Печатается по решению секции литературы по строительной физике и конструкциям редакционного совета Стройиздата от 10/VI—1970 г.

Дорфман А. Э., Левонтин Л. Н. Проектирование безбалочных бескапительных перекрытий. М., Стройиздат, 1975, 124 с.

В книге изложены основные положения статического расчета конструкций каркасов зданий с безбалочными бескапительными перекрытиями. Рекомендации по расчету подтверждены экспериментальными исследованиями, краткое описание которых приведено. Даны примеры расчета и новые конструктивные решения железобетонных каркасов с бескапительными перекрытиями, часть из которых выполнена в реальных сооружениях. Перекрытия со скрытыми капителями — «воротниками» и предварительно напряженными железобетонными вкладышами рассмотрены только в обзорной части, так как в конструктивном отношении они не могут быть отнесены к бескапительным.

Книга предназначена для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.

Табл. 13, рис. 78, список лит.: 39 назв.

Д $\frac{30205-772}{047(01)-75}$ 116—75

© Стройиздат, 1975

ВВЕДЕНИЕ

На современном этапе строительства общественных и промышленных зданий необходимо применять такие индустриальные конструкции, которые наиболее полно отвечали бы архитектурно-строительным требованиям: возможности гибкой планировки в зданиях с различными функциями и созданию разнообразия фасадов при одной конструктивной схеме, собранной из унифицированных элементов. Очень важно сделать эти конструкции легкими и простыми в изготовлении и монтаже.

Этим требованиям в ряде случаев наиболее полно отвечает железобетонный каркас с безбалочными бескапительными перекрытиями, который дает возможность создать универсальную конструкцию для зданий с различной этажностью и различным назначением.

Безбалочные бескапительные перекрытия имеют некоторые преимущества перед другими видами перекрытий, которые заключаются в простоте изготовления и меньшем расходе материалов на опалубку (плоская форма и минимальная площадь поверхности из-за отсутствия балок), меньшей площади, подвергающейся последующей отделке, возможности применения более жестких бетонов (что экономит расход цемента и уменьшает усадку бетона), гладком потолке, позволяющем отказаться от дорогостоящих подшивных потолков, необходимых по гигиеническим или эстетическим соображениям, сравнительно малом габарите перекрытия, что дает экономию кубатуры здания на 10—12% и уменьшает расходы на эксплуатацию здания и ограждающие конструкции (рис. 1). Наличие консольной части по периметру перекрытия позволяет удобно решать температурно-осадочные швы и примыкания к другим зданиям (рис. 2), а также наружные ограждающие конструкции (рис. 3). Кроме того, теоретические и экспериментальные исследования, проведенные авторами, показали, что безба-

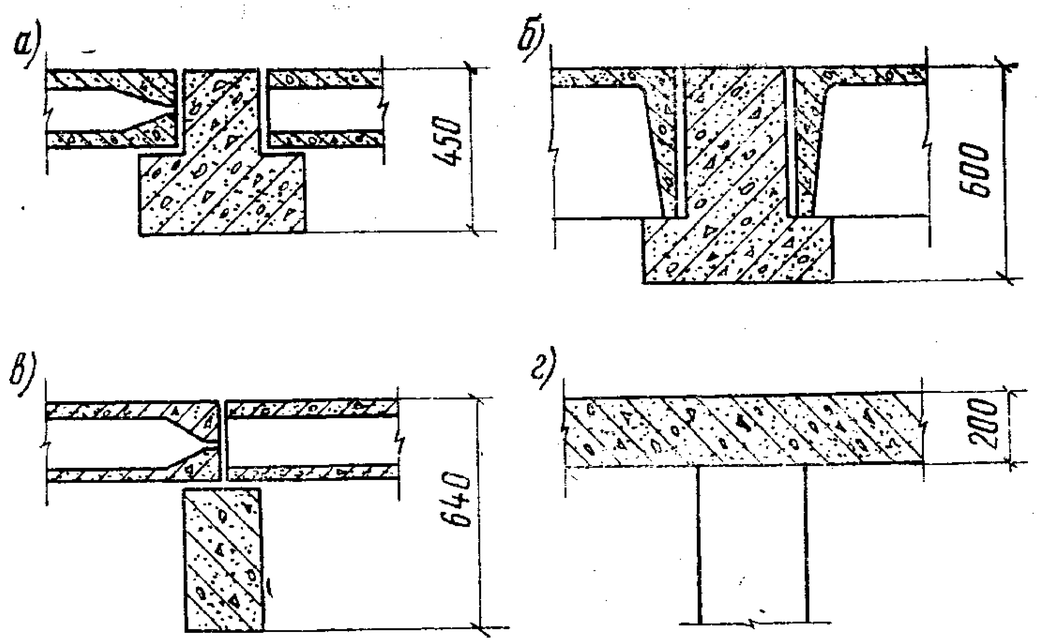


РИС. 1. ГАБАРИТЫ ПЕРЕКРЫТИЙ

а — в серии ИИ-04; *б* — в серии 02; *в* — по каталогу ИИ-03; *г* — бескапительное перекрытие

лочные бескапительные перекрытия дают возможность создать рамный каркас в двух направлениях, который в ряде случаев позволяет отказаться от связей, в результате чего значительно увеличивается полезный объем здания. Следует, однако, отметить, что рассматриваемая конструкция рациональна при пролетах до 6—7 м, так как при бо́льших пролетах собственный вес плиты будет составлять более половины всей вертикальной нагрузки. С точки зрения расхода материалов перекрытие при прямоугольных ячейках колонн менее экономично, чем при квадратных, так как неполностью используется рабочая высота сечения плиты.

