>2</sup> до 900 Н/м<sup>2</sup> с выдержкой после каждого этапа в течение 15 мин. Испытания показали, что секция обладает достаточной прочностью, жесткостью и трещиностойкостью. Максимальный прогиб в середине конструкции составлял 20 мм (1/1200 пролета).

Покрытие начинали монтировать с установки контурных колонн оболочек и замоноличивания их в стаканах фундаментов бетоном класса В15. На сборочных площадках отправочные марки контурных ригелей и ферм укрупнялись в монтажные блоки длиной 24 и 36 м, которые затем устанавливали на колонны.

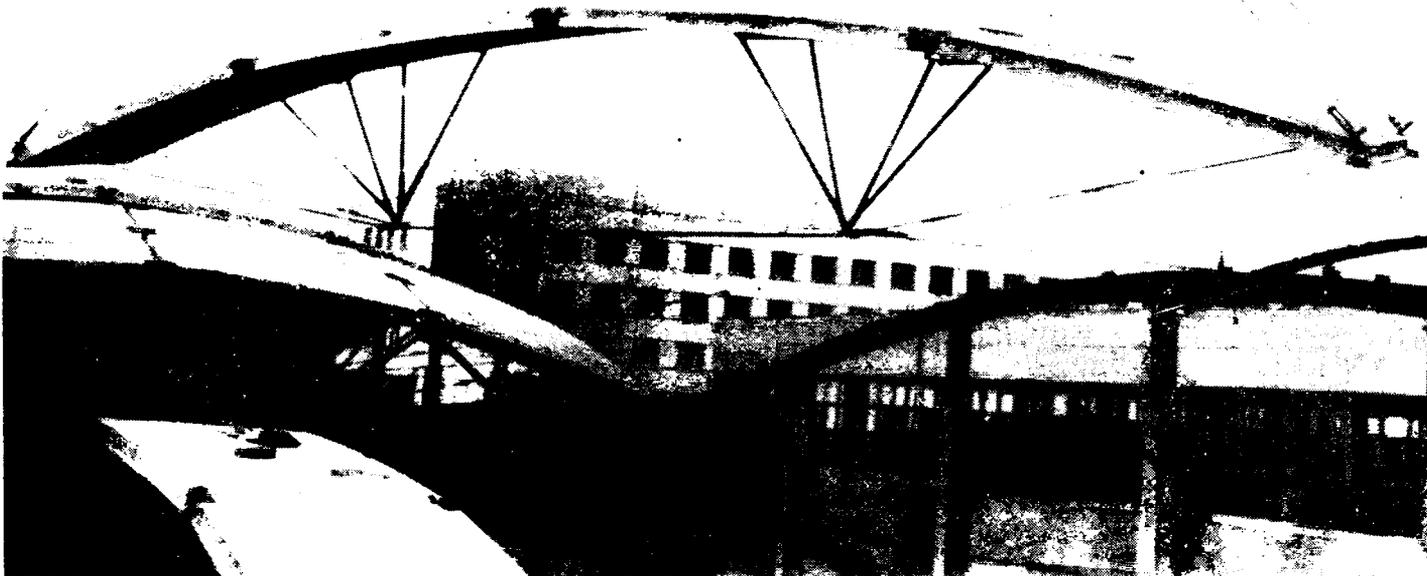


Рис. 3. Монтаж укрупненной секции оболочки

Для устойчивости контурные фермы раскрепляли в пролете двухсторонними тросовыми расчалками. На всех этапах монтажа контурных элементов оболочек вели геодезический контроль их положения в пространстве.

Монтаж начинали с угловой оболочки закрытой стоянки. Меридионально-кольцевая система разрезки каждой оболочки позволила скомпоновать их из 12 однотипных монтажных секций.

Секции устанавливали последовательно от одного края оболочки к другому краном грузоподъемностью 100 т (рис. 3). Для обеспечения необходимой технологичности работ было изготовлено два сборочных стенда. Первую секцию оболочки устанавливали после геодезической выверки контурных элементов по высоте и в плане и приваривали ее к контурным элементам. Затем монтировали вторую секцию и т. д.

В процессе монтажа секции скрепляли между собой стыковыми накладками, которые приваривали к угловым и средним закладным деталям плит. При этом образуется жесткая пространственная система, увеличивающая надежность конструкции в монтажной стадии. Для устранения перепадов по высоте между плитами смежных монтажных секций

применяли стяжные устройства в виде верхней и нижней пластин, соединенных болтом. По мере сборки секций оболочки методом монтажа «на себя» кран перемещался назад, а сборочные стенды переставляли в том же направлении и повторно устанавливали по нивелиру.

Прогрессивный метод укрупнительной сборки оболочек позволил добиться высоких темпов монтажа. За день собирали до двух монтажных секций, что позволило за месяц монтировать две оболочки.

После сборки укрупненных секций каждой оболочки их замоноличивали с помощью инвентарной опалубки на контурных элементах, монолитных участках и швах между плитами. Затем укладывали арматуру и заполняли эти места бетоном класса В 22,5 на мелком заполнителе с тщательным уплотнением вибраторами.

В зимний период времени монолитный бетон подвергали электропрогреву с контролем за температурой в разных точках конструкции. В бетонную смесь добавляли нитрит натрия.

После достижения бетоном замоноличивания 70% проектной прочности оболочки раскружаливали. В каждой оболочке постепенно поворотом талрепов снимали усилия во временных затяжках

укрупненных секций. Эта операция осуществлялась с мобильных подмостей последовательно от одного края оболочки к другому поворотом талрепа центральных тяг на 1...2 оборота. Всего давалось 4...6 оборотов талрепа до отделения пирамидальных подкосов затяжек от низа плит оболочки. Чтобы пирамиды не опрокидывались в этой стадии работ, на них устанавливали специальные захваты, которые с помощью троса соединяли с лебедками, находящимися сверху оболочки. С помощью двух захватов лебедками пирамиды опускались с центральными тягами, до этого снимали гайки с наконечников парных тяг. После демонтажа элементов временных затяжек их использовали на следующих монтажных захватках.

Ранее в Москве и других районах страны были возведены общественные здания спортивного, торгового, лечебно-курортного назначения с применением оболочек конструкции МНИИТЭПа. Автобусный парк в Чертаново является первым производственным зданием массового назначения, для которого применены оболочки из плит размером 3×6 м. Предложенное направление перспективно, так как позволяет осуществить строительство крупных сооружений на современном уровне.

## Эксплуатационные качества инженерных сооружений промышленных предприятий

В настоящее время на промышленных предприятиях страны возводится много инженерных сооружений, доля которых в общей стоимости строительно-монтажных работ составляет 10..40%.

Сооружения промышленных предприятий являются важными элементами единого технологического процесса предприятия и недостаточная их надежность влечет за собой убытки, связанные не только с восстановлением, но и с недополучением продукции.

В ЦНИИпромзданий на основе натурных обследований анализировали состояние различных эксплуатируемых сооружений: эстакад под технологические трубопроводы, коммуникационных тоннелей, открытых крановых эстакад, транспортных галерей, дымовых труб, градирен и др., расположенных на 304 промышленных объектах. При обследовании учитывали такие показатели, как характеристика сооружения, его срок службы, функциональная эффективность, надежность, эстетичность и экологичность, основные дефекты и их причины, общее состояние сооружения. Последнее оценивали по трехбалльной системе: удовлетворительное состояние, при котором не имеется затруднений с эксплуатацией; неудовлетворительное, при котором имеются затруднения с эксплуатацией, требующие проведения внеплановых ремонтов и снижения нагрузок, характеризующееся сильной коррозией, потерей герметичности и т. п.; аварийное состояние, приводящее к остановке эксплуатации сооружения.

Основными дефектами обследованных сооружений, находящихся в неудовлетворительном и аварийном состоянии, явились неудачное объемно-планировочное решение (4%), коррозия и износ материала (40%), недостаточная несущая способность (18%), чрезмерная деформативность (20%), недостаточная трещиностойкость (16%), прочие дефекты (2%). Они вызваны недостатками проектного решения (39%), низким качеством материалов (6%), изготовления и монтажа (26%), недостатками эксплуатации (29%).

По отдельным видам сооружений выявлены их характерные дефекты.



Рис. 1. Разрушения защитного слоя бетона эстакад от коррозии арматуры

В отдельно стоящих опорах и эстакадах под технологические трубопроводы отмечались коррозия стальных закладных элементов и конструкций, отслоение защитного слоя бетона железобетонных сооружений.

Рис. 2. Разрушение защитного слоя бетона перекрытий коммуникационного тоннеля в результате размораживания бетона



конструкций из-за коррозии арматуры от воздействия внешней среды (рис. 1), повреждения конструкций транспортными средствами, перекос и сдвиг опорных частей трубопроводов из-за небрежности монтажа и эксплуатации.

Общее состояние сооружений удовлетворительное, однако для предприятий химической и металлургической промышленности вследствие коррозии их долговечность снижается.

В железобетонных коммуникационных тоннелях наиболее распространенным дефектом является разрушение защитного слоя бетона перекрытий из-за низкой морозостойкости бетона, вызванной увлажнением перекрытия вследствие плохой гидроизоляции (рис. 2) разрушение перекрытий из-за превышения нагрузок от транспортных средств, затопление большинства тоннелей грунтовыми водами или их промасливание.

Хотя состояние большинства конструкций тоннелей можно считать удовлетворительным, однако их эксплуатация затруднена ремонтом как самих тоннелей, так и расположенных в них коммуникаций. Для промасленных тоннелей возникает повышенная опасность пожара.

По указанным причинам для предприятий химической и металлургической промышленности следует применять преимущественно наземную прокладку коммуникаций либо проектировать тоннели с учетом возможного ремонта и замены расположенного в них оборудования и обеспечения надежного водоотвода.

В 20% обследованных заглубленных резервуаров для нефти и темных нефтепродуктов отмечалась потеря герметичности стен, днищ и покрытий. Почти во всех резервуарах наблюдались протечки продукта в местах прохода технологических трубопроводов. Вследствие незаполнения торкретом полостей между кольцевой арматурой и панелями стен отмечалась коррозия предварительно напряженной кольцевой арматуры. Общее состояние сооружений из-за негерметичности признано неудовлетворительным.

Обследования железобетонных резервуаров для воды и емкостей сооружений канализации практически не проводили.

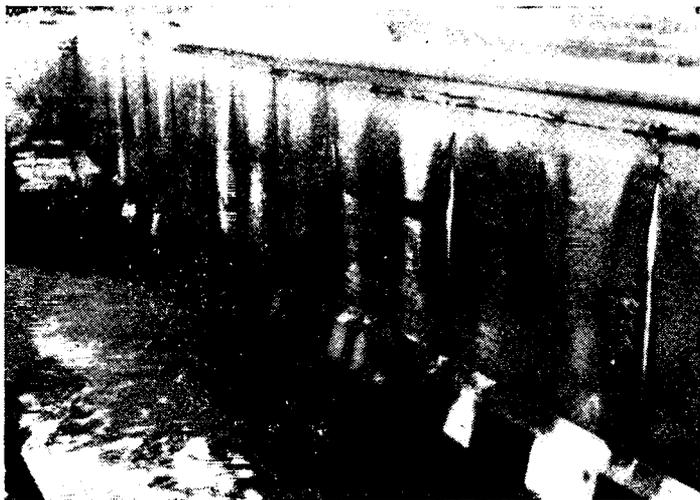


Рис. 3. Потеря герметичности железобетонной емкости азотенка из-за протечек в швах между панелями

Проведенное ЦНИИпромзданий предварительное ознакомление с этими сооружениями после нескольких лет эксплуатации показало, что в них отмечается разрушение конструкций из-за низкой морозостойкости бетона, коррозия стальных закладных деталей и конструкций, потеря герметичности (рис. 3). Последний вид дефекта опасен для резервуаров чистой воды, так как возможно попадание наружных вод вовнутрь емкости и ее загрязнение.

Учитывая большой объем применения этих сооружений в ближайшее время, следует детально исследовать их эксплуатационные качества.

Помимо рассмотренных сооружений массового применения, составляющих по стоимости около 80% всех сооружений

промышленного строительства, были проанализированы дефекты других инженерных сооружений.

В транспортных галереях отмечались завышение нагрузок по сравнению с проектными за счет просыпей транспортируемых веществ, плохая гидроизоляция перекрытия, вызывающая образование протечек при смыве просыпей, коррозия железобетонных и металлических конструкций.

Для открытых крановых эстакад характерными дефектами были чрезмерные поперечные и продольные перемещения колонн из-за их недостаточной жесткости и кренов фундаментов, приводящие к заклиниванию колес кренов, повреждения крановых путей. При разработке новых проектов эстакад необ-

ходимо предусматривать рихтовку крановых путей.

Наиболее распространенными дефектами железобетонных и каменных дымовых труб были: сульфатная коррозия бетона и кладки, просачивание конденсата через швы бетонирования. Это явилось основной причиной разрушения всех дымовых труб. Удовлетворительно зарекомендовали себя трубы с вентилируемым зазором.

В градирнях наблюдались отслаивание защитного слоя бетона и коррозия арматуры, вызванные недостаточной морозостойкостью бетона в условиях циклического замораживания и оттаивания увлажненных конструкций, а также недостатками проектного решения, в частности, некачественным уплотнением бетона при изготовлении оболочек толщиной 140 мм с двойным армированием.

#### Выводы

Эксплуатационные качества некоторых инженерных сооружений промышленных предприятий не отвечают предъявляемым к ним требованиям по надежности.

