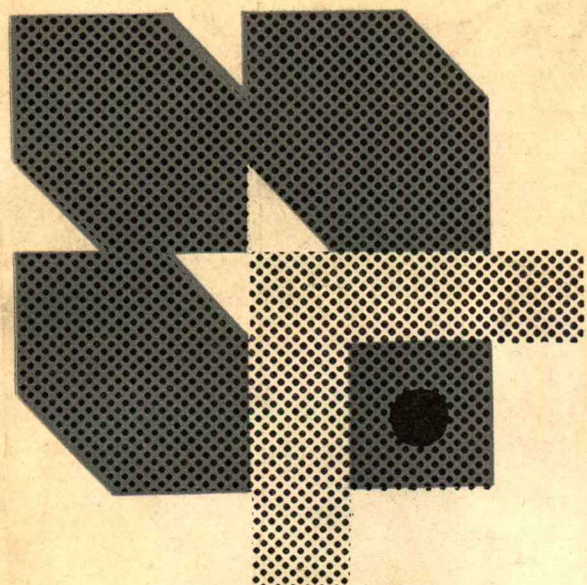


ISSN 0585-4296



СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

ВЫПУСК

35

Госстрой СССР
Научно-исследовательский инсти
строительных конструкций
Госстроя СССР

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

РЕСПУБЛИКАНСКИЙ МЕЖВЕДОМСТВЕННЫЙ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ СБОРНИК

Основан в 1965 г.

ВЫПУСК 35

В сборнике приводятся результаты исследований железобетонных конструкций, выполненные на моделях, рассмотрены вопросы теории расчета конструкций на различные виды воздействий, в т. ч. и динамические. Даны материалы по контролю качества железобетонных конструкций.

Сборник рассчитан на специалистов научно-исследовательских, проектных и строительных организаций. Издается Госстроем УССР, Научно-исследовательским институтом строительных конструкций Госстроя СССР.

Редакционная коллегия: Буракас А. И. (отв. редактор), Абызов А. Г., Барашиков А. Я., Бачинский В. Я., Беспалый И. Д., Голышев А. Б., Касилов А. В., Кириенко В. И., Клепиков С. Н., Коршунов Д. А., Критов В. А., Кузнецов Ю. Д., Левитин А. Л., Лившиц Я. Д., Лихачев В. Д., Лукашенко И. А., Львовский Е. Н., Метелюк Н. С., Михайлов В. А., Немчинов Ю. И., Пекус-Сахновский Д. Н. (отв. секретарь), Пиньковский Г. С., Прокопович И. Е., Сабалдырь В. П., Скатынский В. И., (зам. отв. редактора), Ткаченко А. С., Торяник М. С., Трегуб А. С., Федосенко Н. М., Харитонов И. Г., Шимановский В. Н., Шумицкий О. И.

Адрес редколлегии: 252180 Киев-180, И. Клименко, 5/2, НИИСК Госстроя СССР. Телефон 71-34-17

Редакция литературы по строительным материалам, деталям и изделиям.
Зав. редакцией инж. А. А. Петрова.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Выпуск 35

Редактор *Т. Б. Богданова*
Художественный редактор *Н. Т. Аникина*
Технический редактор *З. П. Золотарева*
Корректоры *Г. Я. Грухаль, А. М. Короб*

Информ. бланк № 1824

Сдано в набор 19.11.81. Подписано в печать 29.04.82. БФ 03729. Формат 60×90 1/16. Бумага типографская № 2. Гарнитура литературная. Печать высокая. Усл. печ. л. 6,5. Усл. кр. отт. 6,88. Уч.-изд. л. 8,22. Тираж 1000 экз. Изд. № 105—81. Заказ № 1—1687. Цена 1 р. 20 к.

Издательство «Будівельник». 252053 Киев-53, Обсерваторная, 25.

Киевская фабрика печатной рекламы им. XXVI съезда КПСС 252067 Киев-67, Выборгская, 84.

А. И. Буракas, канд. техн. наук (НИИСК, Киев)

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ РАЗВИТИЯ И СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, РЕШАЕМЫЕ НИИСК ГОССТРОЯ СССР В 11-Й ПЯТИЛЕТКЕ

«Основными направлениями экономического и социального развития СССР на 1981—1985 гг. и на период до 1990 г.» предусматриваются дальнейшее повышение эффективности капитальных вложений в строительство, экономия материалов и трудозатрат, сокращение сроков возведения объектов.

Успешное решение этих задач в значительной мере зависит от уровня конструктивных решений, особенно зданий и сооружений, выполненных в железобетоне — материале, который будет основным на обозримую перспективу развития капитального строительства.

НИИСК в числе других ведущих институтов системы Госстроя СССР разрабатывает и совершенствует конструкции промышленных и гражданских зданий в обычных и сложных инженерно-геологических условиях, отработывает технологию их изготовления и транспортирования, а также совершенствует методы и средства исследования и испытания, включая оценку качества неразрушающими методами. Институт — крупный комплексный научно-исследовательский центр в Юго-западной зоне страны, имеющий экспериментально-конструкторское бюро с современной испытательной базой и бюро внедрения. Его филиалы и отделения находятся в Запорожье, Харькове, Северодонецке, Кременчуге, Полтаве, Ровно, Грозном.

Внедрение разработок института в строительстве обеспечило в 10-й пятилетке народнохозяйственный экономический эффект в размере более 200 млн. руб., при этом сэкономлено 60 тыс. т стали, 300 тыс. т цемента при снижении трудозатрат в размере 14 тыс. чел.-лет.

В 10-й пятилетке институт подготовил 36 кандидатов и докторов технических наук, получил 192 авторских свидетельства, издал 60 нормативных документов. По результатам работ опубликовано свыше 1 тыс. печатных листов различных изданий.

В 11-й пятилетке предусмотрено увеличение всех описанных выше показателей. В 1981 г. эффективность от внедрения разработок составила 69 млн. руб., экономия стали — 12 тыс. т, цемента — 113 тыс. т, снижены трудозатраты на 3 тыс. чел.-лет.

В 11-й пятилетке НИИСК перешел на программно-целевой метод планирования, участвуя в выполнении важнейших целевых республиканских и отраслевых научно-технических программ на 1981—1985 гг. По ряду программ он — головная организация. В целом на выполнение заданий направляется до 85% всех финансовых средств института.

По первому главному направлению деятельности института в области строительства зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях (подработка, просадка, карсты, оползни и др.) предусматривается, на основании обширных экспериментально-теоретических исследований, разработка новых и совершенствование существующих конструктивных мер защиты одно- и многоэтажных производственных и гражданских зданий разных конструктивных схем применительно к неравномерно деформируемым основаниям и методам их расчета как единых пространственных систем с учетом длительного нелинейного деформирования материала конструкции и грунта.