Безбалочные бескапительные перекрытия не получили до настоящего времени должного распространения в строительстве из-за неясностей в оценке действительной работы конструкции и отсутствия методов расчета, учитывающих возможности увеличения несущей способности плиты на продавливание с помощью соответствующего армирования.

Создание конструкции железобетонного каркаса с безбалочным бескапительным перекрытием, обеспечивающим восприятие не только вертикальных, но и горизонтальных нагрузок, дает возможность улучшить современные традиционные методы конструирования каркасных зданий. Однако для внедрения их в практику строительства необходимо проведение дополнительных

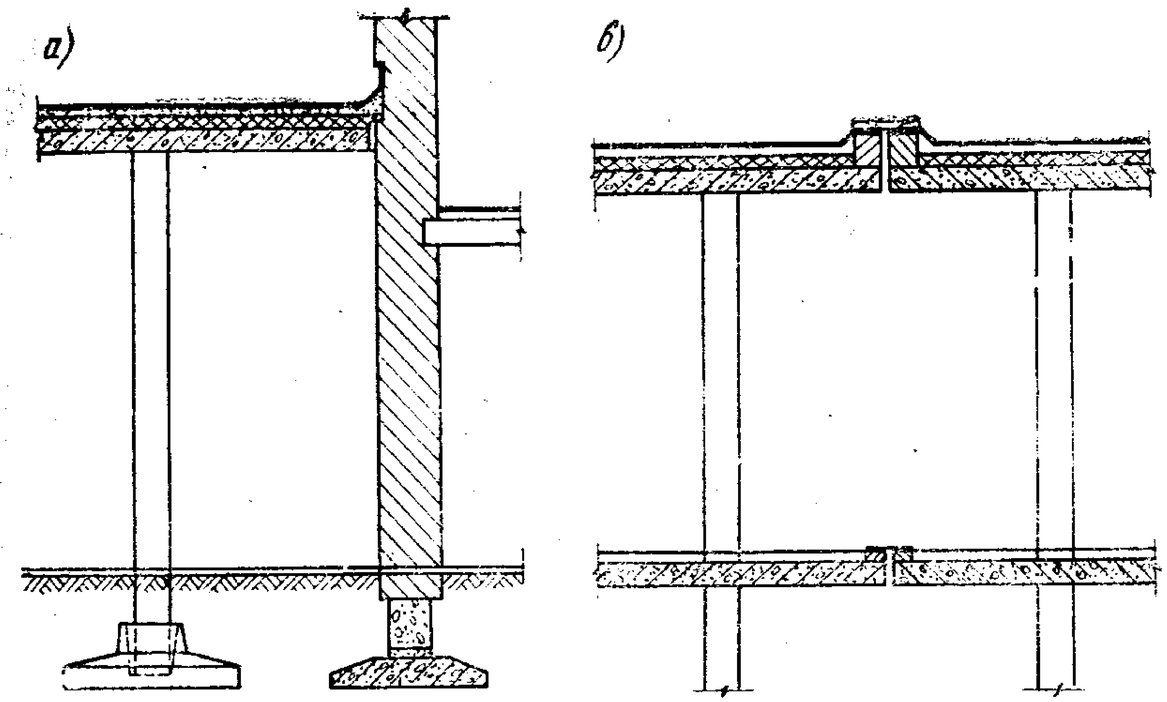


РИС. 2. РЕШЕНИЕ ТЕМПЕРАТУРНО-ОСАДОЧНЫХ ШВОВ В БЕЗРИГЕЛЬНОМ КАРКАСЕ

а — в примыкании к другому зданию; *б* — в протяженном здании

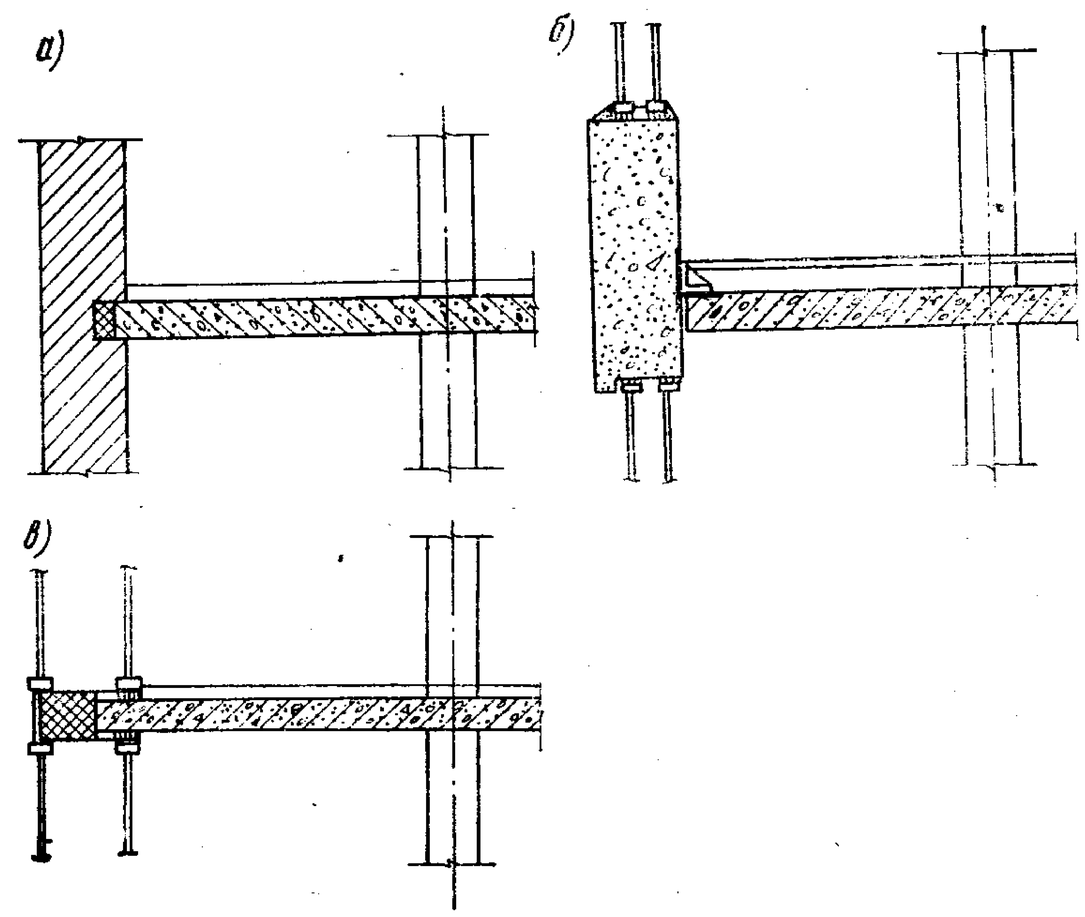


РИС. 3. УСТРОЙСТВО ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ БЕСКАПИТЕЛЬНЫХ ПЕРЕКРЫТИЯХ

а — из кирпичных стен; *б* — из навесных панелей; *в* — из витражей

исследовательских работ по выбору конструктивного решения, а также по методике конструирования и расчета.

Применяемые в настоящее время методы конструирования и расчета безбалочных перекрытий с капителями, безбалочных перекрытий со скрытыми капителями (в том числе с «воротниками») не могут быть использованы для безбалочных бескапительных перекрытий, предложенных авторами.

Экспериментальные исследования бескапительных перекрытий, проведенные авторами совместно со специалистами ЦНИИЭП жилища и Дальневосточного отделения Промстройниипроекта, позволили:

установить методику статического расчета железобетонного каркаса с безбалочным бескапительным перекрытием и, в том числе, методику определения деформаций и трещиностойкости плиты безбалочного бескапительного перекрытия;

установить методику расчета опорных зон безбалочных бескапительных перекрытий, усиленных поперечной арматурой;

установить принципы конструирования железобетонных каркасов зданий с безбалочным бескапительным перекрытием и дать рекомендации конструктивных решений;

обосновать экономическую эффективность рекомендуемых конструктивных решений бескапительных перекрытий;

внедрить в практику проектирования и строительства каркас с безбалочным бескапительным перекрытием, как конструкцию экономичную и наиболее полно решающую архитектурно-планировочные и градостроительные задачи.