При разработке новых проектов сооружений проектировщики должны быть информированы о повреждениях сооружений и учитывать их долговечность. Из-за сложности ремонтов сооружений, невозможности остановки их эксплуатации более предпочтительны те решения, в которых не требуется ремонт за весь срок эксплуатации. В разрабатываемые проекты следует обязательно включать требования по эксплуатации.

ИДК 624.073

А. И. БЕДОВ, С. В. ГОРБАТОВ, кандидаты техн. наук, В. А. ЧИСТЯКОВ, инж. (МИСИ); Л. В. САСОНКО, канд. техн. наук, Е. С. ШПРИЦ, инж. (НИИЖБ)

## Исследование плит на пролет типа ПСП размером 3x18 м

Плиты на пролет типов П и КЖС размерами 3x18 и 3x24 м применяют в покрытиях производственных зданий без крупных коммуникаций. Необходимость введения крупных коммуникаций требует увеличения высоты здания.

В последние годы начата разработка и применение плит П и КЖС с отверстиями в продольных ребрах. Однако и в этом случае система покрытия из плит

на пролет, особенно с продольными конструкциями в виде балок, не позволяет пропускать крупные коммуникации в уровне покрытия вдоль и поперек пролета.

Для размещения крупных инженерных коммуникаций, повышения эффективности вентиляции и естественного освещения ГПИ Промстройпроект при участии НИИЖБа, КТБ НИИЖБа и МИСИ

разработана система покрытия с плитами типа ПСП размерами 3x18 и 3x24 м, опирающимися на продольные шпренгельные фермы. Это малоуклонные плиты с П-образным поперечным сечением, продольными решетчатыми ребрами шпренгельного очертания и вутовой полкой с поперечными ребрами, расположенными с шагом 3 м. В покрытии предусмотрены зенитные фонари, отвер-

стия для легкобрасываемой кровли и вентиляционных установок, устройства для подвесных кранов грузоподъемностью до 5 т.

Основные размеры плит приведены на рис. 1. Плиты запроектированы из тяжелого бетона класса В40 с преднапряженной арматурой из стали классов А-IIIв и А-IV.

Экономический эффект от применения плит ПСП с решетчатыми ребрами по сравнению с покрытием из плит размером 3×12 м по фермам пролетом 18 м составляет около 7 р/м<sup>2</sup>.

Производство и испытание плит ПСП размером 3×18 м освоено в Главкрасноярскстрое (рис. 2). Изготовление плит предусмотрено в силовых стендовых формах с паровой рубашкой, чертежи которых разработаны КПО «Железобетон» Главкрасноярскстроя. Основной особенностью формы является наличие внутреннего упора для натяжения напрягаемой арматуры в проектом отогнутом положении. Для уменьшения потерь от трения в местах перегиба арматуры устанавливают стальные трубки и антифрикционные прокладки.

Испытывали плиты трех образцов: базовую плиту для зданий с подвесными кранами (1); плиты для участков покрытий со снеговыми мешками (2); плиты для зданий с зенитными фонарями, коммуникациями и подвесными кранами (полка отсутствовала в четырех центральных кессонах плиты) (3). Арматуру из стали класса А-IIIв диаметром 25 мм натягивали гидродомкратом ДГС 63-315 с одного из торцов поочередно в обоих продольных ребрах. При ее подтяжке с противоположного торца было установлено, что потери напряжения составляют 6...7%. Стержни до натяжения свободно провисают ниже точек перегиба арматуры, обеспечивая установку фиксирующих стержней. Плиты опытных образцов формовали из бетонной смеси с крупным заполнителем фракции 5...20 мм и О.К. = 3...6 см. При этом сложностей в бетонировании плит при серийном заводском изготовлении не возникало. Бетонную смесь уплотняли в ребрах с помощью навесных вибраторов, в полке — с помощью виброрейки. Термовлажностную обработку проводили по режиму 4+3+8+4 ч с температурой изотермического прогрева 70...80°C. Передачу напряжений осуществляли плавно, путем разогрева стержней попеременно с обоих торцов плиты.

При испытании плит полку загружали распределенной нагрузкой, создаваемой штучными грузами массой 390...450 кг, которые опирались на деревянные прокладки и балки, обеспечивающие

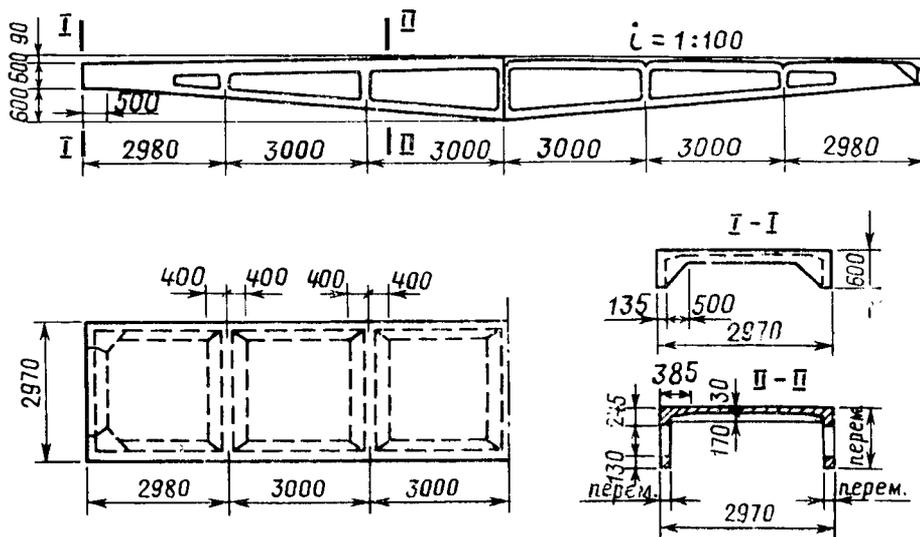


Рис. 1. Конструкция плит ПСП размером 3×18 м

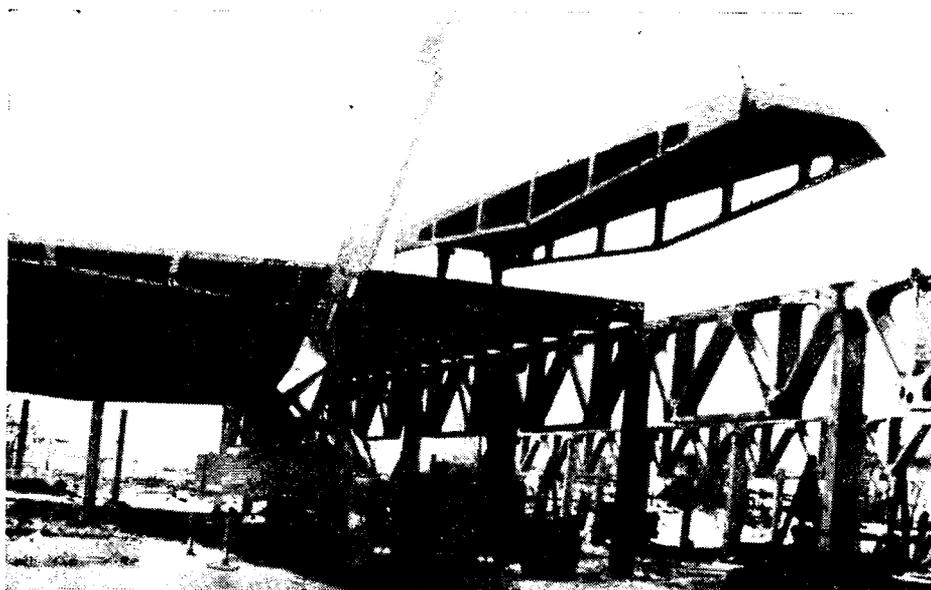


Рис. 2. Монтаж плит ПСП размером 3×18 м в покрытии мебельной фабрики в Красноярске

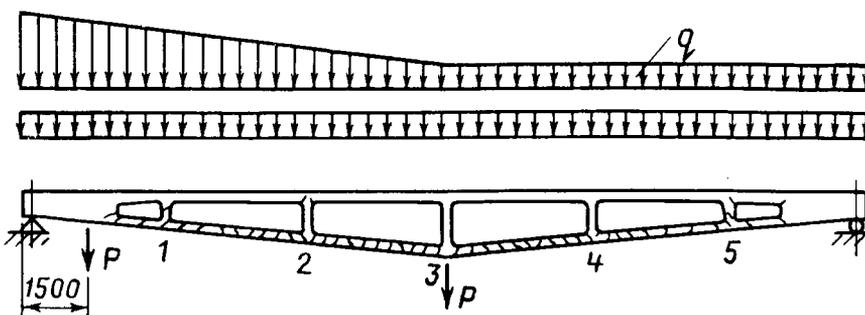


Рис. 3. Характер развития трещин при испытании плит (цифрами показаны номера узлов нижнего пояса)

равномерную передачу нагрузки на полку (в восьми точках по ширине плиты и 48 точках по длине). Загружение плиты 2 соответствовало нагрузке в поперечном снеговом мешке. В плитах 1 и 3 совместно с равномерно распределенной нагрузкой на полку через подвески, приваренные к закладным деталям в продольных ребрах и предназначенным для крепления подкрановых путей с помощью гидравлических домкратов и системы траверс, попеременно прикладывали сосредоточенные силы в середине пролета и в 1,5 м от одной из опор. При испытании плиты 3 проемы для зенитных фонарей были закрыты деревянным настилом, установленным на балки из швеллера, опирающиеся через шарнирные опоры на закладные детали. Кроме испытания плит в целом испытывали также полки в пределах одного кессона.

По принятым схемам загрузки (рис. 3) проверены общая жесткость конструкции и работа всех ее элементов.

Испытания плит дали в целом положительные результаты (см. таблицу). Максимальные нагрузки превысили расчетные в 1,42...1,61 раза для нормальных сечений и в 1,60...1,87 — для наклонных, т. е. больше значений 1,25 и 1,60, допустимых по ГОСТ 8829—85. Все

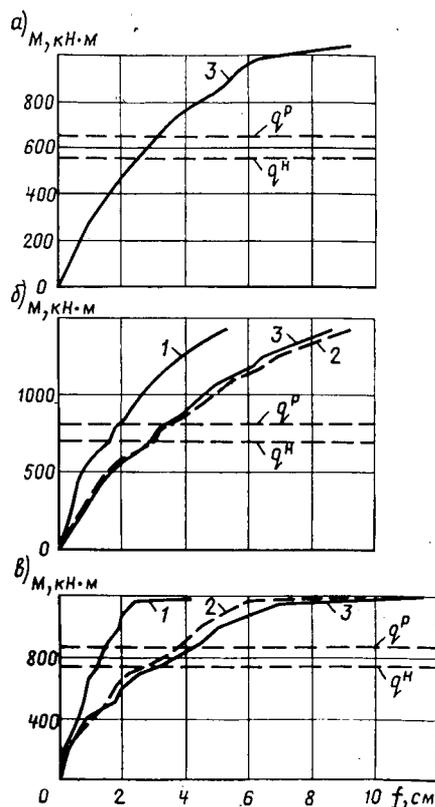


Рис. 4. Прогибы плит  
а, б, в — соответственно плиты 1, 2, 3;  $q^H$  и  $q^p$  — нормативная и расчетная нагрузки с учетом нагрузки от подвесных кранов и массы коммуникаций; 1...3 — номера узлов по рис. 3

Показатель	№ плит		
	1	2	3
Передачная прочность бетона, МПа	42,0	39,8	47,8
Выгиб при обжатии, мм	11,4	10,2	12,7
Прочность бетона при испытании, МПа	43,0	43,5	57,6
Относительный прогиб в середине пролета при нормативной нагрузке:	$\frac{1}{660}$	$\frac{1}{593}$	$\frac{1}{556}$
$M^{оп} / M^{расч}$	1,47	1,61	1,42
$M^{оп} / M^{теор}$	0,977	1,06	1,015
$Q^{оп} / Q^{расч}$	1,87	1,60	1,60
$q^{оп} / q^{расч}$	1,60	1,42	1,41
Относительный прогиб в середине пролета при разрушении	$\frac{1}{178}$	$\frac{1}{191}$	$\frac{1}{154}$

Примечание.  $M^{оп}$ ,  $M^{расч}$ ,  $M^{теор}$  — изгибающие моменты;  $Q^{оп}$ ,  $Q^{расч}$  — поперечные силы;  $q^{оп}$ ,  $q^{расч}$  — распределенная нагрузка.

плиты разрушились в результате достижения предела текучести в арматуре нижнего пояса в местах сопряжения со средней стойкой или стойками, расположенными в 3 м от конька. При этом ширина раскрытия трещин в нижнем поясе достигала 1 мм. Ни в одной из плит не образовались наклонные трещины в приопорных зонах продольных ребер, а также не зафиксировано втягивание арматуры в бетон у торцов.

При испытании плит измеряли деформации бетона в нижнем поясе и полке, а также деформации бетона верхнего пояса в различных сечениях по длине. Выявлено, что сечения плит в средней трети пролета являются равнопрочными и равножесткими (рис. 4).

Результаты тензометрических измерений в сечениях, прилегающих к коньковому узлу, показали, что сжатый бетон работал упруго вплоть до расчетной нагрузки, т. е. эпюра деформаций по высоте верхнего пояса имела форму, близкую к трапеции. При дальнейшем увеличении нагрузки деформации перераспределялись: увеличивались в верхних волокнах и уменьшались в нижних. К моменту разрушения плит в верхнем поясе появилась растянутая зона, при этом достигнутые деформации сжатия бетона на верхних волокнах были значительно ниже предельных.