Дальнейшее развитие получает разработка новых более совершенных методов и средств защиты зданий, сооружений и коммуникаций на основе обобщения опыта их строительства и эксплуатации.

Важность разработок первого головного направления (в части строительства на подрабатываемых территориях) в значительной мере обуславливается переориентацией основного топлива ТЭЦ на уголь вместо нефти.

Второе головное направление деятельности института — одно из звеньев проблемы повышения качества строительства и управления им. В этой связи будут интенсифицироваться разработки контроля качества с использованием неразрушающих методов и средств испытания строительных конструкций. Эта работа состоит из двух частей. Основная относится к обеспечению строительства стандартными методами испытаний и серийными приборами для контроля (прежде всего, неразрушающего) производства железобетонных изделий и конструкций и их качества. В этой работе большое внимание уделяется метрологическим исследованиям и разработкам.

Вторая часть охватывает развитие исследований в области испытательной техники (средств и методов) применительно к конструкциям и их элементам с переходом на автоматизацию не только обработки опытной информации на основе ЭВМ, но и управления нагружением. В рамках указанного направления НИИСК принимает активное участие в сотрудничестве стран — членов СЭВ, представляя СССР в этой организации.

Будут продолжаться совершенствование и разработка новых железобетонных конструкций одноэтажных производственных зданий массового строительства: сборно-монолитных складчатых покрытий, сталежелезобетонных конструкций, покрытый «на пролет» с расширением области и объема применения высокопрочных бетонов, конструкций вантового типа.

В области многоэтажных производственных зданий продолжится работа над конструкциями с укрупненной сеткой колонн, элементами каркаса и перекрытий с применением высокопрочных бетонов и др. Планируется разработка методики расчета многоэтажных зданий как единых пространственных систем. Получат развитие работы над преднапряженными тонкостенными конструкциями настилов коробчатого сечения в покрытиях и перекрытиях, которые используются в качестве воздуховодов и для размещения других коммуникаций. В ряде случаев их применение создает принципиально новую конструктивную схему здания.

Расширятся исследования сборно-разборных и контейнерных зданий для использования в районах, где нет развитой строительной базы.

Совершенствуются конструкции крупнопанельных стен и перегородок производственных зданий. Продолжаются работы по объемно- и ганельно-блочным конструкциям жилищного строительства с отработкой новых технологических процессов формирования блок-комнат. Получат развитие работы по транспортированию крупноразмерных железобетонных конструкций как автомобильным, так и железнодорожным транспортом.

В институте будет расширяться тематика совершенствования зданий сельскохозяйственного назначения, в т. ч. холодных сводчатых — для складов зерна, минеральных удобрений, техники, а также утепленных животноводческих. Многие разработки для промышленного строительства будут модернизированы применительно к использованию их в условиях сельского строительства (покрытия, стены, перегородки и др.).

Помимо массового внедрения работ института большинство из них предусматривает теоретические исследования, завершающиеся разработкой ГОСТов, а также союзных, республиканских и ведомственных нормативных документов и методических рекомендаций.

Выполнение институтом работ и внедрение их результатов в практику строительства будет способствовать реализации «Основных направлений экономического и социального развития СССР на 1981—1985 гг. и на период до 1990 г.» и постановления ЦК КПСС и Совета Министров СССР «Об усилении работы по экономии и рациональному использованию сырьевых, топливно-энергетических и других материальных ресурсов».

Поступила в редколлегия 29.07.81

УДК 624.016.5

П. И. Кривошеев, Г. В. Шарапов, кандидаты техн. наук,
С. А. Кривобок, В. М. Рудько, инженеры (НИИСК, Киев)

ИССЛЕДОВАНИЯ НА МОДЕЛИ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ «П»- И «Г»-ОБРАЗНЫХ РИГЕЛЕЙ И БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ С СЕТКОЙ КОЛОНН 12×6 м

Одно из перспективных направлений совершенствования объемно-планировочных и конструктивных решений многоэтажных производственных зданий — укрупнение сетки колонн. В плане разработки рациональных конструктивных систем зданий с укрупненными сетками колонн НИИСК Госстроя СССР и Киевским Промстройпроектом предложены решения для сетки 12×6 м. Во всех этих решениях несущие ригели расположены в продольном направлении, а длинномерные ребристые и коробчатые плиты уложены поперек здания [1].

Один из вариантов разработанных конструктивных решений предусматривает установку тонкостенных П-образных средних и Г-образных крайних ригелей. Принятая форма сечения крайних ригелей продиктована требованиями унификации типов плит перекрытия в средних и крайних пролетах и удобством навески типовых панелей продольных стен. Эффективность использования П- и Г-образных ригелей обусловлена возможностью устройства отверстий в створе колонн, а также упрощением узлового сопряжения с колоннами. Для уменьшения крутящих моментов в крайних Г-образных ригелях конструкция узлового сопряжения их с колоннами не препятствует повороту ригелей вокруг своей продольной оси совместно с опирающимися на них ребристыми и коробчатыми плитами.

В ходе экспериментальных исследований изучалась совместная работа средних П-образных и крайних Г-образных ригелей с ребристыми и коробчатыми плитами с целью выявления характера напряженно-деформированного состояния таких перекрытий и установления более обоснованных предпосылок для их проектирования. Проведение таких исследований на натурной конструкции сопряжено с трудностями (большая стоимость, сложность испытательного оборудования и т. д.). Поэтому был использован метод моделирования.

Разработанные конструктивные решения предусматривают опирание на ригели как ребристых, так и коробчатых плит перекрытия. Поэтому исследования проводились на двухпролетной модели фрагмента перекрытия. Один из пролетов перекрывался ребристыми плитами, другой — коробчатыми. Ребристые плиты соединялись с крайним и средним ригелями сваркой закладных деталей в местах их опирания с последующим замоноличиванием стыка. Коробчатые плиты дополнительно приваривались к крайнему ригелю при помощи металлических пластинок, расположенных в верхней части сечения их продольных ребер (рис. 1).

Чтобы элементы перекрытия находились в условиях, аналогичных действительным при работе в каркасе многоэтажного здания, в качестве опорных стоек использовались колонны, установленные на железобетонные фундаменты, которые крепились к силовому полу. Конструкции натурных перекрытий запроектированы из бетона марки «400», поэтому элементы фрагмента были изготовлены из материала, моделирующего работу такого бетона. Для подборки материала достаточно удовлетворения критериев подобия

$$\bar{R}_p = \text{idem}; \quad \bar{R}_t^0 = \text{idem}; \quad \nu_0 = \text{idem}, \quad (1)$$

где $\bar{R}_p = R_p^0/R_{np}^0$ — относительный предел прочности материала при растяжении; $\bar{R}_t^0 = R_t^0/R_{np}^0$ — относительный уровень микротрещинообразования материала; ν_0 — коэффициент Пуассона.