Целесообразность конструктивных решений и методов расчета, приведенных в данной книге, подтверждена практикой проектирования, а также строительством и эксплуатацией объектов (дом межрейсового отдыха рыбаков, гостиница во Владивостоке и другие объекты, включая сооружения, находящиеся в зонах с сейсмичностью до 8 баллов).

Книга состоит из шести глав.

В первой главе дан краткий обзор конструктивных решений безбалочных бескапительных перекрытий, а также исследований и предложений по расчету этих конструкций.

Вторая глава посвящена описанию рекомендуемых конструкций; в ней даны результаты технико-экономического сравнения рекомендуемых конструкций с применяемыми конструкциями в настоящее время.

В третьей главе приведены основные положения по статическому расчету железобетонного каркаса с бескапительными перекрытиями, расчет опорных сечений плит на продавливание с учетом армирования, определение деформаций и трещиностойкости перекрытия.

В четвертой главе даны материалы экспериментальных исследований натурных образцов надколонных плит, проведенных на испытательном стенде завода ЖБИ-1 во Владивостоке и в лаборатории прочностных испытаний ЦНИИЭП жилища.

Пятая глава посвящена экспериментальному исследованию натурного фрагмента сборно-монолитного железобетонного каркаса (сетка колонн 6×6 м) с безбалочным бескапительным перекрытием, выстроенного и испытанного на заводе ЖБИ-1 во Владивостоке.

В шестой главе даны примеры расчета и конструирования железобетонных каркасов зданий различного назначения с применением рекомендуемых бескапительных перекрытий.

Главы I—V написаны А. Э. Дорфманом, глава VI написана Л. Н. Левонтиным.

Авторы благодарны докторам техн. наук Э. Л. Дешко, Г. А. Шапиро и канд. техн. наук Б. В. Сендерову за помощь в проведении экспериментальных исследований новых конструкций безбалочных бескапительных перекрытий, а также сотрудникам лаборатории строительных конструкций Дальневосточного отделения Промстройниипроекта за содействие в проведении экспериментов.

ГЛАВА I

КРАТКИЙ ОБЗОР РАЗВИТИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ ФОРМ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ И ИССЛЕДОВАНИЙ ЭТИХ КОНСТРУКЦИЙ

§ 1. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Безбалочные перекрытия впервые появились в начале XX в. в России (предложение проф. А. Ф. Лолейта) и в США (предложение инж. Торнера). В 1910 г. конструкции такого типа были осуществлены в Швейцарии.