Трещиностойкость и жесткость плит отвечают предъявляемым требованиям. Трещины в продольных ребрах при нормативной нагрузке отсутствовали или же ширина их раскрытия не превышала 0,05 мм, а в полке и поперечных ребрах — 0,15 мм. Характер распределения трещин в нижнем поясе при их образовании и развитие на ближайших по-

следующих этапах загрузки зависели от изгибающих моментов. Прогибы полки, а также поперечных и продольных ребер значительно меньше допустимых. Искривление кривых прогибов (см. рис. 4) при нагрузках, превышающих расчетные, вызвано снижением сдвиговой жесткости плит из-за ширины раскрытия трещин в стойках к моменту разрушения до 0,25 мм. Некоторые из этих трещин образовались при изготовлении плит.

По результатам испытаний выполнена корректировка армирования элементов плиты.

#### Выводы

Плиты принятых опалубочных размеров можно использовать под полезные нагрузки до 10,0 кН/м<sup>2</sup>. Увеличение шага поперечных ребер с одновременным устройством втовой полки позволяет упростить опалубку, снизить расход арматурной стали, улучшить интерьер помещений.

Целесообразно создать типовую номенклатуру плит размерами 3×18 и 3×24 м с решетчатыми продольными ребрами шпренгельного строения, и назначением их габаритов по результатам оптимизационных расчетов.

## Новые книги Стройиздата

Добавки в бетон: Справ. пособие/Под ред. В. С. Рамачадрана; Пер. с англ. — М.: Стройиздат, 1988. — 571 с. — 3 р. 20 к.

Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. — 2-е изд., перераб., доп. — М.: Стройиздат, 1988. — 283 с. — 85 к.

Строительное производство: В 3-х т./Под ред. И. А. Онуфриева. Т. 1. Общая часть. В 2-х ч. — М.: Стройиздат, 1988. (Справочник строителя).

Ч. 1. 462 с. 1 р. 90 к.  
Ч. 2. 623 с. 2 р. 40 к.

Яковлев А. И. Расчет огнестойкости строительных конструкций. — М.: Стройиздат, 1988. — 140 с. — 45 к.

Пилюгин Л. П. Конструкции сооружений взрывоопасных производств: Теорет. основы проектирования. — М.: Стройиздат, 1988. — 315 с. — 3 р. 60 к.

Воеводин А. А. Предварительно напряженные системы элементов конструкций. — М.: Стройиздат, 1989. — 299 с. — 3 р. 10 к.

В. И. КОЛЧУНОВ, канд. техн. наук (Белгородский технологический ин-т строительных материалов); В. И. ЕФИМОВ, С. И. МАТЮШЕНКО, инженеры, А. М. СТЕПАНОВ, канд. техн. наук (ТСО Главбелгородстрой Минюгстроя СССР)

## Преднапряженные пластины-оболочки для производственных зданий

Белгородским технологическим институтом строительных материалов совместно с НИИСК Госстроя СССР, институтом Центрогипроруда, ТСО Белгородстрой и другими организациями разрабатываются и внедряются железобетонные пространственные покрытия из панелей-оболочек на пролет коммуникационного типа (КСО).

Опыт проектирования и строительства показал, что при применении этих конструкций существенно снижаются материалоемкость, трудоемкость и стоимость покрытий промышленных зданий по сравнению с плоскостными решениями [1]. Показатели могут быть улучшены при использовании комбинированного диска покрытия из панелей-оболочек КСО и преднапряженных тонкостенных цилиндрических пластин-оболочек. В этом случае панели КСО раздвигают на расстояние 3 м, и на верхние грани двух соседних панелей в специально предусмотренные уступы укладывают преднапряженные железобетонные пластины, изгибаемые на монтаже и перекрывающие промежутки между панелями (рис. 1, а).

Разработаны два варианта конструкций: пластины размерами 6020×3180×40 и 12030×3180×40 мм. В первом варианте в крайних пластинах предусмотрены утолщения, выполняющие роль опорного поперечного ребра, а средние пластины имеют постоянную толщину. В пластинах второго варианта также имеются ребра-утолщения по одной из коротких сторон.

Армирование пластин (рис. 1, б) выполнено в виде ортогонально расположенных пакетов из преднапряженной высокопрочной проволоки класса Вр-II диаметром 5 мм. Арматура нижнего пакета располагается поперек пластины на расстоянии защитного слоя, равного 10 мм, а верхнего пакета — в продольном направлении на том же расстоянии.

Пластины изготовляли в обычной силовой форме<sup>1</sup>, разработанной и испытанной ППКО КМАстройконструкция. Упоры формы обеспечивают проектное рас-

положение преднапряженной арматуры в плане и по высоте. Преднапряжение выполняли электротермическим способом, начальное контролируемое усилие на каждую проволоку составляло 18 кН.

Для оценки жесткости, прочности и трещиностойкости конструкций и узлов их соединения в покрытии, для проверки эффективности и корректности предпосылок, схем и методов расчета проведены исследования натуральных конструкций пластин-оболочек в условиях

цеха завода ЖБИ № 1 ППКО КМАстройконструкция. Из бетона класса В30 было изготовлено и испытано две серии пластин-оболочек, по два образца каждой серии. Шаг преднапряженной поперечной арматуры в пластинах первой серии принят 125 мм, в пластинах второй — 150 мм, шаг продольной арматуры в пластинах обеих серий — 125 мм. Конструкции рассчитывали под равномерно распределенную нагрузку соответственно 3,6 и 3,0 кПа.

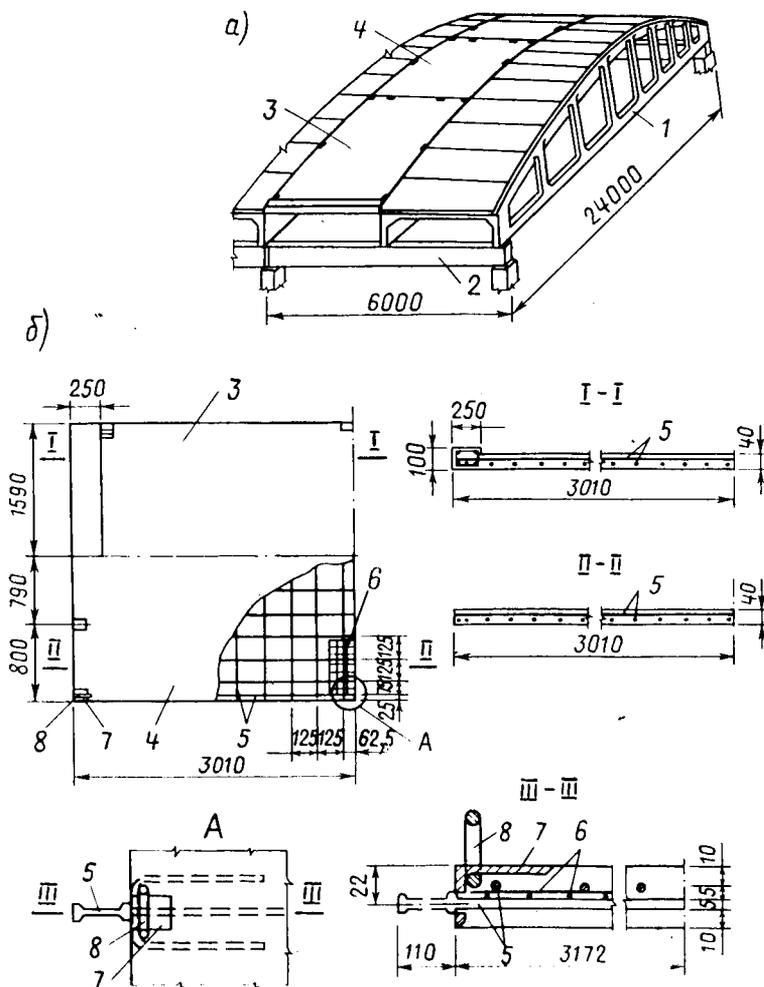


Рис. 1. Схема комбинированного покрытия (а) и конструкция пластины — цилиндрической оболочки (б)

1 — панель-оболочка КСО; 2 — подстропильная конструкция; 3, 4 — крайняя и средняя пластины-оболочки соответственно; 5 — преднапряженная рабочая арматура; 6 — арматурная сетка; 7 — закладная деталь; 8 — петли

<sup>1</sup> Изготавливать можно и на специальном механизированном стенде НИИЖБа методом непрерывного армирования [2].

Был запроектирован и изготовлен специальный стенд, обеспечивающий моделирование граничных условий в диске комбинированного покрытия для крайней пластины-оболочки. Стенд представляет собой две плоские металлические рамы-диафрагмы, установленные параллельно друг другу на расстоянии 3 м, опирающиеся на жесткое бетонное основание, и закрепленные распорками и подкосами. Криволинейное очертание верхнего пояса рам-диафрагм повторяет очертание верхнего пояса диафрагм панели-оболочек КСО.

Конструкции испытывали в два этапа. На первом исследовали трещиностойкость пластин при монтажных нагрузках, передаваемых в момент отрыва от поддона, и при совмещении собственной массы и деформационного воздействия в виде перемещений точек пластин при изгибе ее по цилиндрической поверхности с радиусом кривизны ( $R$ ) 52,1 м.

При распалубке изделия поднимали за шесть монтажных петель с помощью самобалансирующей траверсы. При подъеме из-за различной длины строп (30 ... 50 мм) под действием собственной массы обеспечивался изгиб пластины в продольном направлении и за счет этого повышалась ее изгибная жесткость в поперечном направлении. Трещиностойкость пластины оценивали по деформациям продольных и поперечных волокон методом электротензометрии (с учетом деформаций от обжатия бетона в двух направлениях).

Анализ деформаций (рис. 2) показал, что максимальные растягивающие напряжения в бетоне от изгиба пластины при отрыве ее от формы, подъеме и установке на испытательный стенд не пре-

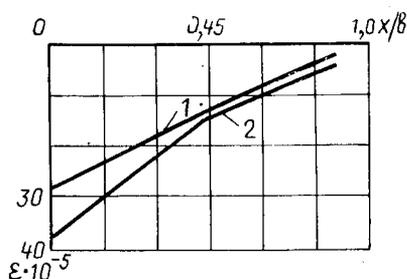


Рис. 2. Деформации бетона в продольном сечении пластины-оболочки 1 — при отрыве с формы; 2 — при подъеме с помощью траверсы

вышали 4,8 МПа. Следовательно, с учетом обжатия бетона в продольном направлении (3,8 МПа) в пластинах обеих серий при монтажных нагрузках трещины не образуются.

Учитывая, что закладные элементы, используемые для подъема конструкций, и закладные детали для стыковки пластин между собой и с панелями-оболочками КСО являются расчетными, необходимо было определить трещиностойкость бетона в зонах расположения этих элементов и разработать конструктивные решения, обеспечивающие их надежную анкеровку. До начала эксперимента опытным путем на двух вспомогательных образцах пластин установлено, что способ анкеровки закладных деталей приваркой стержней, заводимых в бетон, является недостаточно эффективным.

Из-за ограниченной толщины пластин при съеме с формы и на первых этапах нагружения в указанных зонах в бетоне появляются трещины. Особенно интенсивное трещинообразование наблюдалось при совмещении закладных деталей для стыковки и для монтажа пла-

стин. Такой вариант целесообразен не только для сокращения числа закладных деталей, уменьшения трудозатрат на их изготовление и установку, но и для механизированного уплотнения и заглаживания бетонной поверхности изделия.

Для повышения трещиностойкости бетона в зонах установки закладных деталей разработано решение, при котором их прижимают к поверхности бетона. В закладной детали делают отверстие для пропуска предварительно напрягаемых проволок, на концах проволок закрепляют по две высаженных головки. С помощью одной головки осуществляют натяжение проволоки, с помощью другой прижимают закладную деталь к бетону после отпуска преднапряжения.

На втором этапе цилиндрические оболочки испытывали на эксплуатационные нагрузки, с граничными условиями на контуре, моделирующими соединения пластин с панелями-оболочками в диске комбинированного покрытия. Была принята следующая схема опирания: длинными криволинейными краями пластины-оболочку устанавливали на верхние пояса диафрагм и подкрепляли поперечными ребрами из металла.

Жесткость одного из ребер была равна жесткости торцового ребра панели-оболочки КСО, а жесткость второго (принятого для моделирования влияния соседней пластины-оболочки) определена расчетом из условия равенства вертикальных перемещений по линии сопряжения опытной конструкции пластины-оболочки и поперечного ребра перемещения по линии сопряжения пластины-оболочек в системе покрытия. Распределенную нагрузку имитировали системой сосредоточенных грузов в виде железобетонных блоков средней массой 1 кН, приложенных через деревянные прокладки в 80 точках.

Перемещения поверхности пластины-оболочки и опорного контура в характерных точках измеряли индикаторами часового типа. Продольные и поперечные деформации фибровых волокон бетона пластин, а также момент появления трещин определяли методом электротензометрии. Ширину раскрытия трещин на разных уровнях нагружения измеряли с помощью микроскопа. Несущую способность конструкции оценивали величиной нагрузки, вызывающей возникновение одного из предельных состояний по ГОСТ 8829—85.