В соответствии с результатами испытаний образцов натурального бетона марки «400» и данными СНиП II-21-75 величины критериев подобия системы (1) равны

$$\bar{R}_p = 0,077 \div 0,089; \quad \bar{R}_t^0 = 0,55 \div 0,57; \quad \nu_0 = 0,17 \div 0,19.$$

В соответствии с заданными критериями подобия, материал, моделирующий работу бетона марки «400», подбирали по методике [2].

В качестве компонентов моделирующего материала были приняты: цемент (ц), щебень гранитный крупностью зерен до 5 мм (щ.г.), щебень гранитный, окрашенный нитрокраской (щ.г.о.), песок (п.), молотый известняк (мраморная крошка) (и), глина (г), вода (в). Наилучшее соответствие моделирующего материала критериям подобия было получено при соотношении компонентов в весовых частях:

$$\text{ц} : \text{щ.г.} : \text{щ.г.о.} : \text{п.} : \text{и.} : \text{г.} : \text{в.} = 1 : 2,85 : 0,15 : 3 : 0,2 : 0,1 : 0,78.$$

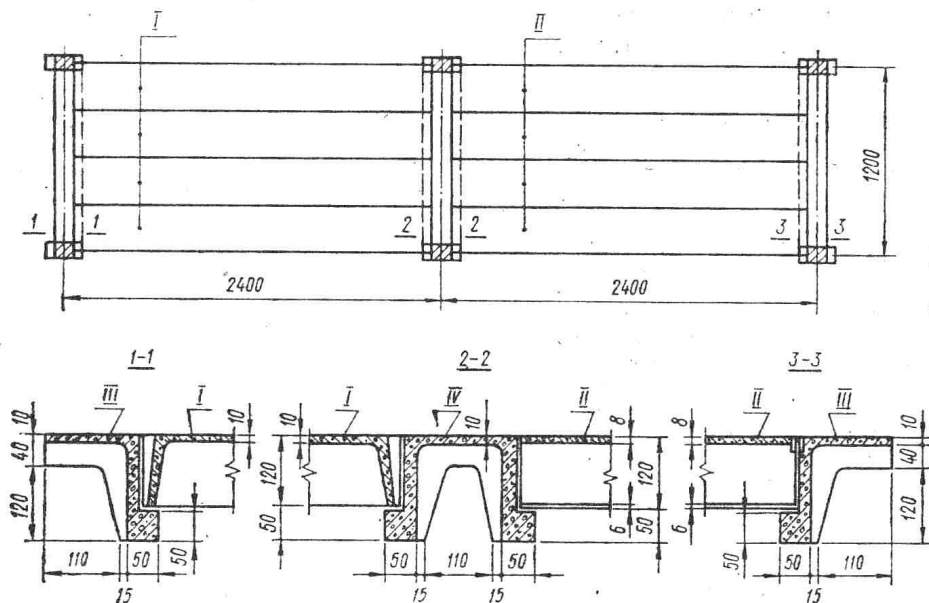


Рис. 1. Схема модели фрагмента и узлы сопряжения плит с ригелями:

I — плита ребристая; II — плита коробчатая; III — Г-образный ригель; IV — П-образный ригель.

Элементы модели армировали стальной проволокой диаметром 0,8—2,3 мм и арматурной сталью класса В-I диаметром 3—6 мм, которыми моделировалось натурное армирование конструкций арматурной сталью классов А-I, А-III, А-V и В-I.

Условия подобия модели фрагмента перекрытия в упругой стадии можно представить в виде следующей системы индикаторов:

$$\frac{c_g c_a}{c_E c_u} = 1; \quad \frac{c_g}{c_E c_\theta} = 1; \quad \frac{c_g}{c_\sigma} = 1; \quad (2)$$

$$\frac{c_E c_\epsilon}{c_\sigma} = 1; \quad \frac{c_p}{c_E c_a^2} = 1; \quad \frac{c_g c_F}{c_N} = 1; \quad \frac{c_g c_w}{c_M} = 1;$$

где c_g — масштаб равномерно распределенной нагрузки; c_a — то же линейных размеров; c_E — » модуля упругости; c_u — » прогибов; c_θ — » углов поворота; c_σ — » напряжений; c_ϵ — » относительных деформаций; c_p — » усилий натяжения предварительно напряженной арматуры; c_F — масштаб площадей поперечного сечения; c_N — » нормальных (поперечных) сил; c_w — » моментов сопротивлений сечений; c_M — » изгибающих моментов.

Система, состоящая из семи уравнений, устанавливает связь между десятью масштабами. Следовательно, три константы подобия необходимо задать произвольно. В их качестве в данном случае целесообразно принять масштабы геометрических размеров c_a , модуля упругости c_E и напряжений c_σ . Исходя из необходимости создания минимальной толщины коробчатых плит $\delta = 6$ мм, масштаб модели принят $1:5$. Следовательно, $c_a = 0,2$.

В соответствии с физико-механическими характеристиками материалов модели и натуре $c_E = 0,695$; $c_\sigma = 0,95$.

В результате решения системы (2) с учетом принятых констант подобия c_a , c_E , c_σ , получили

$$c_g = c_\sigma = 0,95; \quad c_u = 0,273; \quad c_\theta = 1,365; \quad c_\varepsilon = 1,365; \quad c_p = 0,038;$$

$$c_M = 0,0076; \quad c_N = 0,038.$$

Для подбора арматуры модели использовали следующее условие подобия:

$$\frac{c_{\sigma_{Tl}} c_{F_{a_l}}}{c_{R_{np}} c_a^2} = 1. \quad (3)$$

где $c_{\sigma_{Tl}}$ — масштаб пределов текучести арматуры; $c_{F_{a_l}}$ — масштаб площадей сечения арматуры; $c_{R_{np}} = c_\sigma$ — масштаб предела прочности бетона при сжатии.

Модель фрагмента перекрытия испытывали на действие вертикальной равномерно распределенной нагрузки, которая была заменена эквивалентной системой сосредоточенных сил. С помощью подвесок и балок система сосредоточенных сил сводилась к двум домкратам.

Исследования проводили в два этапа. На первом исследовали работу конструкции в упругой стадии. Нагружение доводилось одной ступенью до интенсивности $g = 2000$ Н/м². На втором этапе нагрузку увеличивали до эксплуатационной.

В процессе испытаний модели фрагмента перекрытия измеряли вертикальные и горизонтальные перемещения, а также фибровые деформации элементов перекрытия в отдельных строго фиксированных точках. Для распространения показателей приборов на всю конструкцию был применен один из методов построения кривых по экспериментальным данным — интерполяционный полином Лагранжа [3]. Величины усилий определяли с использованием экспериментальных данных — деформаций крайних волокон и модулей упругости материалов.