В СССР безбалочные перекрытия получили широкое распространение в начале 30-х годов благодаря работам ЦНИИПСа и Мясохладопрома. Применялись они в основном на предприятиях пищевой промышленности, в промышленных зданиях, московских станциях метро («Кропоткинская», «Киевская» и др.), подземных резервуарах. В общественных и жилых зданиях эти конструкции распространения не получили, так как неотъемлемая часть перекрытия — капитель (грибовидное уширение верхней части колонны) — затрудняла планировку этажей и устройство современного интерьера. Таким образом, круг применения чрезвычайно простых по конструкции и ценных по ряду преимуществ безбалочных перекрытий был ограничен, в основном, промышленными зданиями.

Изменение архитектурных и технологических требований в промышленности и гражданском строительстве неизбежно приводит к изменению конструктивных форм.

Появившаяся в пятидесятые годы необходимость в гибкой планировке зданий и новых решениях интерьеров заставила специалистов подумать о гладком решении потолка — без капителей колонн. В связи с этим появилась тенденция к усилению зоны опирания плиты безбалочного перекрытия на колонну с тем, чтобы освободиться от капителей.

Конструкторская мысль шла по пути замены традиционной капители элементом более прочным, чем плита, а, стало быть, меньшей толщины, позволяющей не выходить из габарита плиты по толщине. Введением в опорную зону плиты прочного вкладыша была исключена капитель. Вкладыш выполняет при этом конструктивные функции капители, увеличивая площадь опоры плиты.

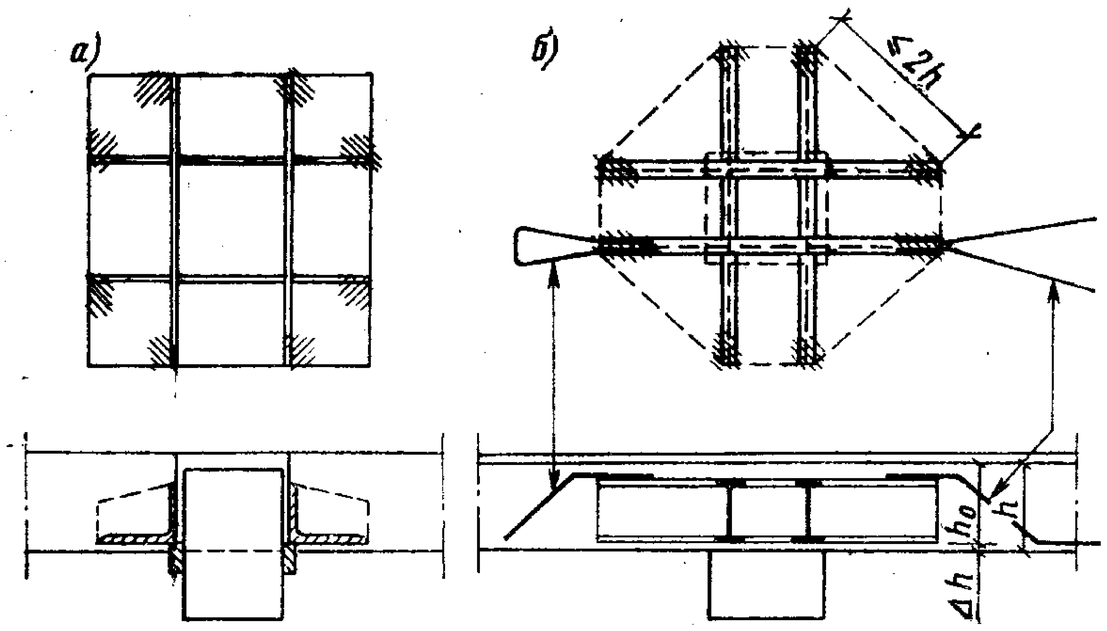


РИС. 4. СХЕМЫ СТАЛЬНЫХ ВОРОТНИКОВ
а — из листовой стали; *б* — из профилированной стали