Опытные конструкции пластин оболочек в нелинейной постановке рассчитывали методом последовательных нагружений в сочетании с вариационным ме-

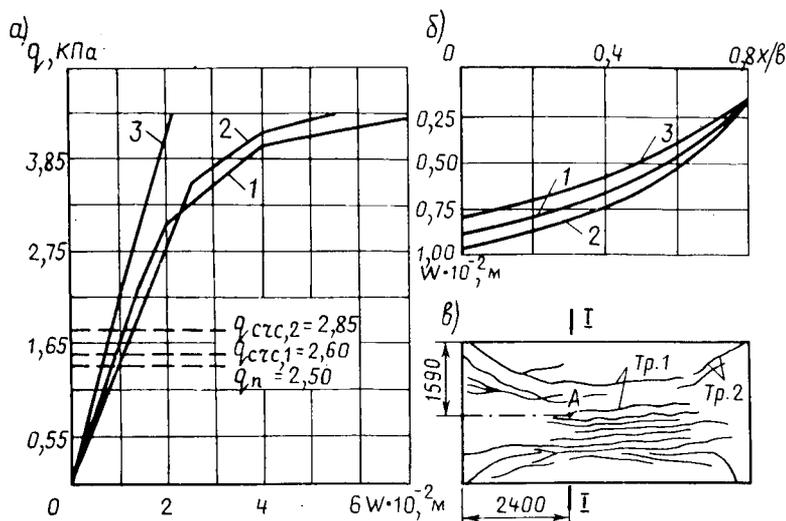


Рис. 3. Пригибы и характер трещинообразования в пластине-оболочке второй серии а — рост пригибов в точке А; б — пригибы в сечении 1-1 при контрольной нагрузке  $q_n = 2,5$  МПа; в — схема трещинообразования; 1 — опытные значения; 2, 3 — расчет вариационным методом и по МКЭ соответственно  $q_{erc,1}$ ,  $q_{erc,2}$  — соответственно опытное и расчетное значения нагрузки трещинообразования

тодом В. З. Власова для решения упругой задачи на каждой итерации по методике [3]. При вычислении жесткостных параметров элементов пластин использована физическая модель Н. И. Карпенко. Учитывая неоднородный характер граничных условий пластины-оболочки при монтажных нагрузках (первый этап испытаний) и значительное число факторов, влияющих на ее напряженно-деформированное состояние, а также же более полного изучения особенностей деформирования, расчет конструкций выполняли также методом конечных элементов с применением пакета прикладных программ АПЖБК.

Анализ данных второго этапа испытаний позволяет отметить, что в пределах эксплуатационных нагрузок в пластинах-оболочках обеих серий характер деформаций близок к линейному (рис. 3,а). В конструкциях первой серии при нагрузке 2,9 МПа на нижней поверхности пластины образовались нормальные трещины шириной раскрытия 0,05 ... 0,1 мм. При нагрузке 3,95 МПа появились косые трещины в угловых зонах с раскрытием 0,1 ... 0,15 мм по всей толщине пластины. Нормальные и косые трещины в пластинах второй серии (рис. 3,в) образовались на одной ступени нагружения, и при нагрузке 2,7 МПа ширина их раскрытия составляла до 0,1 мм.

Максимальный прогиб в середине пролета пластин-оболочек первой серии, измеренный после выдерживания конструкций под контрольной нагрузкой, равной 3,0 кПа (за вычетом нагрузки от собственной массы, равной 1 кПа), составил 0,0078 м, что на 8,2% меньше контрольного прогиба по ГОСТ 8829—85. Максимальный прогиб пластин-оболочек второй серии при контрольной нагрузке 2,5 кПа составил 0,0089 м, что меньше контрольного на 5,3%.

Прочность пластин-оболочек оценивали по контрольным значениям испытательной нагрузки исходя из максимально допустимого прогиба пластины-оболочки, равного  $1/30$  пролета. При этом пластины первой серии выдержали нагрузку 6,83 кПа, что составило 1,89 расчетной нагрузки. Для пластин второй серии эти же величины соответственно составили 5,45 кПа и 1,82.

В целом результаты расчета качественно и количественно отражали характер распределения деформаций и трещинообразование в пластинах. Сопоставление теоретических результатов прогибов с опытными значениями показало согласование этих величин.

По данным треста Оргтехстрой ТСО белгородстрой, при применении комбинированных покрытий из панелей-оболочек КСО 3×24 м и гибких пластин размером 3,18×6,02×0,04 м вместо ти-

повых из сегментных ферм (серия 1.463/3) и ребристых плит 3×6 м (серия 1.465-7) расход бетона на 1 м<sup>2</sup> покрытия снижается на 0,048 м<sup>3</sup>, цемента на 14,7 кг. Трудозатраты при изготовлении и монтаже сокращаются соответственно на 0,86 и 0,28 чел.-ч, а приведенные затраты на 6... 8 р.

#### Вывод

Исследования железобетонных преднапряженных пластин-оболочек при монтажных и эксплуатационных нагрузках показали их хорошие эксплуатационные качества. Опыт промышленного изготовления и высокие технико-экономические показатели покрытий позволяют рекомендовать их для проектирования и экспериментального строительства одноэтажных промышленных зданий.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Колчунов В. И., Матюшенко С. И., Стаковиченко Е. И. Панели-оболочки на пролет // Промышленное строительство. — 1987. — № 8. — С. 34—35.
2. Гамбаров Г. А., Гитлерович М. Б., Баран В. В. Тавровая панель-оболочка пролетом 18 м из гибких железобетонных пластин // Бетон и железобетон. — 1984. — № 3. — С. 23—25.
3. Милейковский И. Е., Колчунов В. И., Половиев В. И. Алгоритм расчета, исследование и анализ жесткости и трещиностойкости железобетонных пластин — цилиндрических оболочек // Исследование по расчету пластин и оболочек. Ростов-на-Дону: РИСИ, 1988. — С. 77—86.

УДК 69.025.22.002.237

В. В. ГАБРУСЕНКО, Л. Д. ГРИШАНОВ, инженеры (Новосибирский филиал ЭКБ Минуралсибстроя СССР); В. А. ЯКУШИН, канд. техн. наук (НИИЖБ)

## Усовершенствованные арочные решетчатые балки пролетом 12 м

Арочные решетчатые балки [1, 2] характеризуются высокой экономической эффективностью. Полигональное очертание верхнего пояса конструкций подобного типа создает благоприятное распределение усилий в решетке, что позволяет уменьшить расход материалов по сравнению с традиционным двускатным решением. Эффективность их возрастает при использовании плит шириной 3 м. В этом случае шаг стоек можно увеличить с 1,5 до 3 м [3] и получить дополнительную экономию материалов, снизить трудоемкость изготовления, а

также улучшить условия для пропуска коммуникаций в межбалочном пространстве.

По результатам исследований Новосибирским филиалом ЭКБ Минуралсибстроя СССР совместно с НИИЖБом разработаны и внедрены в производство арочные решетчатые балки широкой номенклатуры, в том числе балки пролетом 12 м с шагом стоек 3 м.

Наружные размеры (рис. 1) назначены такими же, как у арочных балок с шагом стоек 1,5 м [2], отличаются только размеры отверстий, что позволяет из-

готовлять изделия обоих типов в одной опалубке с разными комплектами вкладышей. В качестве напрягаемой арматуры используют четыре стержня из стали класса А-IIIв диаметрами 22... 28 мм в зависимости от несущей способности балок.

Прочность поясов определяли расчетом как сплошных балок с отверстиями. Кроме того, средние панели верхнего пояса проверяли на устойчивость конструкций в плоскости и из плоскости. По второй группе предельных состояний балки рассчитывали как упругие стержневые

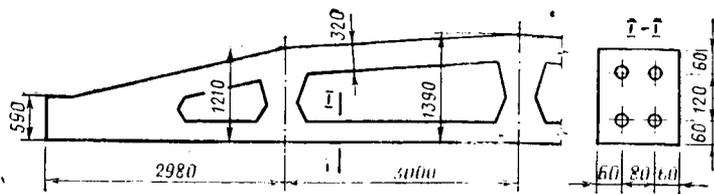


Рис. 1. Конструкция балок

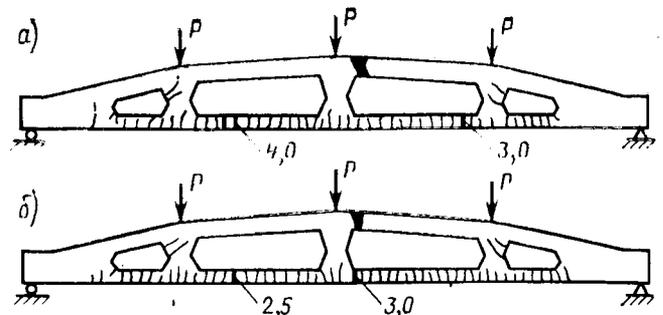


Рис. 2. Характер развития трещин и разрушения образцов 1 (а) и 2 (б)

статически неопределимые системы. Ширину раскрытия трещин ограничивали требованиями норм для обычной, слабо- и среднеагрессивной газовой среды.

Разработанная конструкция экономичнее прототипа [2] по расходу бетона на 8%, стали — на 3...7%. По сравнению с типовым решением экономия бетона составляет 20%, стали при снижении классов бетона — 23...34%, а для среднеагрессивной среды — 33...40% (табл. 1). Повышается технологичность изделий: почти в 2 раза сокращается число арматурных элементов, в 23 раза объем вязальных работ и на 20% площадь заглаживаемой поверхности.

Таблица 1

Газовая среда	Унифицированная расчетная нагрузка, кПа	Класс бетона	Расход стали, кг
Обычная и слабоагрессивная	6,5	V30*/B20	294/215
	7,5	V30/B22,5	306/236
	8,5	V30/B27,5	349/253
	9,5	V35/B30	412/289
Среднеагрессивная	6,5	V30*/B20	355/236
	7,5	V30/B22,5	368/248
	8,5	V30/B27,5	421/274
	9,5	V35/B30	502/313
	11,0	B40/B35	471/313
	11,0	B40/B35	564/336

Примечания. Перед чертой — двускатные балки с объемом бетона 2 м<sup>3</sup>; после черты — арочные с объемом бетона 1,59 м<sup>3</sup>.

\* Балки 1 типоразмера с объемом бетона 1,86 м<sup>3</sup>.

Для опытной проверки изготавливали две балки под нагрузку 8,5 кПа, заармированные применительно к обычной и слабоагрессивной газовой среде эксплуатации. Их формовали в горизонтальном положении в коротких стендах-камерах, арматуру натягивали механическим способом.

Балки испытывали в рабочем положении по проектной схеме тремя силами, приложенными к узлам верхнего пояса (рис. 2). Несущую способность опорных участков не проверяли, так как их испытания у подобных балок с шагом стоек 1,5 м показали достаточно высокие результаты [2].

Оба образца разрушились в предполагаемых нормальных сечениях вблизи

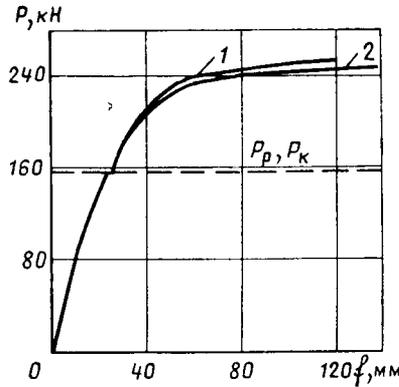
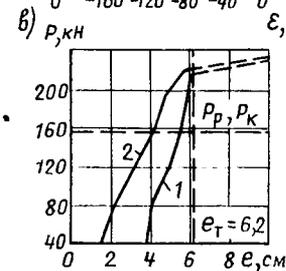
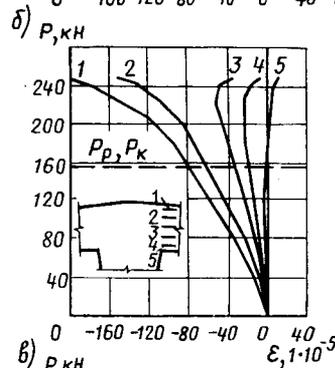
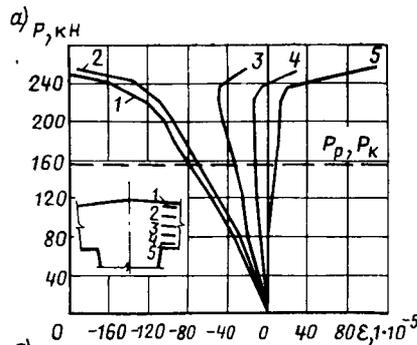


Рис. 3. Прогибы образцов в середине пролета 1, 2 — номера образцов

средней стойки при нагрузках, больше расчетных в 1,6 и 1,55 раза. Раздавливанию сжатого бетона предшествовали большие пластические деформации арматуры, вызвавшие раскрытие трещин в нижнем поясе до 3...4 мм и интенсивное нарастание прогибов (*f*), превысивших 1/100 пролета (рис. 3). Теоретическая несущая способность близка к фактической (табл. 2). Ширина раскрытия трещин в нижнем поясе и стойках при нормативной нагрузке  $P_k$  не превысила контрольного значения 0,15 мм для слабоагрессивной среды, а прогибы не достигли предельного значения 1/300 пролета.

Таблица 2

Показатель	Образец 1	Образец 2
Возраст, сут	57	60
Прочность бетона $R$ , МПа	34,8	41,0
$M_{оп}/M$	1,60	1,55
$M_{оп}/M_{теор}$	1,016	0,973
Относительный прогиб при нормативной нагрузке	1/457	1/506
Ширина раскрытия трещин при нормативной нагрузке, мм:		
в нижнем поясе	0,12	0,15
в стойках	0,12	0,1



Поверхностные деформации, измеренные тензорезисторами в опасных сечениях верхнего пояса, свидетельствуют о том (рис. 4), что работа бетона близка к упругой до высокого уровня нагрузок ( $P=200$  кН, что на 30% выше расчетной нагрузки  $P_p$ ). Причем эксцентриситеты  $e$  продольных сжимающих сил, подсчитанные по опытным эпюрам напряжений, не превышали теоретического значения  $e_T$ , определенного как в стержнях статически неопределимой системы, и лишь незадолго до разрушения резко увеличивались. Следовательно, на эксплуатационной стадии допустимо рассматривать балки как упругие статически неопределимые системы. На стадии раз-

Рис. 4. Работа верхнего пояса в опасных сечениях

а и б — деформации бетона в образцах 1 и 2; 1...5 — номера тензометров; в — изменение эксцентриситетов  $e$  сжимающих сил относительно осей поясов; 1, 2 — номера образцов

рушения деформации верхних волокон достигли  $200 \cdot 10^{-5}$ , что соответствует напряжениям в сжатой арматуре 400 МПа, близким к пределу текучести стали класса А-III.