В табл. 1 приведены экспериментальные и расчетные значения величин изгибающих моментов и прогибов крайних Г-образных и средних П-образных ригелей при нагрузке $g = 2000$ Н/м². Расчетные значения определяли как для шарнирно опертой балки с жесткостью собственно ригеля.

Как следует из табл. 1, экспериментальные значения прогибов и изгибающих моментов Г-образного ригеля, в случае опирания на него ребристых плит, незначительно отличаются от расчетных. При опирании коробчатых плит величины прогибов и изгибающих моментов в Г-образном ригеле существенно меньше расчетных. Это свидетельствует о большей степени вовлечения коробчатых плит в работу Г-образного ригеля. Отмеченный факт можно объяснить большей жесткостью сопряжения коробчатых плит с ригелем, а также тем обстоятельством, что отношение жесткости коробчатых плит к жесткости собственно ригеля выше, чем в случае с ребристыми плитами. Аналогичные результаты были получены при исследовании совместной работы плит и балок покрытия.

Принятая конструкция сопряжения крайнего ригеля и колонн обеспечивала поворот ригеля совместно с опирающимися на него ребристыми и коробчатыми плитами. Величины углов поворота вертикальной стенки Г-образного ригеля:

Расстояние от оси опоры до рассматриваемого сечения, см	0	30	60
Углы поворота при опирании ребристых плит, $\theta \cdot 10^3$ рад	0,867	0,943	0,982
То же коробчатых плит, $\theta \cdot 10^3$ рад	0,371	0,438	0,438

Таблица 1

Ригель	Показатели	Значения показателей при расстоянии от опоры до рассматриваемого сечения, см		
		15	45	60
Г-образный крайний	Прогибы, мм при опирании ребристых плит	0,060	0,110	0,125
	то же коробчатых расчетные величины	0,025	0,072	0,095
	Изгибающие моменты, Нм при опирании ребристых плит	0,048	0,116	0,126
	то же коробчатых расчетные величины	175,6(±20,8)	454(±10,25)	413(±29,2)
		163,0(±9,10)	175,0(±3,2)	167,9(±23,8)
		189	405	432
П-образный средний	Прогибы, мм при загрузении ребристых плит	0,028	0,041	0,037
	то же коробчатых расчетные величины	0,026	0,035	0,032
	Изгибающие моменты, Нм при загрузении ребристых плит	0,028	0,067	0,073
	то же коробчатых расчетные величины	97,2(±18,8)	211,4(±28,8)	208,4(±26,7)
		95,7(±17,5)	192,3(±29,2)	226,4(±29,6)
		189	406	432

Углы поворота стенки ригеля при опирании на него ребристых плит оказались в 2 раза больше, чем при опирании коробчатых, что объясняется меньшей изгибной жесткостью ребристых плит. Характерно также, что повороты стенки ригеля увеличиваются от опоры к середине его пролета. Таким образом, даже обеспечение свободного поворота на опорах не исключает возможности появления в крайних Г-образных ригелях крутящих моментов.

Анализ поворотов стенки ригеля в опорной части и в середине пролета позволяет оценить величины этих крутящих моментов. Исходя из относительных углов закручивания сечений по длине ригеля, были определены максимальные крутящие моменты, возникающие в опорных сечениях ригеля. Полученные величины крутящих моментов сравнивали с величинами, подсчитанными в предположении жесткого закрепления опорных частей ригеля против поворота вокруг своей продольной оси при действии аналогичной нагрузки. Установлено, что поворот ригеля вокруг продольной оси позволяет уменьшить величины максимальных опорных крутящих моментов в 13,7 раза — при опирании ребристых плит и в 22,3 раза — при опирании коробчатых.

Таким образом, величины крутящих моментов в опорных сечениях, поворачивающихся вокруг своей продольной оси крайних Г-образных ригелей, не превышают 8% величин крутящих моментов в случае жесткого закрепления их на опорах и могут не учитываться при расчете.

Напряженно-деформированное состояние среднего П-образного ригеля определяли при разных схемах загрузки. В табл. 1 приведены величины прогибов и изгибающих моментов П-образного ригеля при загрузении пролетов, перекрытого ребристыми плитами и коробчатыми. Экспериментальные величины прогибов и изгибающих моментов в обоих случаях в два раза меньше расчетных, найденных для шарнирно опертой балки с жесткостью собственно ригеля. Аналогичная картина наблюдается и в случае загрузки двух пролетов одновременно. Следовательно, при разработке конструкций средних П-образных ригелей целесообразно учитывать совместную работу их с плитами.

В ходе эксперимента получены также данные о напряженно-деформированном состоянии ребристых и коробчатых плит. В табл. 2 и 3 приведены экспериментальные и расчетные значения максимальных прогибов и величины изгибающих моментов ребристых и коробчатых плит, найденные при нагрузке $g = 2000 \text{ Н/м}^2$. Расстояния в табл. 3 отсчитываются от Г-образных ригелей. Расчетные величины прогибов и изгибающих моментов определены исходя из традици-

Таблица 2

Место прогиба	Величины прогибов плит, μ , мм			
	ребристых		коробчатых	
	экспериментальные	расчетные	экспериментальные	расчетные
Крайнее ребро	0,56	0,68	0,28	0,305
Среднее »	0,77	0,63	0,30	0,305

Таблица 3

Плиты	Изгибающие моменты	Экспериментальные и расчетные величины изгибающих моментов в плитах, Нм, при расстоянии от опоры до рассматриваемого сечения, см				
		1	53	108	162	215
Ребристые	$M_{\text{экс.}}$ для средних ребер (сечение 5—5)	22,5($\pm 7,5$)	315($\pm 52,5$)	562,5($\pm 127,5$)	300(± 60)	7,5($\pm 4,6$)
	то же (сечение 4—4)	55(± 20)	320(± 45)	580(± 120)	290(± 50)	0,0
	для крайних	60(± 4)	120(± 22)	150(± 22)	102(± 16)	20(± 3)
	$M_{\text{расч.}}$ для средних ребер	3,2	263	350	263	3,2
	для крайних	1,6	131,5	175	131,5	1,6
Коробчатые	$M_{\text{экс.}}$ для средних ребер (сечение 5—5)	24(± 6)	132,8(± 20)	187,7(± 12)	134,2(± 20)	—35(± 5)
	то же (сечение 4—4)	48(± 8)	147(± 20)	166,4(± 40)	131,4(± 18)	0,0(± 4)
	для крайних	—5(± 1)	65,8(± 9)	83,3(± 8)	54,4(± 10)	—14(± 2)
	$M_{\text{расч.}}$ для средних ребер	1,6	131,5	175,0	131,5	1,6
	для крайних	0,8	65,7	87,5	65,7	0,8

онного представления о характере работы рассматриваемых плит как шарнирно опертых балок.