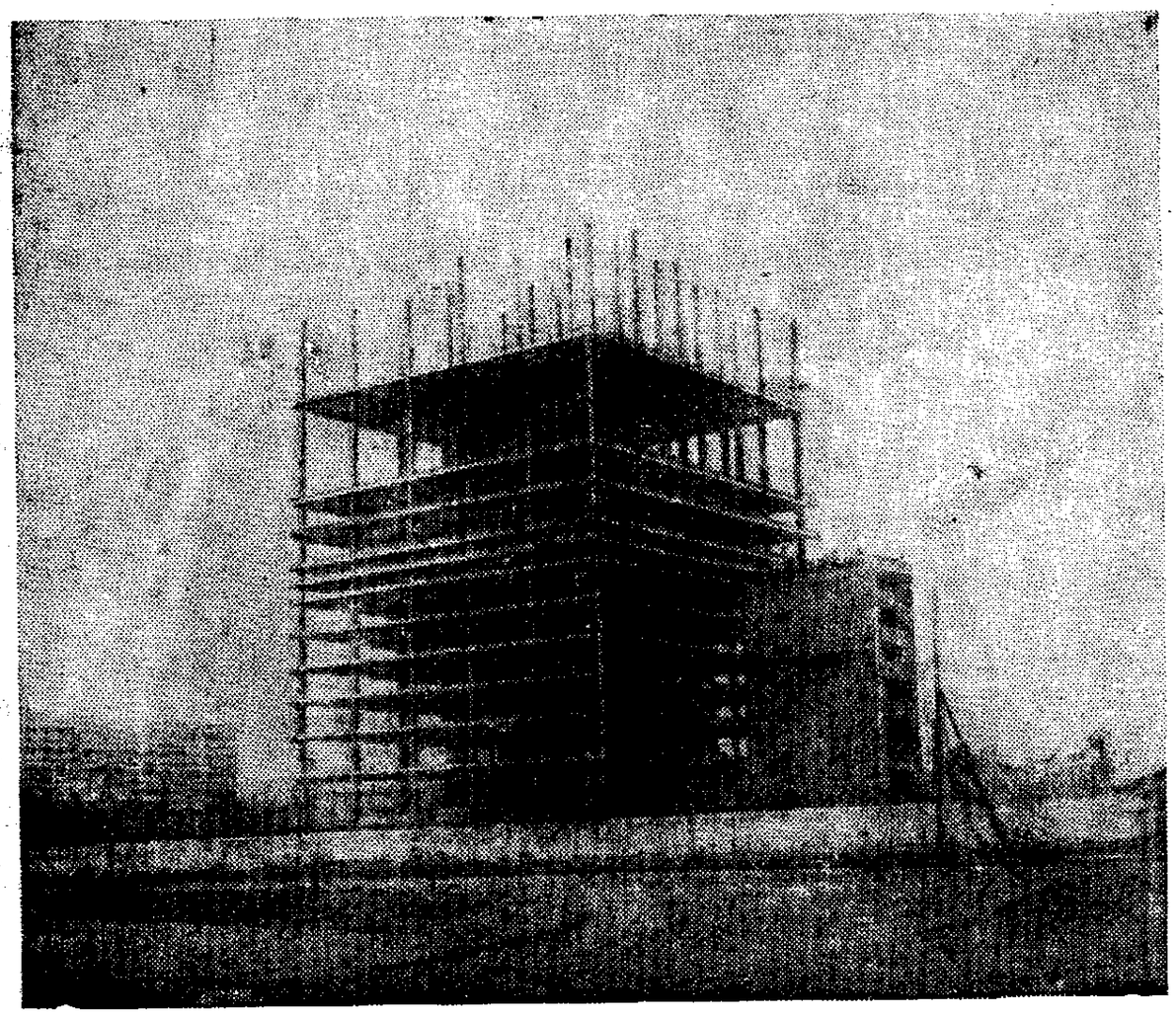


РИС. 5. МОНТАЖ КАРКАСА ЗДАНИЯ ГОСУДАРСТВЕННОГО АРХИВА В МОСКВЕ

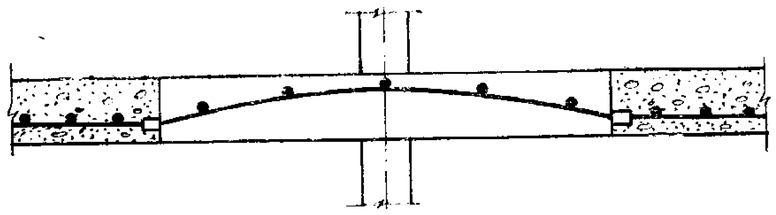


РИС. 6. СБОРНАЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННАЯ КАПИТЕЛЬ, ЗАМОНОЛИЧЕННАЯ В ПЕРЕКРЫТИИ

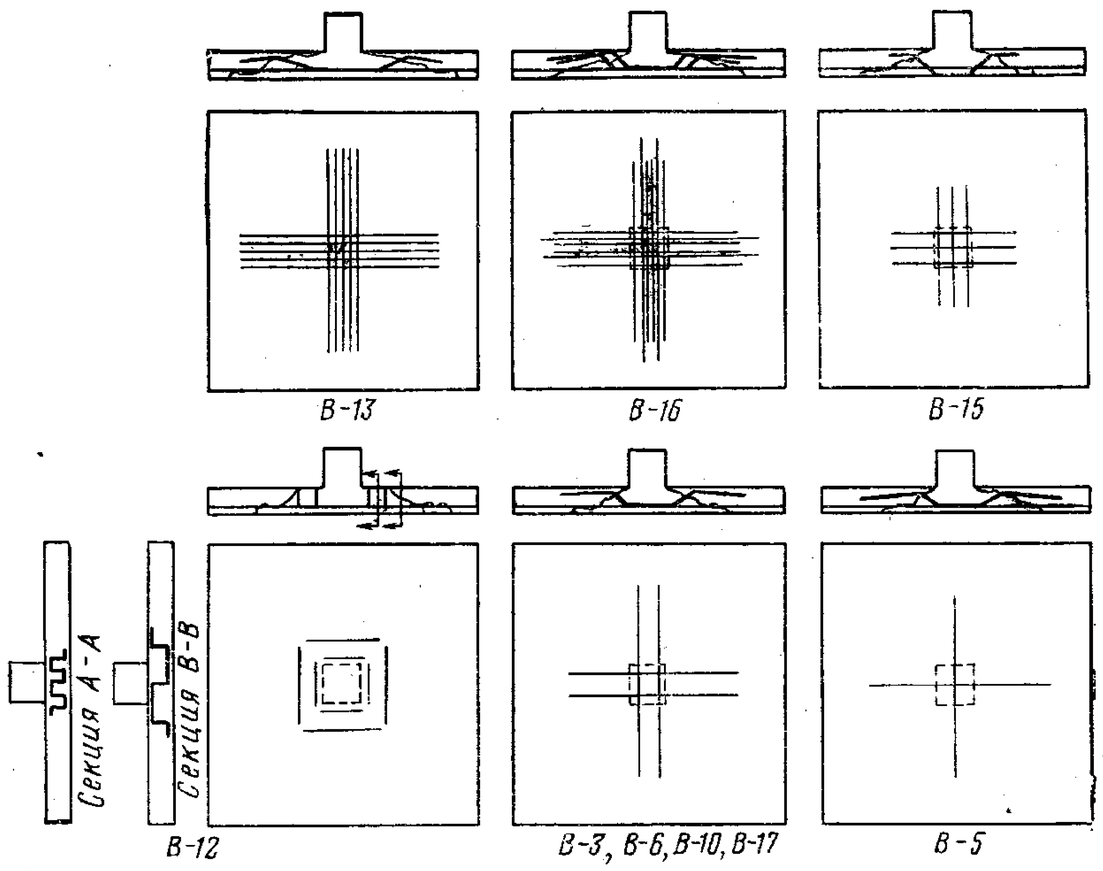


РИС 7. КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ ПЛИТ, ИСПЫТАННЫХ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ ХОГНЕСТАДОМ И ЭЛЬСТНЕРОМ

Наибольшее распространение получили конструкции безбалочных перекрытий с применением так называемых воротников. Воротники представляют собой стальную конструкцию в виде обоймы или балочной крестовины (рис. 4), сваренной, как правило, из профилированной стали. Впервые такие конструкции появились в 1905 г. в США. В сороковые годы они получили широкое распространение и применяются в настоящее время.

В нашей стране бескапительные перекрытия с воротниками достаточно хорошо исследованы и получили распространение в зданиях, возводимых методом подъема этажей. На рис. 5 дан общий вид здания Государственного архива в Москве во время монтажа.

Известны конструкции безбалочных перекрытий с применением скрытых капителей, представляющих собой сборные предварительно-напряженные плиты, которые замоноличивают в перекрытие (рис. 6). Такие конструкции были исследованы в Чехословакии, Швеции и в нашей стране (ЛенЗНИИЭП), но пока не получили широкого применения, так как в них предусматривается применение монолитного железобетона, возводимого методом подъема этажей, а это не всегда эффективно.

Применение прочных вкладышей в опорной зоне железобетонного перекрытия почему-то неразрывно связывалось с методом подъема этажей. И, действительно, наибольшее распространение эти конструкции (в монолитном исполнении) получили в связи с этим методом [20, 21, 22, 35]. Метод подъема этажей — это метод монтажа, где в качестве подъемных механизмов применяются синхронно действующие домкраты. Использование безусловно эффективного метода связывается с применением монолитного бетона, но это неверно. Не всегда мокрый процесс на строительной площадке целесообразен. Методом подъема этажей могут монтироваться сборные и сборно-монолитные перекрытия. В этом случае метод становится более эффективным, так как снимается вопрос сезонности работ (или зимнего удорожания) и уменьшается объем «мокрого процесса», увеличивающего трудоемкость и сроки строительства. Кроме того, принципиальное решение конструкции диктуется эффективным использованием в ней несущего материала, что определяет экономичность и четкую работу ее в период эксплуатации, а не методом ее возведения.