Судя по небольшим деформациям бетона (рис. 5), утончения X-образных стоек расположены, как и предполагалось, вблизи точек с нулевыми моментами. Это подтверждает и позднее образование трещин (трещины Б).

Анализ результатов испытаний с учетом пластического характера разрушения образцов показал, что при достаточной жесткости и трещиностойкости балки обладают избыточной прочностью, что позволяет в дальнейшем совершенствовать конструкции, в частности, разработать балки специально для неагрессивной газовой среды, в которых можно дополнительно снизить расход стали.

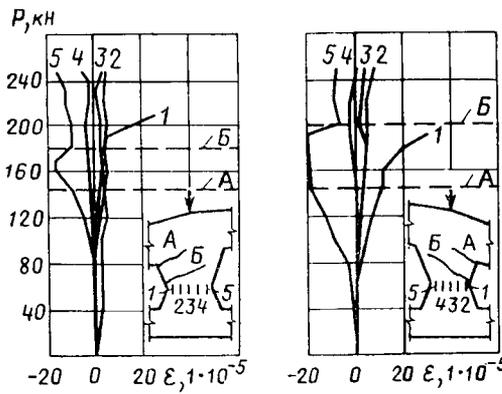


Рис. 5. Деформации бетона в утончениях крайних стоек (образец 2) 1...5 — см. по рис. 4

Серийное производство арочных балок вместо типовых двускатных освоено на Новоалтайском заводе ЖБИ с годо-

вым объемом 640 м<sup>3</sup>. В результате внедрения получен экономический эффект в размере 15,8 тыс. р. при снижении расхода стали на 38,5 т, цемента на 125 т, трудозатрат на 150 чел.-дн.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Арочные решетчатые балки пролетом 18 м / В. В. Габрусенко, Л. Д. Гришанов, В. А. Якушин и др. // Бетон и железобетон. — 1985. — № 12. — С. 16—17.
2. Эффективная конструкция решетчатых балок пролетом 42 м / В. В. Габрусенко, Л. Д. Гришанов, А. В. Коновалов и др. // Передовой опыт в строительстве. — (Сер. Технология и организация производства строительных конструкций, изделий и материалов. Экспресс-инф. / ПТИОМЭС Минстроя СССР; Вып. 5). — 1986. — С. 21—23.
3. Решетчатые балки с шагом стоек 3 м / В. В. Габрусенко, Л. Д. Гришанов, В. А. Якушин и др. // Бетон и железобетон. — 1987. — № 11. — С. 23—25.

УДК 624.012.35

В. Н. БАЙКОВ, д-р техн. наук, А. К. ФРОЛОВ, канд. техн. наук, Л. В. КИМ, инж. (МИСИ); Н. Г. МАТКОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

## Внецентренно сжатые колонны под тяжелые нагрузки

С увеличением высоты каркасных зданий возрастают нагрузки на колонны нижних этажей. При этом традиционные колонны с арматурой класса А-III или со стальными сердечниками под нагрузки 9...20 МН неэффективны из-за большого расхода материалов. В последнее время для повышения несущей способности тяжело нагруженных колонн используют высокопрочную сжатую арматуру и высокопрочный бетон. Разработанные в НИИЖБе арматурные сердечники с обычными и высокопрочными стержнями эффективны в основном при центральном сжатии [1].

В МИСИ совместно с НИИЖБом исследовали внецентренно сжатые колонны, армированные высокопрочной продольной арматурой больших диаметров класса Атп-У при кратковременном действии статической нагрузки. Кроме того, провели оценку несущей способности и деформативности колонн при изменении класса бетона и процента продольного армирования.

Исходя из того, что в колоннах нижних этажей эксцентриситет действия внешних сил не выходит за пределы ядра сечения, его приняли постоянным и равным 8 см. В качестве опытных образцов служили колонны размером 40×40×

×140 см, армированные вязаными каркасами из продольных стержней Ø 32 Атп-V ( $\sigma_{0,02}=680$  МПа,  $\sigma_{0,2}=860$  МПа) и хомутами с шагом  $10d=30$  см при  $\mu=2, 4$  и 6%. При этом использовали бетон классов В22,5 и В45, приготовленный из портландцемента с фактической активностью  $R_{ц}=45$  МПа, и заполнителя (песок средней крупности, гранитный щебень фракции 10...25 мм). В бетон класса В45 вводили суперпластификатор С-3 в количестве 9 кг на 1 м<sup>3</sup> бетонной смеси. Образцы бетонировали в горизонтальном положении, они твердели в естественных условиях. Характеристики

опытных образцов приведены в таблице.

Испытания проводили на прессе ПММ-1000 в возрасте 90...120 сут. Образцы устанавливали в пресс и центрировали с помощью специального металлического кондуктора. Нагружение вели этапами по 0,1, а перед разрушением по 0,05 ожидаемой разрушающей нагрузки. Разрушающую нагрузку контролировали по показанию манометра прессы и специальным динамометром, представляющим предварительно отградуированную нижнюю опору прессы, подключенную к автоматической регистрирующей системе СИИТ-3 и осциллографу Н-

Шифр колонны	$R_b$ , МПа	$E_b$ , МПа	$\epsilon_b \cdot 10^{-5}$	$\epsilon_s \cdot 10^{-5}$	$\epsilon_{bt} \cdot 10^{-5}$	$\epsilon_{st} \cdot 10^{-5}$	$N_{оп}$ , кН	$N^T$ , кН	$N_{оп}/N^T$
K-1-1	26,0	28081	-406/-417	-360/-354	90/77	40/14	3790	3847,5	0,985
K-1-2	26,0	28081	-420/-417	-390/-354	120/77	70/14	3726	3847,5	0,968
K-1-3	26,0	28081	-480/-477	-420/-409	60/51	-20/-16	5305	5344,0	0,992
K-1-4	29,6	30224	-450/-456	-400/-391	40/53	-20/-11	5200	5625,0	0,924
K-1-5	29,6	30224	-540/-605	-500/-512	30/125	0/32	6230	6529,0	0,954
K-1-6	29,6	30224	-620/-647	-560/-549	40/135	-10/37	6000	6529,0	0,919
K-11-1	55,0	36806	-320/-328	-300/-278	43/61	15/11	6020	6153,0	0,978
K-11-2	65,0	41244	-380/-320	-340/-271	70/60	22/11	6530	6978,0	0,935
K-11-3	55,0	36806	-420/-362	-390/-309	110/52	20/-0,2	8100	7340,6	1,103
K-11-4	65,0	41244	-400/-347	-370/-295	100/52	20/1	8186	8148,8	1,004
K-11-5	55,0	36806	-480/-367	-420/-320	30/37	19/15	8416	8579,0	0,980
K-11-6	65,0	41244	-440/-351	-400/-297	30/62	20/13	9100	8880,0	1,024

Примечание. Перед чертой — опытные значения; после черты — расчетные.

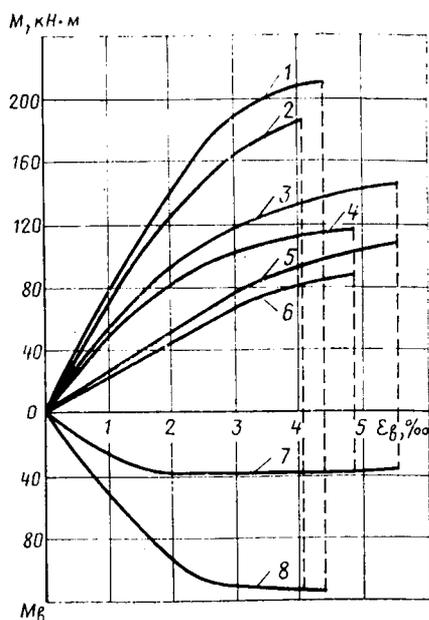


Диаграмма момент — относительная деформация бетона по наиболее сжатой грани колонны

1...4 — значения моментов от внешнего усилия в колоннах К-II-6, К-II-3, К-I-6, К-I-3; 5 — значения момента усилия, воспринимаемого арматурой в колоннах К-II-6, К-I-6 ( $\mu=6\%$ ); 6 — то же, в колоннах К-II-3, К-I-3 ( $\mu=4\%$ ); 7 — значение момента усилия, воспринимаемого сжатым бетоном в колоннах К-I-6, К-I-3; 8 — то же, в колоннах К-II-6, К-II-3

117. Деформации по граням колонн измеряли индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе 500 и 150 мм и электротензодатчиками на базе 20 и 50 мм, установленными на арматуре и бетоне. Отсчеты по приборам снимали сразу после приложения нагрузки и после 10-минутного выдерживания. Колонны разрушились с исчерпанием несущей способности образца. При этом наблюдался отрыв защитного слоя бетона наиболее сжатой грани, сопровождаемый искривлением сжатых стержней.

При увеличении  $\mu$  с 2 до 6% несущая способность колонн возросла на 30...36%, предельные деформации бетона на 25...35%. При увеличении прочности бетона несущая способность повысилась на 30...40%, а предельные деформации уменьшились на 15...20%.

Напряженно-деформированное состояние элемента в значительной степени определяется предельными деформациями крайнего сжатого волокна бетона. В опытах во всех образцах они достигали  $\varepsilon_{b, \max} = 3...6\%$ , что соответствовало нисходящему участку диаграммы деформирования бетона « $\sigma_b - \varepsilon_b$ ». Коэффициент поперечных деформаций  $\nu = 0,4...0,5$ . Реализация таких деформаций в сжатом бетоне позволила получить достаточно высокие напряжения в сжатой арматуре. Напряжения в арматуре клас-

са Ати-V наиболее нагруженной грани достигали 680...870 МПа.

В результате установлено, что в нормальном сечении колонны деформации распределяются по высоте сечения по закону, близкому к линейному. Средние деформации сжатой и растянутой арматуры удовлетворительно совпадают по линейной зависимости с деформациями сжатого бетона.

Особый интерес представлял характер перераспределения усилий между бетоном и арматурой. На основе экспериментальных данных построили зависимости « $M_r^{оп}, M_{sc}, M_b - \varepsilon_b$ », по которым можно определить усилия, воспринимаемые арматурой и бетоном, а также их соотношения в общей несущей способности образца. Анализ полученных графиков и процесс разрушения колонн показал, что разрушение сжатого бетона и одновременно потеря устойчивости сжатой арматуры обратно пропорционально зависят от  $M_b$  в сжатом бетоне. Потеря устойчивости сжатых стержней в бетоне класса В22,5 происходила при напряжениях 800...870 МПа, а в бетоне класса В45 — 600...670 МПа. Это объясняется тем, что большее продольное усилие вызывает и большие поперечные усилия, действующие в сжатом бетоне на арматурный стержень как внешняя нагрузка.

Отношение момента усилия, воспринимаемого арматурой к моменту усилия в сжатом бетоне  $M_a/M_b$ , определяет характер перераспределения усилий в нормальном сечении колонны и предельную деформацию крайнего сжатого волокна бетона. В образцах из бетона класса В22,5  $M_a/M_b = 0,8...2$ . Перераспределение усилий наблюдалось уже на первых этапах приложения внешней нагрузки, благодаря чему деформации крайнего сжатого волокна бетона перед разрушением достигали 4...6%. При использовании бетона класса В45  $M_a/M_b = 0,4...0,8$ . Перераспределение усилий отмечалось лишь в момент разрушения. Арматура в данном случае обладает недостаточной жесткостью по сравнению с жесткостью бетона и не способна создать стесненные условия, необходимые для реализации в бетоне значительных деформаций. Для осуществления таких условий необходимо повысить содержание продольной арматуры или увеличить класс арматуры.

Оценка несущей способности по методу [2] приведена в таблице. При этом установлено удовлетворительное совпадение опытных и расчетных деформаций в бетоне и арматуре.

#### Выводы

Высокопрочная арматура во внецентренно сжатых колоннах при обычном поперечном армировании (хомутами)

увеличивает предельную деформативность сжатого бетона.

Повышение предельных деформаций в сжатом бетоне и связанное с ней перераспределение усилий между бетоном и арматурой позволило реализовать в высокопрочной сжатой арматуре напряжения 600...870 МПа, что выше нормируемых значений.

Степень реализации максимального использования материала зависит от отношения усилий (жесткостей), приходящихся на арматуру и бетон.

Методика, предложенная в работе [2], хорошо соответствует эксперименту — получаемые при этом расчетные данные с достаточной полнотой и достоверностью раскрывают действительное напряженно-деформированное состояние материалов в сечении.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Матков Н. Г. Исследование работы колонн и стыков с арматурными сердечниками в каркасах повышенной этажности. Элементы и узлы каркасов многоэтажных зданий — М.: НИИЖБ, 1980. — С. 60—70.
2. Додонов М. И., Фролов А. К., Ким Л. В. Прочность по нормальным сечениям внецентренно-сжатых железобетонных элементов с высокопрочной арматурой. Изв. вузов. Стр-во и архитектура. — 1987. — № 7. — С. 1—5.

#### Новые книги

Александрян А. Г., Быстрицкий Я. Е. Охрана труда: Для техникумов по спец. «Пр-во стрит. изделий и железобетон. конструкций». — М.: Высш. шк., 1989. — 143 с. — 30 к.