Для коробчатых плит экспериментальные данные удовлетворительно согласуются с расчетными. Для ребристых плит характерно отличие в прогибах крайних и средних ребер (на 37%), что обусловлено наличием сжимающих усилий в плоскости диска перекрытия. Поскольку сжимающие усилия действуют на уровне полки плиты, расположенной выше центра тяжести сечения, то они приводят к закручиванию крайних продольных ребер фрагмента перекрытия. Это и вызывает «приподнимание» крайних ребер относительно средних. В коробчатых плитах отмеченный эффект проявился незначительно, что обусловлено большей жесткостью поперечного контура их сечения. В местах опирания ребристых и коробчатых плит на Г-образный ригель возникали положительные опорные моменты, вызванные поворотом ригеля.

Характер работы конструкций модели фрагмента при более высоком уровне нагружения, соответствующем эксплуатационным нагрузкам, мало отличается от

описанного выше. На рис. 2. приведены графики нарастания прогибов крайних и средних ригелей, ребристых и коробчатых плит в средних сечениях их пролетов. Прогибы как в коробчатых, так и в ребристых плитах с увеличением нагрузки нарастали. Для ригелей характерно нарастание прогибов после появления нормальных трещин в средней части их пролетов. Максимальный прогиб коробчатых плит при нормативной нагрузке 2,3 мм, а ребристых плит соответственно 8,1 мм. С учетом первоначального выгиба от усилий предварительного напряжения относительный прогиб коробчатых плит составил 1/1350, ребристых — 1/415.

Таким образом, прогибы коробчатых и ребристых плит не превысили допустимых величин. Однако следует отметить повышенную деформативность пере-

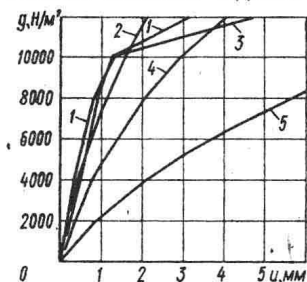


Рис. 2. Нарастание прогибов в средних сечениях пролетов элементов перекрытия:

1 — для крайнего ригеля в пролете с коробчатыми плитами; 2 — то же с ребристыми; 3 — для среднего ригеля; 4 — для коробчатых плит; 5 — для ребристых плит.

крытия с использованием крайних ригелей, поворачивающихся на опорах, по сравнению с аналогичным конструктивным решением, не допускающим такого поворота.

Как и следовало ожидать, включение коробчатых и ребристых плит в работу крайних и средних ригелей вызвало появление в их опорных зонах дополнительных усилий в поперечном направлении. Однако полученные экспериментальные величины этих усилий не отличаются надежностью и нуждаются в дальнейшем уточнении. Разрушение модели фрагмента перекрытия произошло по опорным зонам Г-образных крайних ригелей.

В результате проведенных экспериментальных исследований модели фрагмента перекрытия можно сделать следующие выводы:

1. Экспериментально подтверждена принципиальная возможность применения конструктивного решения с использованием Г-образных ригелей, поворачивающихся на опорах вокруг своей продольной оси.

2. Совместный поворот Г-образных крайних ригелей с ребристыми и коробчатыми плитами значительно уменьшает в нем величину крутящего момента, оставшуюся часть которого можно не учитывать при расчете сечения ригеля. Вместе с тем, в результате такого поворота возникают дополнительные изгибающие моменты в плитах, приводящие к увеличению прогиба перекрытия, что особенно ощутимо при применении ребристых плит.

3. Величины изгибающих моментов и прогибов коробчатых плит, а также Г-образного ригеля, при опирании на него ребристых плит, можно определить в эксплуатационной стадии с учетом собственной жесткости этих элементов. Аналогичные величины для ребристых плит, среднего П-образного ригеля, Г-образного крайнего ригеля, при опирании на него коробчатых плит, следует определять с учетом их совместной работы.

4. Результаты экспериментальных исследований модели фрагмента перекрытия справедливы только для рассматриваемого вида конструкций. Однако качественная сторона результатов подтверждает наличие совместной работы отдельных элементов сборных перекрытий, количественные показатели которой могут быть дополнительно определены в каждом конкретном случае.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Буракас А. И., Кривошеев П. И., Федосенко Н. М. Новые прогрессивные конструкции в промышленных зданиях. Киев: Изд. РДЭНТП, 1976. — 16 с.
2. Ярмольник Ф. В., Шарапов Г. В., Гайдук В. Г. Методика подбора материала при исследовании железобетонных конструкций на моделях. Киев: Виш. школа, 1974. — 48 с.
3. Шенк Х. Теория инженерного эксперимента. М.: Мир, 1972. — 381 с.

Поступила в редколлегию 22.06.81

В. С. Кравчук, Ф. В. Ярмульник, кандидаты техн. наук (НИИСК, Киев),
Ю. С. Жемчужников, инж. (Союздорпроект, Киев)

ИССЛЕДОВАНИЕ СОСТАВНЫХ КОРОБЧАТЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ПУТЕПРОВОДА МЕТОДАМИ МОДЕЛИРОВАНИЯ

Киевским филиалом ГПИ «Союздорпроект» разрабатывается эффективная инструкция путепроводов массового применения. Технический проект путепрода на дороге Москва—Симферополь предусматривает устройство трехпролетного неразрезного строения с пролетами по схеме 12+42+12 м. Опирающие пролетного строения на четыре промежуточные стойки шарнирно-неподвижное, а на ереговые опоры — шарнирно-подвижное. Обеспечено восприятие опорных реакций двух знаков.

Пролетное строение комплектуется из длинномерных сборных плитно-коробчатых блоков двух типов: крайних длиной 20,4 м и средних длиной 24 м. Блоки предварительно напряженные из бетона марки 400, армирование — семипроволочные пряди. В поперечном направлении блоки путепровода сопрягаются за счет натяжения поперечной арматуры в трех сечениях: над промежуточными опорами и по середине, а также за счет устройства десяти бетонных шпонок по длине путепровода и четырех стыков-диафрагм из монолитного железобетона в местах сопряжения блоков и на концах пролетного строения.