Попытки создать такие конструкции и экспериментально их исследовать сделаны многими учеными. Так, американские исследователи Розенталь [37], Хогнестад и Эльстнер [33], Бах и Граф [26] и другие испытали железобетонные плиты, в опорную зону которых была введена арматура (рис. 7), воспринимающая поперечную силу. Материалы о практическом применении этих конструкций отсутствуют.

§ 2. МЕТОДЫ СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА

Отсутствие теоретических и экспериментальных исследований безбалочных перекрытий в начале XX в. обусловило использование грубо приближенных методов рас-

чета этих конструкций. В дальнейшем появились предложения по расчету безбалочных перекрытий так называемыми точными методами, рассматривающими безбалочную плиту как пластинку, опирающуюся на капители. Надо отметить, что эти методы были весьма сложны и практически недоступны проектировщикам. Кроме того, ряд предложений, положенных в основу этих методов, не соответствовал действительной работе плиты. Наиболее стройный метод был предложен советским ученым, академиком Б. Г. Галеркиным. Наряду с так называемыми точными методами расчета с использованием бигармонических рядов — метод Галеркина, тригонометрических рядов — метод Леве, метод упругих сеток Маркуса существовали практические способы расчета методом заменяющих рам, разработанные А. Ф. Лолейтом и М. Я. Штаерманом [23], с помощью которых было запроектировано и построено значительное количество безбалочных перекрытий. Упрощенные способы расчета рассматривали безбалочное перекрытие как систему широких перекрещивающихся под прямым углом балок, работающих в двух направлениях.

Существующие методы расчета разнились по получаемым изгибающим моментам довольно значительно (до 40%). Это объяснялось наличием различных предложений в части распределения изгибающего момента по ширине плиты. Данное обстоятельство не вызывало особых осложнений в работе конструкции, так как статическая неопределимость ее давала возможность перераспределения усилий, и плита работала согласно тому, как ее конструировали.

В настоящее время для статического расчета безбалочных перекрытий используются, как правило, методы упругой сетки и заменяющих рам. При расчете методом упругой сетки плита представляется как система взаимно перпендикулярно пересекающихся нитей, которая в каждой точке пересечения их должна находиться в равновесии. Сетка. до приложения нагрузки. находится на координатной плоскости; под нагрузкой точки пересечения нитей перемещаются относительно координатной плоскости; величины перемещений узловых точек определяются ординатами относительно координатной плоскости. Сам расчет можно подразделить на три этапа:

1) перекрытие, находящееся под действием нагрузки сверху, в предположении отсутствия промежуточных опор;

2) перекрытие, находящееся под действием реакции промежуточных опор, в предположении отсутствия нагрузки сверху;

3) перекрытие, находящееся под действием внешних сил и вызванных ими реакций.