Шкуратовский Г. Д., Шинкарев Б. М. Сварочные работы: Справочник рабочего. — Киев: Будивельник, 1988. — 318 с. 1 р. 10 к.

Слесарев Ю. М. Приготовление бетонной смеси и строительного раствора: Для ПТУ. — 3-е изд., перераб., доп. — М.: Высш. шк., 1989. — 160 с. — 25 к.

Климовский Л. П. Производство строительных работ в зимнее время: Справочник рабочего. — 3-е изд., перераб., доп. — Киев, Будивельник, 1989. — 223 с. — 85 к.

Чирков Ю. Б., Коломиец В. Д. Напорное бетонирование монолитных конструкций и сооружений. — Киев: Будивельник, 1989. — 95 с. — (Б-ка строителя). — 50 к.

Шкелев Л. С. Сопротивление материалов и основы строительной механики: Для вузов. — Киев: Вища шк., 1989. — 248 с. — 95 к.

Ф. А. ГОФШТЕЙН, канд. техн. наук, Е. Л. СОЛНЦЕВ, инж. (Карагандинский Промстройпроект); В. Я. ГИММЕЛЬФАРБ, инж. (Казметаллургстрой)

## Эффективные конструкции сборных фундаментов под колонны

Карагандинский Промстройпроект совместно с трестом Казметаллургстрой разработали новый тип эффективных сборных железобетонных фундаментов под колонны зданий из легких металлических конструкций. Отличительная их особенность заключается в эффективной геометрической форме (рис. 1) — плитном расширенном оголовке, тонкостенном подколонице и призматической подошве, что уменьшает более чем в два раза расход бетона по сравнению с типовыми монолитными фундаментами серии 1.412 при одинаковом расходе арматуры.

Унификация фундаментов под различные базы колонн и нагрузки, характерные для зданий из легких металлических конструкций, позволила сократить число типов фундаментов до четырех высотой от 1800×2700 мм с шириной подошвы от 1500×1800 до 2400×4200 мм.

Таким образом, около ста типоразмеров фундаментов можно выпускать всего в четырех формах. Высоту фундаментов изменяют переменным прямоугольным подколонице, размеры плитной части подошвы меняют, варьируя вкладыши, при постоянном уклоне граней призмы.

Размеры подошв фундаментов, расчет и армирование выбирают в зависимости от инженерно-геологических условий стройплощадки и действующих нагрузок в соответствии с требованиями норм.

Для фундаментов типов 1, 2 предусмотрены вырезы в углах подошв, что снижает расход бетона\*.

Кроме этого, разработаны опалубочные формы с навесными вибраторами для изготовления фундаментов, снабженные паровой рубашкой, и утепленные, что позволяет использовать их как на заводах и полигонах ЖБИ, так и на стройплощадках. В последнем случае более эффективен электропрогрев бетона. Фундаменты до установки в проектное положение следует изолировать от воздействия агрессивных грунтовых вод и грунта.

Технико-экономическое сопоставление и опыт применения сборных фундаментов показали их высокую эффективность (рис. 2). Так, расход бетона по сравнению с монолитными фундаментами снижается более чем в два раза, стоимость

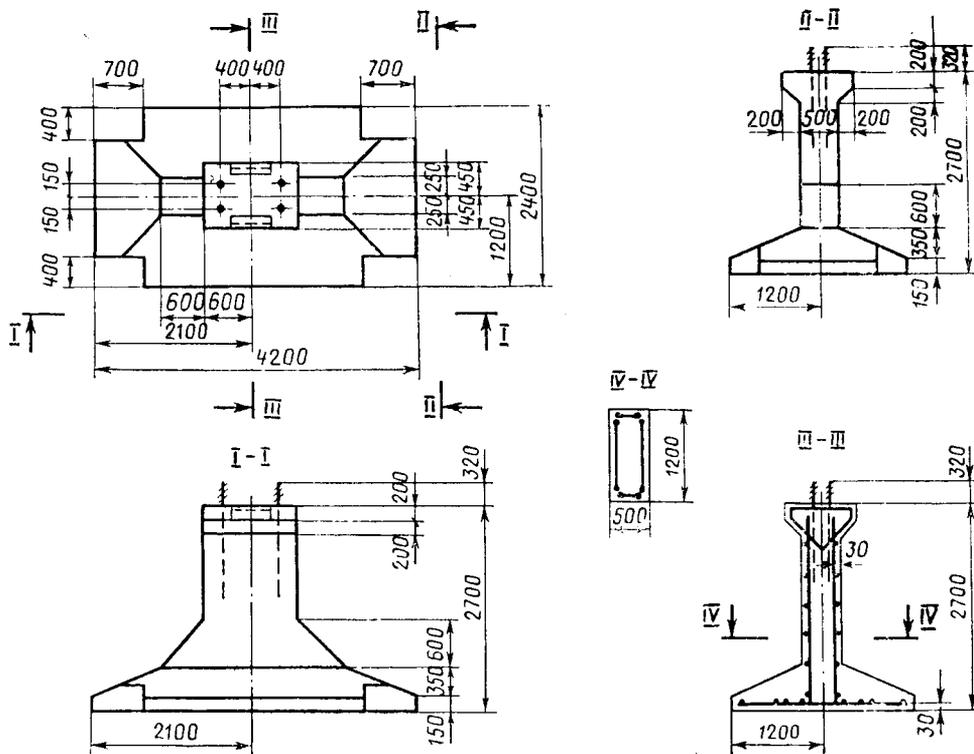


Рис. 1. Сборный фундамент



Рис. 2. Монтаж сборных фундаментов

на 16...25%, трудозатраты на стройплощадке уменьшаются в три раза. Существенно повышается качество работ.

Рабочую документацию на фунда-

менты и опалубочные формы можно получить в Карагандинском Промстройпроект по адресу: 470023, Караганда, пр. Н-Абдилова, 3.

\* Сорочан Е. А. Фундаменты промышленных зданий. — М.: Стройиздат, 1986. — 303 с.

## Влияние вынужденных смещений опор колонн на несущую способность каркасов многоэтажных зданий

Специфика строительства многоэтажных каркасных зданий, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях (просадочные и насыпные грунты, подрабатываемые территории и др.), заключается в необходимости учета кроме обычных факторов (силовых нагрузок) воздействий, вызванных неравномерными деформациями оснований (линейные и угловые перемещения фундаментов). Передаваясь на здания, они вызывают в конструкциях дополнительные усилия и деформации, влияют на их несущую способность, эксплуатационную пригодность и долговечность.

В связи с этим для обеспечения безотказной работы конструкций зданий в таких грунтовых условиях применяют различные защитные, в том числе конструктивные, мероприятия, предотвращающие передачу на наземное строение воздействий, обусловленных деформациями земной поверхности.

Такой подход не реализует резервов несущей способности каркасов наземного строения на воздействия неравномерных деформаций основания, что приводит к перерасходу материалов (стали и бетона) в конструкциях фундаментно-подвальной части. Передача же опре-

деленной части деформационных воздействий на наземное строение позволит снизить стоимость защитных мероприятий, повысить эксплуатационную надежность и расширить область применения многоэтажных каркасных зданий в сложных грунтовых условиях.

Для изучения влияния вынужденных смещений опор колонн на несущую способность каркасов многоэтажных зданий в НИИСКе были проведены экспериментально-теоретические исследования. При этом использовали пространственный фрагмент многоэтажного каркасного здания в  $1/2$  натуральной величины и плоскую раму из этого фрагмента [1]. В средней раме пространственного фрагмента применяли ригели с полным и частичным (50% полного) преднапряжением (рис. 1). В качестве базового приняли рамный вариант каркаса межвидового назначения с сеткой колонн  $9 \times 6$  м под расчетную нагрузку на перекрытия  $12,5 \text{ кН/м}^2$ . Испытания проводили на совместное действие расчетных вертикальных силовых нагрузок и деформационных воздействий типа вынужденных смещений опор колонн.

Фрагмент загружали равномерно рас-

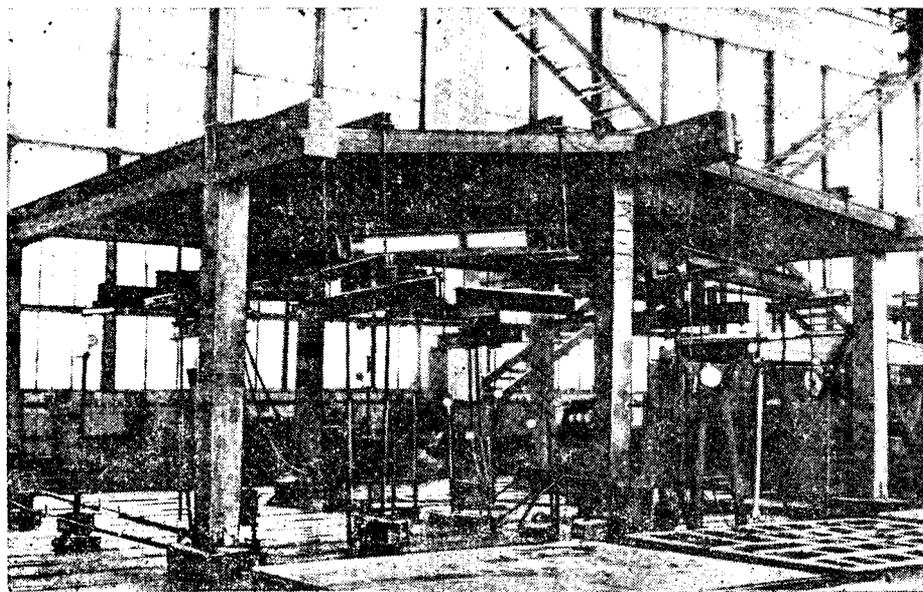
пределенной нагрузкой ( $q = 12,5 \text{ кН/м}^2$ ) с сосредоточенным пригрузом ( $F = 45 \text{ кН}$ ) и без пригруза консольных ригелей, имитирующего влияние соседних пролетов. Плоскую раму загружали системой сосредоточенных сил, эквивалентных равномерно распределенной нагрузке пространственного фрагмента.

Пространственный фрагмент и плоскую раму испытывали до физического разрушения хотя бы одного сечения несущего элемента конструкции. Такое состояние рассматривали как предельное, поскольку при этом не исключалась возможность разрушения измененной в конструктивном отношении системы только от действия силовой нагрузки.

Предельное состояние (исчерпание несущей способности) наблюдалось при вынужденном подъеме опоры колонны средней рамы фрагмента на высоту  $\Delta_s = 23 \text{ см}$  ( $\Delta_s/L = 0,05$ ). Сначала разрушился догружаемый опорный участок ригеля средней рамы вследствие раздробления бетона сжатой зоны и разрыва растянутой арматуры, а затем и противоположный разгружаемый участок из-за отрыва нижней (теперь уже растянутой) арматуры от закладной детали консоли колонны. При этом произошло превращение жестких сопряжений ригеля в шарнирные, которое в силу специфики конструкции не повлекло общего разрушения фрагмента, а изменило лишь его статическую работу — средняя рама фрагмента перестала реагировать на задаваемые вынужденные смещения опоры колонны.

При испытании аналогичного фрагмента без пригруза консольных ригелей такое состояние средней рамы наступило в результате разрушения только одного разгружаемого опорного узла ригеля при подъеме колонны на  $\Delta_s = 18,5 \text{ см}$ . В этом случае на характере исчерпания несущей способности фрагмента сказались влияние первоначального снижения опорных усилий в ригеле средней рамы от действия силовой нагрузки и несовершенства конструктивного решения жесткого сопряжения ригеля с колонной при восприятии им знакопеременных изгибающих моментов. Такое же преждевременное исчерпание несущей способности отмечалось и

Рис. 1. Испытания пространственного фрагмента



во фрагменте с частично преднапряженным ригелем средней рамы. При этом раньше разрушился догружаемый опорный узел ригеля вследствие более раннего образования трещин и снижения жесткости его пролетных сечений.

При испытании плоской рамы качественный характер распределения усилий в элементах рамы не изменился по сравнению со средней рамой фрагмента. Однако характерные стадии напряженно-деформированного состояния конструкций (образование трещин, текучесть арматуры) наступили на более низких уровнях нагружения — сказало отсутствие настила перекрытия и его разгружающего влияния на ригель (повышение жесткости пролетного сечения).

Отсутствие настила перекрытия вызвало повышенную податливость плоской рамы в своей плоскости. В результате прирост дополнительных усилий в ее элементах с увеличением высоты подъема колонны существенно замедлился и исчерпание несущей способности рамы произошло при  $\Delta_s = 27$  см. При этом наблюдалось разрушение всего догружаемого стыка «ригель — колонна» по нормальным и наклонным (в теле колонны) сечениям.

Наиболее достоверно и полно степень возможного участия каркасов в общей работе зданий при неравномерных деформациях основания можно установить на основе учета нелинейности деформирования конструкций и оснований.

Учет нелинейной работы железобетона позволяет более достоверно определять фактическое распределение жесткостей в элементах системы и на этой основе снижать расчетные значения дополнительных усилий в зонах экстремальных значений параметров напряженно-деформированного состояния от вынужденных смещений опор колонн.

Для учета нелинейных свойств железобетона в расчетах каркасов многоэтажных зданий, взаимодействующих с неравномерно деформируемым основанием, в НИИСКе предложена методика расчета плоских железобетонных стержневых конструкций на совместное действие силовых нагрузок и деформационных воздействий [2].