Ввиду новизны конструкции путепровода, сложности конфигурации сечения пролетного строения, его тонкостенности и высокой степени сложности пространственной системы, даже при наличии мощных программных комплексов расчет конструкций на ЕС ЭВМ представляет большие трудности из-за неясности влияния степени идеализации принимаемых расчетных схем на параметры напряженно-деформированного состояния. Возникает необходимость создать такую расчетную модель сооружения, которая, достоверно отображая параметры напряженно-деформированного состояния конструкций при действии нагрузок, позволяла бы получать эти параметры в виде, удобном для проектирования железобетонных элементов путепровода. Обоснование принятых при составлении расчетной схемы предпосылок и допущений, их возможное уточнение может быть получено путем анализа данных экспериментальных исследований. Полученная таким образом математическая модель сооружения (рис. 1) должна быть тщательно проверена на всем диапазоне входных параметров путем сравнения результатов расчета и эксперимента. Ввиду больших размеров путепровода экспериментальные исследования было решено провести на физической модели.

Исходя из вышеннеложеного, целью исследования на физической модели было: определение характера распределения напряжений по сечению одного блока; отработка рабочих гипотез и предпосылок для построения математической модели; уточнение физико-механических характеристик элементов математической модели; проверка правильности предложенной математической модели. В соответствии с целью исследований, а также учитывая, что в блоках пролетного строения путепровода недопустимо образование трещин, экспериментальные исследования было решено проводить на модели из упругого материала — оргстекла.

Физическое моделирование осуществлялось на основе простого неполного подобия, предполагающего полное подобие по нескольким наиболее важным параметрам напряженно-деформированного состояния и приближенное подобие — по остальным. Полное подобие было достигнуто по геометрическим размерам пролетного строения, а также условиям опирания и сопряжения элементов и характеру приложения нагрузки.

Условия подобия можно записать в виде следующей системы индикаторов подобия:

$$\frac{C_n C_e}{C_l C_q} = 1; \quad \frac{C_p}{C_l^2 C_q} = 1; \quad \frac{C_q C_l}{C_m} = 1, \quad (1)$$

где C_l — масштаб линейных размеров; C_e — масштаб модуля упругости материала; C_q — масштаб равномерно распределенных нагрузок; C_p — масштаб сосредото-

точных нагрузок; C_H — масштаб линейных перемещений; C_M — масштаб изгибающих моментов.

Поскольку уравнений в системе (1) три, а констант подобия — масштабов — шесть, то тремя масштабами можно задаться произвольно. Исходя из технических условий изготовления модели и физико-механических свойств ее материала, приняли:

$$C_I = 0,05; C_q = 0,2; C_e = 0,1.$$

Решив систему (1), получили

$$C_H = 0,1; C_M = 0,25 \cdot 10^{-4}; C_p = 0,5 \cdot 10^{-3}.$$

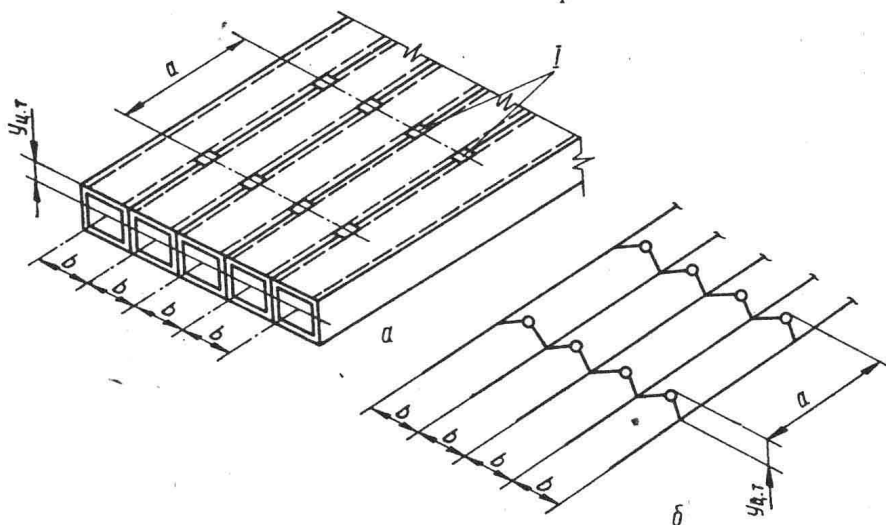


Рис. 1. Фрагменты моделей:

a — физической; I — шпонки; b — математической.

Модель была запроектирована и изготовлена в соответствии с полученными масштабами подобия. Сначала были изготовлены отдельные коробчатые блоки пролетного строения. Аналогично натурной конструкции соединение их в поперечном направлении осуществлялось на модели: в четырех сечениях — за счет поперечных диафрагм, а в трех — за счет натяжения поперечной арматуры. Усилия натяжения контролировали с помощью тарировочных спиральных пружин. Кроме того, работа шпонок моделировалась наклейкой в сходных точках по верху блоков пластинок из оргстекла. Модель была установлена на специальный стенд, который обеспечивал идентичность опирания пролетного строения: средние опоры имели по две, а крайние — по пять точек опирания.

В ходе эксперимента измеряли вертикальные перемещения и фибровые деформации в характерных точках поперечного сечения модели. Прогобы измеряли индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм, установленными в 40 точках (12 сечениях). Деформации крайних волокон сечений измеряли тензорезисторами с базой 10 мм. Для определений главных напряжений датчики наклеивались розетками по три штуки. Тензорезисторы позволяли определить напряжение в 146 точках модели, а внутренние усилия — в 73 сечениях. Для установления характера распределения напряжений по сечению блока в наиболее напряженных сечениях модели (у средней опоры и по середине пролета) тензорезисторы наклеивали на ребра блока и на поле плиты между ними. Всего на модель было наклеено 346 тензорезисторов. Ввиду симметрии модели основная масса приборов была сосредоточена на одной ее четверти.

Испытания проводили в два этапа. На первом исследовали особенности работы конструкции; выявляли основные рабочие гипотезы для построения математической модели; уточняли некоторые ее параметры.

На втором определяли параметры напряженно-деформированного состояния модели при действии нагрузок, сравнивали их с результатами расчета на полученной математической модели, делали выводы о достоверности последней.

Нагрузка, прикладываемая к модели, не соответствовала какой-либо фактической, но была назначена с таким расчетом, чтобы ее воздействие создавало напряженно-деформированное состояние, аналогичное реальной нагрузке на путепровод.

При испытании модели было осуществлено IV вида нагружения:

I — нагрузка симметричная, сосредоточенная на каждом блоке пролетного строения, опирание только на средние опоры;

II — то же, опирание на крайние и средние опоры;

III — опирание на крайние и средние опоры, нагрузка симметричная, сосредоточенная на среднем блоке;

IV — то же, нагрузка несимметричная, сосредоточенная на крайнем блоке.

На первом этапе осуществлялись I и II виды нагружения, на втором — II, III, IV.

Так как все данные, получаемые при испытании модели путепровода, имеют стохастический характер, то при их сопоставлении с результатами расчета были использованы статистические методы*. Для этого необходимо было получить статистические характеристики: среднее значение выборки $\bar{x}$, дисперсии S^2 и доверительный интервал среднего Δx . При этом была принята доверительная вероятность $\alpha = 0,95$.