В первом и втором этапах определяются ординаты соответствующих перемещений, в третьем этапе они суммируются и определяются изгибающие моменты и прогибы.

Как показал опыт, расчет безбалочных плит с применением теории упругих сеток в практической деятельности инженеров - проектировщиков мало пригоден из-за его громоздкости и сложности вычислительных работ. Кроме того, эта методика становится неприменимой к расчету безбалочного бескапительного перекрытия в системе рамного железобетонного каркаса, так как она исключает частичное защемление плиты на опорах и рассматривает упругую пластинку, опертую на точки.

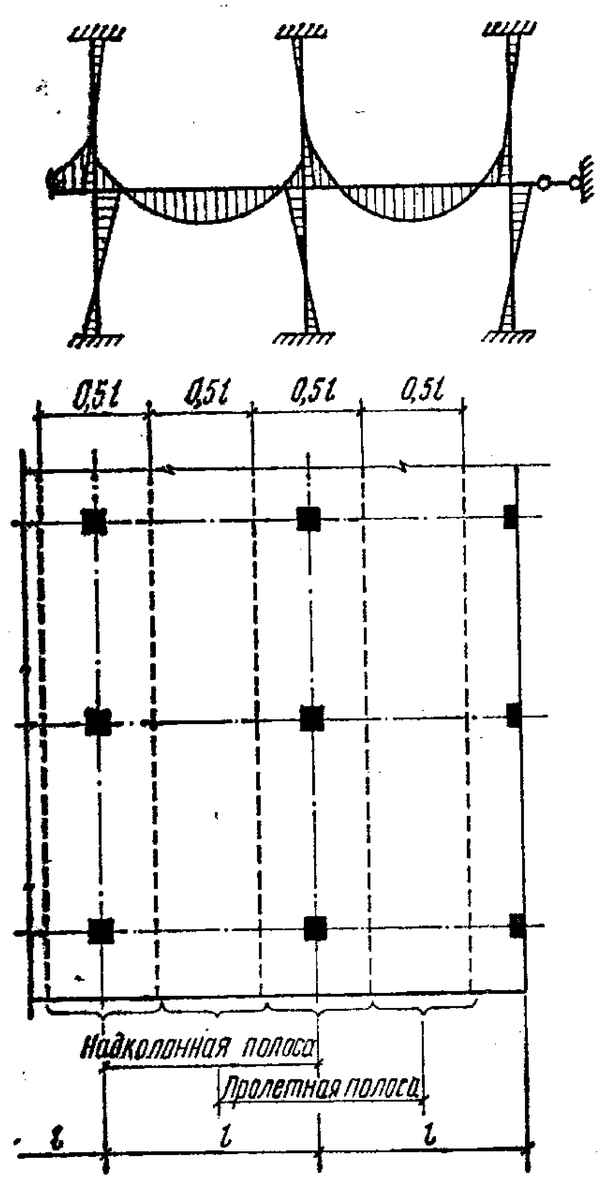


РИС 8. РАСЧЕТНАЯ СХЕМА РАМЫ ДЛЯ РАСЧЕТА МЕТОДОМ ЗАМЕНЯЮЩИХ РАМ

Подробные исследования показали, что расчет безбалочного перекрытия методом заменяющих рам дает результаты с достаточной для практики точностью. По этому методу расчет безбалочного перекрытия и колонн сводится к расчету двух взаимно пересекающихся рам, ригелями которых является плита шириной, равной полусумме двух смежных пролетов