Результаты разработанной расчетной методики сопоставили с данными исследований пространственного фрагмента и плоской рамы. Поскольку пространственный фрагмент решен по смешанной конструктивной схеме (рамной в поперечном и связевой в продольном направлениях) и при испытании поворот

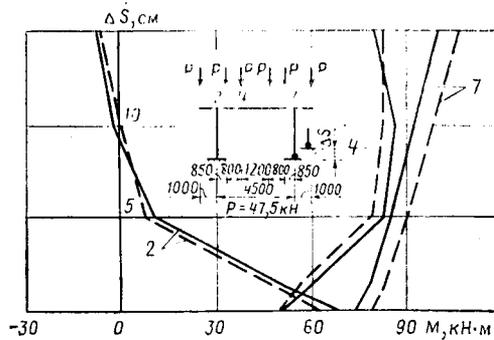


Рис. 2. Графики зависимости изгибающих моментов в сечениях ригеля от вынужденных смещений опор колонны  
— опыт; — — — расчет  
2, 4, 7 — значения моментов в опорных и пролетном сечениях ригеля

фрагмента в плане отсутствовал, его расчетная схема для основного (поперечного) направления состояла из плоских рам. Среднюю раму опытного фрагмента на совместное действие силовых нагрузок и вынужденные смещения опоры колонны рассчитывали как линейно-упругую и по предлагаемой методике, реализуемой по специальной программе расчета на ЭВМ. При достижении конструкцией предельного состояния по прочности расчет прекращали. В качестве критерия прочности принимали физическое разрушение хотя бы одного наиболее напряженного расчетного сечения элемента, которое произошло вследствие достижения в нем предельных деформаций материалов (бетона или арматурной стали). С практической точки зрения такой критерий вполне оправдан и, как показали экспериментальные исследования, весьма эффективен для оценки несущей способности конструкций при воздействии неравномерных деформаций оснований.

В результате проведенных расчетов определили несущую способность системы и установили характер ее разрушения, выявили особенности распределения усилий и деформаций в элементах рамы на всех стадиях нагружения. В процессе расчета проверяли также ограничения предельных состояний второй группы.

При сопоставлении результатов расчетов с опытными данными обнаружены существенные недостатки традиционных упругих методов, принятых в проектных организациях. Установлено, что такие методы значительно (до двух раз), занижают несущую способность рам (результат непосредственного влияния жесткости конструкций на действующие в них усилия).

Использование предлагаемой методики позволяет более точно оценивать

действительную несущую способность опытных конструкций. В данном случае вычисленные величины достаточно хорошо согласуются с опытными данными — отношение расчетного предельного вынужденного смещения опоры колонны к опытному значению  $\Delta_s^T / \Delta_s^e = 1,04$ . Кроме того, наблюдается вполне удовлетворительное согласование характера разрушения конструкций, распределения усилий и перемещений в ее элементах (рис. 2). Разница усилий не превышает 6, перемещений — 10%.

С целью выявления эффективности применения расчетной методики при нахождении предельно допустимых для многоэтажных каркасных зданий параметров неравномерных деформаций оснований провели численные исследования поперечных рам каркасов из типовых конструкций серий 1.420—12 и 1.420—6 различных габаритных схем на просадочном основании. В результате установлено, что пределы применимости каркасов многоэтажных зданий в условиях неравномерных деформаций оснований (согласно СНиП 2.02.01—83 относительная неравномерность вертикальных осадок  $(\Delta_s/L)_u \leq 0,002$ ), могут быть значительно расширены. Так для каркасов с сеткой колонн 6×6 м аналогичные параметры составляют 0,01 ( $\Delta_s = 6$  см), а при увеличении сетки колонн до 12×6 м они достигают 0,02 ( $\Delta_s = 25$  см).

#### Выводы

Экспериментально-теоретическими исследованиями выявлены резервы несущей способности каркасов многоэтажных зданий, взаимодействующих с неравномерно деформируемым основанием. При этом исчерпание несущей способности рамных каркасов происходит при  $\Delta_s/L = 0,05$ .

Сопоставление результатов численных исследований поперечных рам каркасов с опытными данными подтвердило эффективность разработанного метода расчета в случае взаимодействия многоэтажных зданий из типовых конструкций с деформируемым основанием, что позволило значительно расширить область их применения.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Манискевич Е. С., Заварзин Ю. В. О некоторых особенностях деформирования многоэтажных каркасных зданий при вынужденных смещениях опор // Конструкция зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях. — М.: ЦНИИСК, 1984. — С. 58—65.
2. Манискевич Е. С., Вальчук Д. Г., Заварзин Ю. В. К расчету каркасов многоэтажных зданий на деформационные воздействия // Строительство и архитектура. — 1983. — № 3. — С. 15—16.

Б. А. ОДНОЛЬКО, А. В. ЖДАНОВ, инженеры (ГПИ-4, Ташкент)

## Расчет поперечной арматуры в железобетонных элементах

В СНиП 2.03.01—84, введенном в действие с 01.01.86, по сравнению с отмененным СНиП II-21-75 заметно изменен расчет железобетонных элементов с поперечной арматурой на действие поперечной силы.

За истекший период установлено, что требуемое для обеспечения прочности насыщение железобетонных элементов хомутами по новой методике оказывается, как правило, значительно бóльшим, чем по старой.

В качестве примера рассмотрим наиболее распространенную балку, нагруженную сосредоточенной силой (см. рисунок). Бетон класса В20,  $R_b = 11,5$  МПа,  $R_{bt} = 0,9$  МПа. Поперечная арматура в полке не заанкерена.

Поскольку

$$Q = 0,165 \text{ МН} > \varphi_{bs} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 0,2 \cdot 0,4 = 0,0432 \text{ МН}$$

$$Q = 0,165 \text{ МН} < 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0 = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 0,885 \cdot 11,5 \cdot 0,2 \cdot 0,4 = 0,244 \text{ МН},$$

то размеры сечения достаточны, а поперечная арматура требуется по расчету.

Из рисунка видно, что  $C = 1,35$  м, но так как

$$C \text{ не может быть больше, чем } (\varphi_{b2}/\varphi_{b3}) h_0, \text{ то } C = (2,0/0,6) \cdot 0,4 = 1,333 \text{ м.}$$

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C} = \frac{2,0 \cdot 0,9 \cdot 0,2 \cdot 0,4^2}{1,333} = 0,0432 \text{ МН};$$

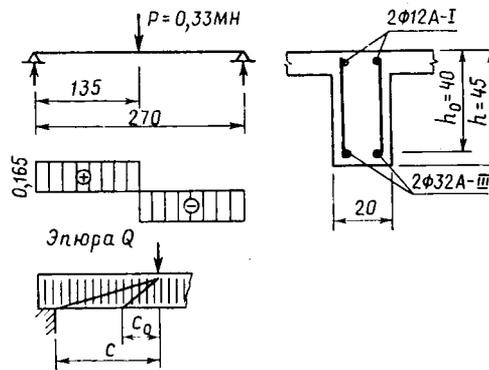
$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{C_0} = \frac{Q - Q_b}{\sqrt{\frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}}} = \frac{(Q - Q_b)^2}{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2} = \frac{(0,165 - 0,0432)^2}{2,0 \cdot 0,9 \cdot 0,2 \cdot 0,4^2} = 0,2575 \text{ МН/м.}$$

При этом длина проекции наклонной трещины

$$C_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2,0 \cdot 0,9 \cdot 0,2 \cdot 0,4^2}{0,2575}} = 0,47 \text{ м.}$$

Условия ограничения длины  $C_0 = 0,47$  м проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента  $C_0 \geq h_0 = 0,4$  м и  $C_0 \leq 2h_0 = 2 \cdot 0,4 = 0,8$  м соблюдаются. Удовлетворяется также условие (33)

$$q_{sw} = 0,2575 > \frac{\varphi_{bs} R_{bt} b}{2} = \frac{0,6 \cdot 0,9 \cdot 0,2}{2} = 0,054 \text{ МН/м.}$$



Усилие в хомутах на единицу длины элемента  $q_{sw} = 0,2775$  МН/м можно считать окончательным. Ему удовлетворяют двухсрезные хомуты  $\varnothing 12$  А-I с шагом 150 мм. Действительно,

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} S}{R_{sw}} = \frac{0,2575 \cdot 0,15}{175} = 2,21 \text{ см}^2.$$

В приведенной выше статье на конкретном примере показано, что расчет по СНиП 2.03.01—84 предусматривает большее количество поперечной арматуры в железобетонных балках, чем СНиП II-21-75. Действительно, в методику расчета прочности по наклонным сечениям введены изменения, направленные на

По СНиП II-21-75 требуемое количество хомутов следовало определять по формуле (76)

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2} = \frac{0,165^2}{2,0 \cdot 0,4 \cdot 0,9 \cdot 0,2 \cdot 0,4^2} = 0,1182 \text{ МН/м.}$$

Условие (78)  $q_{sw} = 0,1182 > R_{bt} b/2 = 0,9 \cdot 0,2/2 = 0,09$  МН/м выполняется. Этому значению  $q_{sw}$  удовлетворяют двухсрезные хомуты  $\varnothing 8$  А-I с шагом 150 мм.

Из сравнения результатов видно, что требуемое количество хомутов в рассматриваемой балке по новой методике больше, чем по старой в  $0,2575/0,1182 = 2,16$  раза. При увеличении нагрузки превышение несколько возрастет и достигнет максимальной величины  $\sim 2,37$  раза.

Столь неожиданный вывод настораживает и порождает озабоченность о надежности железобетонных сооружений, запроектированных и построенных в последние двадцать лет по СНиП II-B.1-62 и СНиП II-21-75, поскольку хомуты в элементах не всегда устанавливали только по конструктивным соображениям.

Следовало бы на страницах журнала осветить положенные в основу новой методики опытные и теоретические предпосылки, столь радикально меняющие представление о работе поперечной арматуры в железобетонных элементах.

### Наш комментарий

снижение в некоторых случаях несущей способности, в частности при сосредоточенных нагрузках с большим относительным пролетом среза  $a/h_0$ . Анализом опытных данных установлено, что СНиП II-21-75 при больших относительных пролетах среза существенно переоценивал опытную несущую способность, что

безусловно требовало введения соответствующих изменений в методику расчета\*. В результате сравнения, выполненного в последнее время различными авторами, установлено, что надежность расчета по наклонным сечениям существенно ниже, чем по нормальным. Расчет прочности на действие поперечных сил по зарубежным нормам дает более осто-

\* Гвоздев А. А., Залесов А. С., Зиганшин Х. А. Прочность элементов с двузначной эпурой моментов на действие поперечных сил // Бетон и железобетон. — 1982. — № 3. — С. 38—39.

Гвоздев А. А., Залесов А. С. Новая трактовка расчета прочности наклонных сечений в СНиП 2.03.01—84 // Бетон и железобетон. — 1985. — № 10. — С. 37—38.

рожные результаты, чем по СНиПу. Таким образом, введение указанных изменений в СНиП вполне оправдано. Однако из этого не следует делать выводы о ненадежности железобетонных конструкций, запроектированных по ранее действовавшим СНиПам, а также об общем повышении расхода поперечной арматуры в конструкциях, рассчитанных по СНиП 2.03.01—84. Общая надежность определяется большим числом факторов запаса, вводимых в расчет, а не только точностью расчетных формул. При этом в одних случаях надежность получается

выше, в других — несколько ниже. При совершенствовании методов расчета стремятся к обеспечению равной надежности. Поэтому в новом СНиПе по многим позициям расчета по наклонным сечениям, там где имелись излишние запасы, введены изменения, направленные на сокращение расхода поперечной арматуры (учет влияния преднапряжения, свесов сжатых полок, расчет по раскрытию наклонных трещин, расчет коротких консолей и т. д.). В целом при определенном выравнивании надежности удастся снизить расход материалов.

## Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 69.024.725.4.003.13

Матвеев К. М., Сидоренко М. П., Клевцов В. А. Эффективные сборные преднапряженные конструкции покрытий одноэтажных промзданий // Бетон и железобетон. — 1989. — № 5. — С. 2—4.

Описаны новые железобетонные преднапряженные конструкции покрытий зданий с малоуклонной кровлей: стропильные полигональные фермы пролетом 18 и 24 м и достропильные фермы пролетом 12 м; стропильные шпренгельные фермы пролетом 18 и 24 м; пространственные элементы покрытия на пролет типа ПСП размером 3×18 м и подстропильные шпренгельные формы пролетом 12 м. — Ил. 5. — Библиогр.: 8 назв.

УДК 624.016.5:725.4

Каркасы с элементами жесткости для одноэтажных промзданий / Р. А. Гершанок, А. В. Иванов, В. А. Клевцов и др. // Бетон и железобетон. — 1989. — № 5. — С. 5—6.

Описаны конструктивная схема каркасов одноэтажных промышленных зданий в виде усиленных колонн, технико-экономические показатели этого решения и пример его использования при проектировании каркаса зданий Шяуляйского кожевенного завода. — Табл. 1, ил. 3. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.073.74

Костюковский М. Г. Развитие балочной системы конструкций покрытий производственных зданий // Бетон и железобетон. — 1989. — № 5. — С. 7—8.

Дан краткий технико-экономический анализ конструкций покрытий со стропильными фермами и балками; показаны существенные преимущества балочных конструкций для покрытий пролетами 18 и 24 м, целесообразность применения схемы конструкций без подстропильных элементов зданий с шагом колонн 12 м, без кранов, с опорными и подвесными кранами. — Ил. 1, табл. 1. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.012.45:725.4

Королев А. Н., Выжигин Г. В., Волков А. А. Конструкции многэтажных производственных зданий с безбалочными перекрытиями // Бетон и железобетон. — 1989. — № 5. — С. 8—9.