Статистические характеристики геометрических размеров и физических характеристик модели были получены путем обработки по программе «СОДА» результатов измерений в достаточно большом количестве сечений длины, ширины, высоты и толщины стенок блоков, а также модуля упругости. Статистические характеристики результатов экспериментальных исследований были получены путем обработки по той же программе показаний приборов, причем статистика набиралась за счет многократного повторения испытаний при одной и той же нагрузке.

Статистические характеристики внутренних усилий и геометрических характеристик поперечного сечения блоков, являющиеся функциями величин, измеряемых непосредственно, определялись по формуле

$$\Delta M = \bar{M} \sqrt{\left(\frac{\Delta E}{\bar{E}}\right)^2 + \left(\frac{\Delta I}{\bar{I}}\right)^2 + \left(\frac{\Delta h}{\bar{h}}\right)^2 + \left(\frac{\Delta \epsilon_n}{\bar{\epsilon}_n}\right)^2 + \left(\frac{\Delta \epsilon_b}{\bar{\epsilon}_b}\right)^2},$$

где ΔM , $\bar{M}$, ΔE , $\bar{E}$, ΔI , $\bar{I}$, Δh , $\bar{h}$, $\Delta \epsilon_n$, $\bar{\epsilon}_n$, $\Delta \epsilon_b$, $\bar{\epsilon}_b$ — среднее значение и доверительный интервал соответственно изгибающего момента, модуля упругости, момента инерции, высоты сечения относительной деформации нижних и верхних фибровых волокон.

Результаты экспериментальных исследований представлялись в виде областей возможных значений параметра напряженно-деформированного состояния: изгибающего и крутящего моментов, прогиба в характерных точках модели. Границы областей определяли следующим образом:

$$x_{\min} = |\bar{x}| - \Delta x; \quad (2)$$

$$x_{\max} = |\bar{x}| + \Delta x.$$

На первом этапе исследований модели изучался характер распределения относительных деформаций по сечению блока. Проверялась гипотеза о существенности различия в абсолютной величине относительных деформаций крайних волокон ребер коробчатых блоков и поля плиты между ними.

Для этого по статистически обработанным показаниям двух групп тензорезисторов (на ребрах блока и на поле плиты) вычисляли коэффициент T :

$$T = \frac{|\epsilon_p - \epsilon_n|}{\sqrt{(n_p - 1) S_p^2 + (n_n - 1) S_n^2}} \sqrt{\frac{n_p n_n (n_p + n_n - 2)}{n_p + n_n}},$$

* Пустыльник Е. И. Статистические методы анализа и обработки наблюдений. М.: Наука, 1968. — 288 с.

где ϵ_p , ϵ_n — средние значения относительных деформаций группы датчиков, наклеенных соответственно на ребра и на поле плиты; n_p , n_n — количество датчиков в группах; S_p^2 , S_n^2 — дисперсия относительных деформаций по группам.

Если $T \leq t_{\alpha n}$ ($t_{\alpha n}$ — табличное значение критерия Стьюдента при $\alpha = 0,95$, $n = n_p + n_n - 2$), то гипотеза о незначимом различии в величинах относительных деформаций по ребрам блока и по полю плиты принимается.

Эксперимент показал, что в растянутой зоне деформации ϵ_p и ϵ_n практически равны, а в сжатой зоне деформации в ребрах несколько больше деформаций пли-

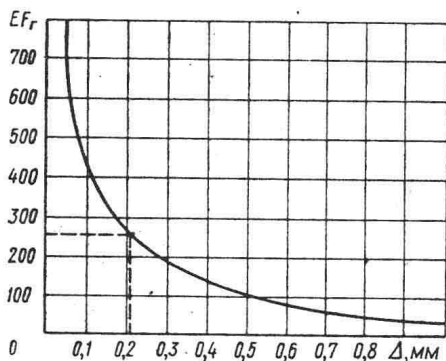


Рис. 2. Определение жесткости опор для математической модели.

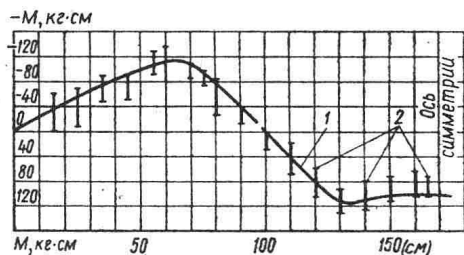


Рис. 3. Изгибающие моменты для среднего сечения модели при III загрузении: 1 — теоретические значения; 2 — экспериментальные.

ты. Но это различие не превышает 5%, что позволяет принять гипотезу плоских сечений при расчете коробчатых блоков. Таким образом, в математической модели с точностью, достаточной для практических расчетов, каждый из пяти коробчатых блоков пролетного строения можно аппроксимировать стержнем сплошного сечения, имеющем те же интегральные жесткостные характеристики, что и коробчатые сечения. Эксперимент показал также, что разность осадок крайних и средних опор может существенно повлиять на напряженно-деформированное состояние конструкции.

При сравнении данных расчета и эксперимента в математическую модель должна быть введена фактическая податливость испытательного стенда. Для этого был сначала проделан численный эксперимент и построен график зависимости разности осадок крайней и средней опор от жесткости опорного стержня в математической модели. Затем по замеренной в эксперименте разности $\Delta = 0,21$ мм по графику была определена соответствующая жесткость опорного стержня $EF = 250$ т (рис. 2).

Результаты эксперимента и данные расчета на полученной математической модели сопоставляли по изгибающим и крутящим моментам, а также прогибам для каждого нагружения по всему полю модели. Математическая модель считалась достоверной, если данные расчета проходили через области экспериментальных значений. На рис. 3 показан пример сопоставления экспериментальных и теоретических данных для среднего сечения модели при III загрузении. Анализ результатов сравнения показал, что теоретические значения в своем подавляющем большинстве (98%) ложатся в области возможных экспериментальных значений, что свидетельствует о достоверности предложенной математической модели.

Поступила в редколлегию 14.05.80

ИССЛЕДОВАНИЯ НА МОДЕЛЯХ ФУНДАМЕНТОВ-ОБОЛОЧЕК ПОД КОЛОННЫ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Расход железобетона на фундаменты в промышленном строительстве составляет 15—20% общего расхода на здания. Применяемые монолитные фундаменты на естественном основании имеют ряд недостатков и поэтому проблема создания новых экономичных фундаментов актуальна. Основные направления разработок: сборные фундаменты ступенчатого типа; сборные тонкостенные фундаменты-оболочки с опиранием на грунт или опорные плиты-подшвы.