Приведены материалы по исследованиям, проектированию, строительству сборных железобетонных конструкций многэтажных зданий с безбалочными перекрытиями. Даны основные области их применения. — Ил. 2.

УДК 624.012.45:725.4

Людковский И. Г. Большепролетные промздания с подвесным крановым оборудованием // Бетон и железобетон. — 1989. — № 5. — С. 10—14.

Рассмотрены большепролетные промздания, не подверженные «моральному износу». Доказана целесообразность укрупнения ячеек при перекрытии больших пролетов. На примере реконструкции заводов АЗЛК и «Фрезер» показано, что при увеличении площади ячеек в 30...90 раз подлежат демонтажу сотни существующих колонн, что увеличивает общую полезную производственную площадь. — Ил. 5. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 69.057.16:725.4.004.1

Болтухов А. А., Добромыслов А. Н. Эксплуатационные качества инженерных сооружений промышленных предприятий // Бетон и железобетон. — 1989. — № 5. — С. 17—18.

Приводятся недостатки, дефекты и повреждения, выявленные при обследовании большого числа эксплуатируемых сооружений: резервуаров, эстакад под технологические трубопроводы, тоннелей, транспортных галерей и др. — Ил. 3.

УДК 624.073

Исследование плит на пролет типа ПСП размером 3×18 м / А. И. Бедов, С. В. Горбатов, В. А. Чистяков и др. // Бетон и железобетон. — 1989. — № 5. — С. 18—20.

Рассмотрено новое конструктивное решение плит длиной на пролет типа ПСП размером 3×18 м для покрытий одноэтажных зданий различного назначения. Дано описание экспериментальных исследований плит при кратковременном нагружении. — Ил. 4, табл. 1.

УДК 624.074.4

Преднапряженные пластины-оболочки для производственных зданий / В. И. Ефимов, В. И. Колчунов, С. И. Матюшенко, А. М. Степанов // Бетон и железобетон. — 1989. — № 5. — С. 21—23.

Изложены результаты исследований натуральных образцов преднапряженной в двух направлениях железобетонной пластины — цилиндрической оболочки. Показана возможность и технико-экономическая целесообразность применения таких конструкций для комбинированных пространственных покрытий одноэтажных производственных зданий с разрешенной установкой панелей-оболочек на пролет коммуникационного типа. — Ил. 3. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 69.025.22.002.237

Габрусенко В. В., Гришанов Л. Д., Якушин В. А. Усовершенствованные арочные решетчатые балки пролетом 12 м // Бетон и железобетон. — 1989. — № 5. — С. 23—25.

Представлена новая конструкция стропильных решетчатых балок, отличающихся от типовой экономией материалов и трудозатрат при изготовлении. Приведены результаты экспериментальных исследований натуральных образцов. — Ил. 5, табл. 2. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.012.35

Внецентренно сжатые колонны под тяжелые нагрузки / В. Н. Байков, А. К. Фролов, Л. В. Ким, Н. Г. Матков // Бетон и железобетон. — 1989. — № 5. — С. 25—26.

Приведены результаты экспериментально-теоретического исследования внецентренно сжатых колонн с продольной высокопрочной арматурой. Испытанием на действие кратковременной статической нагрузки определены напряженно-деформированное состояние нормального сечения колонны и характер перераспределения усилий в бетоне и арматуре на всех этапах нагружения. Произведено сравнение результатов расчета при полных диаграммах деформирования применяемых материалов с опытными данными. — Ил. 1, табл. 1. — Библиогр.: 2 назв.

## CONTENTS

*Matveev K. M., Sidorenko M. P., Klevtsov V. A.* Efficient precast prestressed structures of coverings of one-storeyed industrial buildings

*Gershanok R. A., Ivanov A. V., Klevtsov V. A., Reventas A. B., Elenbergas V. B.* Frames with elements of rigidity for one-storeyed industrial buildings

*Kostukovsky M. G.* Development of the beam system of covering structures for industrial buildings

*Korolev A. N., Vyzhigin G. V., Volkov A. A.* Structures of multi-storeyed industrial buildings being without beams overlappings

*Ludkovsky I. G.* Great-bayed industrial buildings with suspended equipment of crane

*Zhukovsky E. Z., Shablja V. Ph.* Precast envelopes of foof of autobus fleet in Moscow

*Boltukhov A. A., Dobromyslov A. N.* Service qualities of engineer structures of industrial enterprises

*Bedov A. I., Gorbatov S. V., Tchisjakov V. A., Sasonko L. V., Shprits E. S., Matveev K. M.* Investigation of slabs on bay of PSP type with demensions of 3×18 m

*Koltchunov V. I., Efimov V. I., Matjushenko S. I., Stepanov A. M.* Prestressed plates-envelopes for industrial buildings

*Gabrussenko V. V., Grishanov L. D., Yakushin V. A.* Improved arch-lattice beams with bay equal to 12 m

*Bajkov V. N., Phrolov A. K., Kim L. V., Matkov N. G.* Columns with out-centre compressing under heavy loadings

*Gofshstein Ph. A., Solntsev E. I., Gimmeljarb V. Ya.* Efficient structures of precast foundations under columns

*Maniskevitch E. S., Zavarzine Yu. V.* Influence of forced displacements of supports of columns on bearing capacity of frames of multi-storeyed buildings

## CONTENU

*Matveev K. M., Sidorenko M. P., Klevtsov V. A.* Les structures efficaces préfabriquées précontraintes des revêtements pour des bâtiments sans-étage

*Gherchanok R. A., Ivanov A. V., Klevtsov V. A., Reventas A. B., Elenbergas V. B.* Les carcasses avec des éléments de rigidité pour les bâtiments industriels sans-étage

*Kostukovsky M. G.* Le développement du système des poutres pour les structures des revêtements des bâtiments industriels

*Korolev A. N., Vyzhigin G. V., Volkov A. A.* Les structures des bâtiments industriels à plusieurs étages avec des revêtements sans poutres

*Ludkovsky I. G.* Les bâtiments industriels à grandes travées avec l'équipement suspendu de grue

*Zhoukovsky E. Z., Chablja V. Ph.* Les enveloppes préfabriquées du revêtement du parc des autobus à Moscou

*Boltoukhov A. A., Dobromyslov A. N.* Les qualités de service des ouvrages de génie civil des entreprises industriels

*Bedov A. I., Gorbatov S. V., Tchistjakov V. A., Sasonko L. V., Chprits E. S., Matveev K. M.* Les études des dalles sur la travée du type PSP avec les dimensions égaux à 3×18 m

*Koltchounov V. I., Ephimov V. I., Matuchenko S. I., Stepanov A. M.* Les plaques-envelopes précontraintes pour les bâtiments industriels

*Gabrussenko V. V., Grichanov L. D., Yakouchine V. A.* Les poutres vouteuses en treillis perfectionnées ayant une travée de 12 m

*Bajkov V. N., Phrolov A. K., Kim L. V., Matkov N. G.* Les colonnes comprimées hors du centre sous les charges lourds

*Gofshstein Ph. A., Solntsev E. L., Gimmelpharb V. Ya.* Les structures efficaces des fondations préfabriquées sous les colonnes

*Maniskevitch E. S., Zavarzine Yu. V.* L'influence des déplacements forcés des appuis des colonnes sur la capacité portante des carcasses des bâtiments à plusieurs étages

## INHALTSVERZEICHNIS

*Matwejew K. M., Sidorenko M. P., Klewzow W. A.* Effektive vorgespannte Fertigteildachkonstruktionen für eingeschossige Industriegebäude

*Gerschanock R. A., Iwanow A. W., Klewzow W. A., Rewentas A. B., Elenbergas W. B.* Gerippe mit Versteifungsgliedern für eingeschossige Industriegebäude

*Kostjukowskij M. G.* Entwicklung des Balkensystems von Dachkonstruktionen für Produktionsgebäude

*Koroljow A. N., Wyshigin G. W., Volkow A. A.* Konstruktionen von mehrgeschossigen Industriegebäuden mit balkenlosen Decken

*Ljudkowskij I. G.* Weitgespannte Industriegebäude mit Hängekranausrüstung

*Shukowskij S. S., Schablja W. F.* Vorgefertigte Dachschaalen des Autobusdepots in Moskau

*Boltuchow A. A., Dobromyslov A. N.* Nutzungseigenschaften für Ingenieurbauwerke von Industriebetrieben

*Bedow A. I., Gorbatow S. W., Tschistjakow W. A., Sasonko L. W., Spriz Je. S., Matwejew K. M.* Untersuchung von Platten auf Spannweite von PSP—Typ mit Abmessung 3×18

*Koltshunow W. I., Jefimow W. I., Matjuschenko S. I., Stepanow A. M.* Vorgespannte plattenförmige Schalen für Industriegebäude

*Gabrussenko W. W., Grischanow L. D., Jakuschin W. A.* Verbesserte Bogengitterträger mit Stützweite von 12 m

*Bajkow W. N., Frolow A. K., Kim L. W., Matkow N. G.* Aussermittig gedrückte Säulen unter schweren Belastungen

*Gofstejn F. A., Solnzew Je. L., Gimmeljarb W. Ja.* Effektive Konstruktionen von Fertigteifundamenten für Säulen

*Maniskewitsch Je. S., Sawarsin Ju. W.* Einfluss der gezwungenen Verschiebungen von Säulenauflagerungen auf Tragfähigkeit von Gerippen für mehrgeschossige Gebäude

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

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 13.03.89.  
Печать высокая.  
Тираж 13666 экз.

Подписано в печать 11.04.89.  
Бумага книжно-журнальная.  
Зак. 96

T-09732

Усл. печ. л. 4,0 Усл. кр.-отт. 4,75.

Формат 60×90<sup>1/8</sup>.  
У.изд. л. 5,40  
Цена 60 коп.

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

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

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

**ВНИМАНИЮ РАБОТНИКОВ ПРЕДПРИЯТИЙ  
СТРОЙИНДУСТРИИ  
И ДРУГИХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ОРГАНИЗАЦИЙ,  
ПРОЕКТНО-КОНСТРУКТОРСКИХ  
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИХ ИНСТИТУТОВ,  
СТРОИТЕЛЬНЫХ МИНИСТЕРСТВ И ВЕДОМСТВ**

Экономия 50...100% традиционного топлива при тепловой обработке сборного железобетона  
Экологически чистую окружающую среду, свободную от дымовых выбросов котельных  
Гарантированное высокое качество изделий и конструкций при суточном цикле оборачиваемости форм  
Дополнительный доход трудового коллектива от экономии тепловой энергии —

**ВСЕ ЭТО ОБЕСПЕЧИТ ВАМ  
ПРИМЕНЕНИЕ ГЕЛИОТЕРМООБРАБОТКИ —**  
новой технологии тепловой обработки сборного железобетона с применением солнечной энергии

**ГЕЛИОТЕРМООБРАБОТКА**  
позволяет при выпуске 1 м<sup>3</sup> железобетонных изделий экономить 50...100 кг усл. топлива, 500... 800 л воды, 4...7 р.

**ГЕЛИОТЕРМООБРАБОТКА**  
применима при изготовлении широкой номенклатуры изделий промышленного, гражданского, сельскохозяйственного и других видов строительства, изготавливаемых в условиях открытых цехов, полигонов и в закрытых цехах

**ГЕЛИОТЕРМООБРАБОТКА**  
предназначена для изготовления железобетонных изделий по агрегатно-поточной, стандовой и конвейерной технологии с реализацией сезонного и круглогодичного цикла

**ГЕЛИОТЕРМООБРАБОТКА**  
основана на использовании

- светопрозрачных теплоизолирующих покрытий СВИТАП и специальных пленкообразующих составов (при производстве сборного железобетона в условиях открытых цехов и на полигонах)
- различных промежуточных теплоносителей (при производстве сборного железобетона в закрытых цехах)

# НИИЖБ И КТБ НИИЖБ ПРЕДЛАГАЮТ СЛЕДУЮЩИЕ УСЛУГИ

## ПО ВНЕДРЕНИЮ ГЕЛИОТЕРМООБРАБОТКИ

- анализ производственных условий заказчика и разработка обоснованных предложений по выбору наиболее эффективных способов гелиотермообработки
- передача рабочей документации на техническое оснащение гелиотехнологии
- передача нормативно-инструктивных документов по сезонной гелиотермообработке изделий с применением покрытий СВИТАП, по комбинированной гелиотермообработке изделий на полигонах круглогодичного действия, по гелиотермообработке изделий с применением пленкообразующих составов, по тепловой обработке изделий в гидроаэроциркуляционных камерах и др.
- консультативная и научно-техническая помощь при проектировании новых технологических линий, стационарных и мобильных солнечных теплоснабжения, а также при переводе действующих гелиополигонов, отдельных цехов и заводов с существующих предприятий на гелиотехнологию
- научно-техническая помощь при изготовлении головных образцов гелиоснастки, нестандартного оборудования и организации их массового выпуска
- научно-техническая помощь предприятиям при опытно-промышленном внедрении с отработкой оптимальных режимов гелиотермообработки различных изделий
- научно-техническая помощь при организации контроля прочности бетона гелиотермообработанных изделий
- расчет экономического эффекта от внедрения гелиотермообработки изделий
- научно-техническая помощь при массовом внедрении гелиотермообработки и проведение школы-семинара

### ГЕЛИОТЕРМООБРАБОТКА

разработана НИИЖБ Госстроя СССР, КТБ НИИЖБ и  
ВНИПИТеплопроект Минмонтажспецстроя СССР.

*Запросы и предложения просьба направлять по адресу:  
109389, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИЖБ Госстроя СССР  
Телефоны: 174-86-78, 174-83-78*