Исследования по созданию тонкостенных фундаментов-оболочек оказались более перспективными. В этой области имеется значительный опыт строительства монолитных тонкостенных фундаментов под сооружения башенного типа. Конструкции сборных фундаментов-оболочек для колонн промышленных зданий в порядке эксперимента были разработаны, в частности, специалистами «УралпромстройНИИпроекта» [1]. Работа, цель которой — создание новых рациональных конструкций сборных фундаментов под колонны промышленных зданий, выполнялась Проектным институтом № 1. Разработанный фундамент-оболочка включает тонкостенный подколонник и сборную плиту подошвы (рис. 1).

Элементы фундамента-оболочки изготавливают из бетона марки 200, армированного сварными сетками и каркасами. Конструкцию фундамента-оболочки не рассчитывали. Как толщина, так и армирование фундамента, назначались из конструктивных соображений. Для проверки конструктивных решений фундамента-оболочки, разработанного Проектным институтом № 1, в НИИСК Госстроя СССР были проведены экспериментальные исследования, целью которых было исследование напряженного состояния фундамента-оболочки в упругой стадии работы конструкции; исследование прочности и трещиностойкости подошвы и подколонника; исследование надежности сопряжения конической части фундамента с кольцевой подошвой.

Наличие цилиндрической стаканной части допускает применение как цилиндрических, так и прямоугольных колонн. Колонны прямоугольного сечения опираются на дно стакана фундамента-оболочки. Цилиндрические колонны опираются по периметру стакана такого фундамента.

В соответствии с изложенным, экспериментальные исследования выполнялись на трех моделях. Одна из них была выполнена из оптически активного материала, а две другие — из материала, подобного натурному.

Модель из оптически активного материала изготавливалась в масштабе 1 : 15. Основанием для модели служил блок поролонa размером 64×64×70. Нагружали ее осевой силой, приложенной с эксцентриситетом $e=2,8$ см, и горизонтальной силой. Как осевая, так и горизонтальная силы прикладывались к замоноличенному эпоксидной смолой в стаканную часть фундамента бруску, имитирующему нижнюю часть колонны. Исследования, целью которых было выявление напряженного состояния подколонника, проводились методом «замораживания». Модели из материала, подобного натурному, изготавливались в масштабе 1 : 10. Материалы для моделей подбирали в соответствии с методикой, описанной в работе [2].

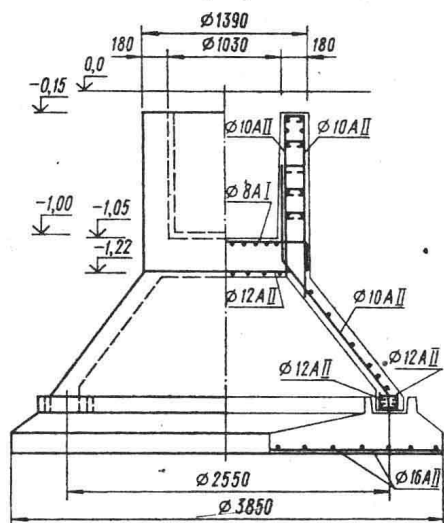


Рис. 1. Конструкция фундамента-оболочки.

В качестве материала основания при исследовании железобетонных моделей фундаментов-оболочек был принят мелкозернистый песок объемным весом $\gamma = 1,64 \text{ т/м}^3$. Испытания моделей фундаментов-оболочек проводились в лотке размером в плане $3 \times 3 \text{ м}$. Исходя из размеров подошвы моделей фундаментов-оболочек, мощность слоя основания была принята 1,2 м. Отсыпка основания в лоток осуществлялась слоями толщиной 5 см.

Рассматриваемые фундаменты-оболочки разрабатывались под колонны прямоугольного сечения и круглые кольцевые. Поэтому испытания проводились при нагружении вертикальной нагрузкой одной модели — через колонну, как и модели из оптически активного материала, другой — по периметру цилиндрической части. В обоих случаях нагрузка прикладывалась с эксцентриситетом $e = 4,2 \text{ см}$. Помимо вертикальной нагрузки, обе модели нагружались горизонтальной силой, приложенной на уровне верха стаканной части фундамента-оболочки.

Основные результаты экспериментальных исследований моделей фундаментов-оболочек, приведенные к расчетным нагрузкам ($N = 915 \text{ кН}$, $M = 388 \text{ кНм}$, $Q = 58 \text{ кН}$) натурной конструкции, представлены на рис. 2 и 3 и в табл. 1 и 2. На

Таблица 1

Сечения		Величины усилий в радиальных сечениях подколоники натурального фундамента от действия расчетных нагрузок на модель					
		«железобетонную» при нагружении				из оптически активного материала	
		через колонну		по периметру стакана			
радиальные (оси)	местные	M, кНм/м	N, кН/м	M, кНм/м	N, кН/м	M, кНм/м	N, кН/м
I — 0 (III — 0)	1—1	0,27	—145,1	1,31	—135,8	3,7	—49
	2—2	—0,11	—340,6	—0,04	—178	0	—55
	3—3	0,02	—236,6	—1,23	—229	—4,9	0
	4—4	4,52	—125	—0,16	—203	—	—
	5—5	—0,64	—134	—0,69	—311	—	—
	6—6	—1,22	22,4	—0,48	—216	—	—
II — 0	1—1	0,08	—106	1,55	—147	2,5	—280
	2—2	—0,93	—197	—1,34	—274	—0,7	—440
	3—3	—2,54	—91	—0,17	—465	3,4	—990
	4—4	0,69	41,6	—0,74	—282	—	—
	5—5	—0,41	—48	—0,69	—349	—	—
	6—6	—0,27	—99,3	—0,48	—266	—	—
IV — 0	1—1	0,00	—71,3	1,69	—29,3	—2	—238
	2—2	0,70	—77,8	0,19	—71,9	1,1	—238
	3—3	—2,95	—224,5	—0,19	—241	—8,5	104
	4—4	—1,01	202	—0,98	—66,4	—	—
	5—5	0,74	313,2	—1,46	—88,5	—	—
	6—6	—1,75	80	0,17	—51	—	—

рис. 2 приведены основные сечения моделей, по которым определялись усилия. Под радиальными сечениями в дальнейшем понимаем сечения вертикальными плоскостями, проходящими через ось вращения образующей подколоники. Под кольцевыми — сечения плоскостями, параллельными плоскости плиты подошвы. На рис. 3 показаны эпюры изгибающих моментов в подошве натурального фундамента от действия расчетных нагрузок, полученные по результатам испытаний двух железобетонных моделей. В табл. 1 и 2 приведены величины усилий в подколоники натурального фундамента, полученные по результатам испытания трех моделей.

Сопоставим величины усилий, полученные по результатам испытания трех моделей, которые нагружали по-разному. Прежде всего, удовлетворительно сов-