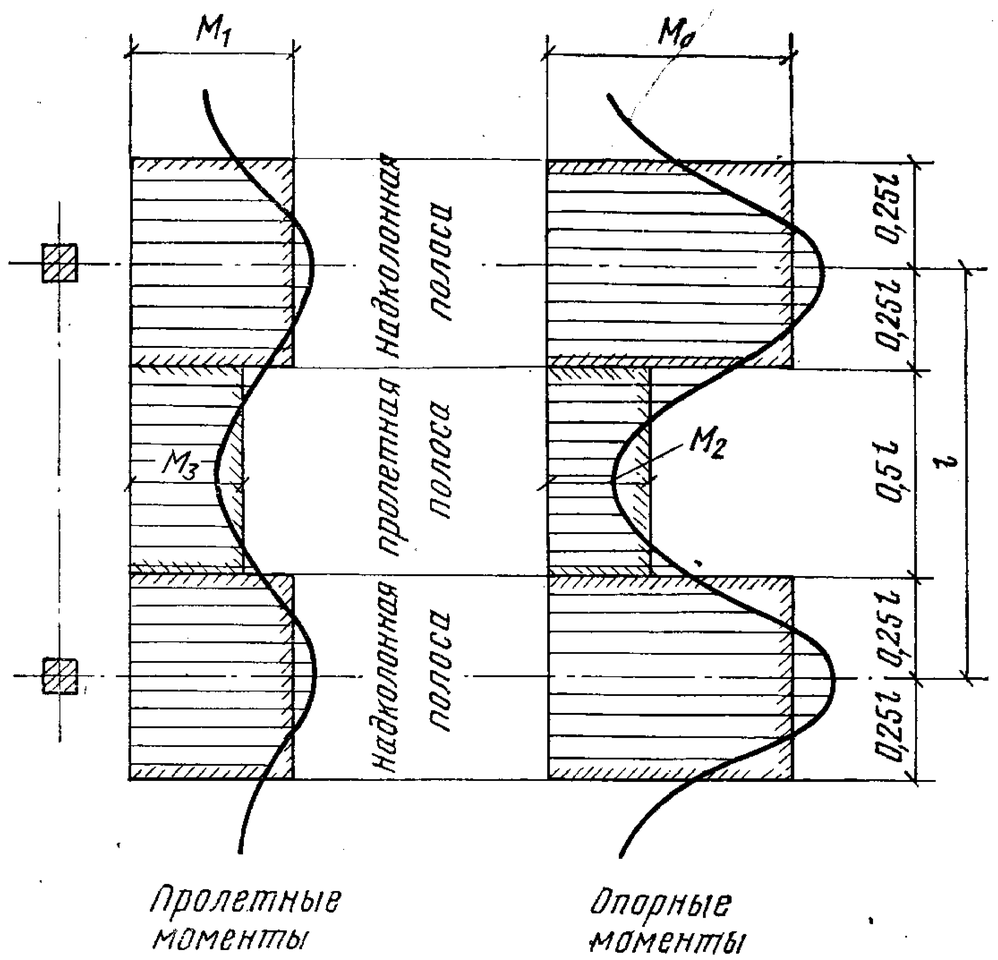


РИС. 9. ЭПЮРЫ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА ПО ШИРИНЕ РИГЕЛЯ-ПЛИТЫ

(рис. 8). Каждая из рам в обоих направлениях рассчитывается на полную приходящуюся на нее нагрузку.

За расчетную схему принимается двухъярусная рама с ригелем посредине, причем способ закрепления верхнего конца верхней стойки и нижнего конца нижней стойки особого значения не имеет, так как в основу уравнений положено предположение об отсутствии горизонтального смещения узлов.

По методу заменяющих рам, предложенному И. М. Штаерманом, ригель заменяющей рамы рассматривается как неразрезная балка переменной жесткости на упругоподатливых опорах. В сечение балки на опорах включаются капители. Для такой балки получены уравнения упругой линии и изгибающих моментов.

Распределение изгибающих моментов по ширине ригеля-плиты производится с помощью рекомендуемых коэффициентов.

Согласно обозначению моментов на рис. 9:

$$M_0 = 0{,}77\,X \quad \text{и} \quad M_2 = 0{,}23\,X;$$
$$M_1 = 0{,}57\,M \quad \text{и} \quad M_3 = 0{,}43\,M,$$

где X — опорный изгибающий момент на всей ширине ригеля;

M — пролетный изгибающий момент на всей ширине ригеля.

Согласно расчету безбалочного перекрытия по теории упругой сетки распределение моментов соответствует:

$$M_0 = 0{,}71\,X \quad \text{и} \quad M_2 = 0{,}29\,X;$$
$$M_1 = 0{,}65\,M \quad \text{и} \quad M_3 = 0{,}35\,M.$$

Распределение изгибающих моментов по ширине ригеля с помощью разложения функции нагрузки в тригонометрический ряд (метод Леве) дает следующие результаты:

$$M_0 = 0{,}76\,X \quad \text{и} \quad M_2 = 0{,}24\,X;$$
$$M_1 = 0{,}67\,M \quad \text{и} \quad M_3 = 0{,}33\,M.$$

Дальнейшие экспериментальные и теоретические исследования безбалочных бескапительных перекрытий показали, что приведенные отношения нуждаются в корректировке, так как они не совсем точно отражают действительную работу бескапительного перекрытия. Материалы этих исследований приведены в главе II.

§ 3. ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ СТЫКА ПЛИТЫ С КОЛОННОЙ

Практика показала, что в ряде случаев происходило разрушение плит не от изгиба, а от продавливания в месте приложения сосредоточенной силы или опирания ее на точечные опоры. Поэтому наиболее ответственное место конструкции безбалочных бескапительных перекрытий — зона опирания плиты на колонну. В этом месте под действием разрушающей нагрузки может произойти продавливание плиты.

Продавливание — пространственная форма скалывания — происходит в виде выкалывания из тела плиты бетонной усеченной пирамиды, грани которой наклонены к горизонтали под углом, близким к 45°; усеченная часть пирамиды равна сечению давящего штампа (в частности, колонны). Это явление хорошо изучено отечественными и зарубежными учеными. Профессорами А. А. Гвоздевым

и С. М. Крыловым рекомендована формула для определения продавливающего усилия, которая вошла в СНиП II-В.1-62*:

$$R_{пр} \leqslant 0{,}75\, R_р\, b_{ср}\, h_0\,, \qquad (I.1)$$

где $R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона растяжению;
h_0 — рабочая высота сечения плиты на проверяемом участке;
$b_{ср}$ — среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего основания пирамиды, образующейся при продавливании, в пределах высоты сечения (рис. 10).

Эта формула рекомендована для расчета безбалочных перекрытий и фундаментов и справедлива для бетонных сечений, так как она не учитывает возможное армирование зоны продавливания в целях увеличения несущей способности стыка. Это доказано исследованиями Эльстнера, Хогнестада, Розенталя, Баха, Графа и других зарубежных инженеров, а также работами ЦНИИпромзданий, ЛенЗНИИЭП, ЦНИИЭП жилища.

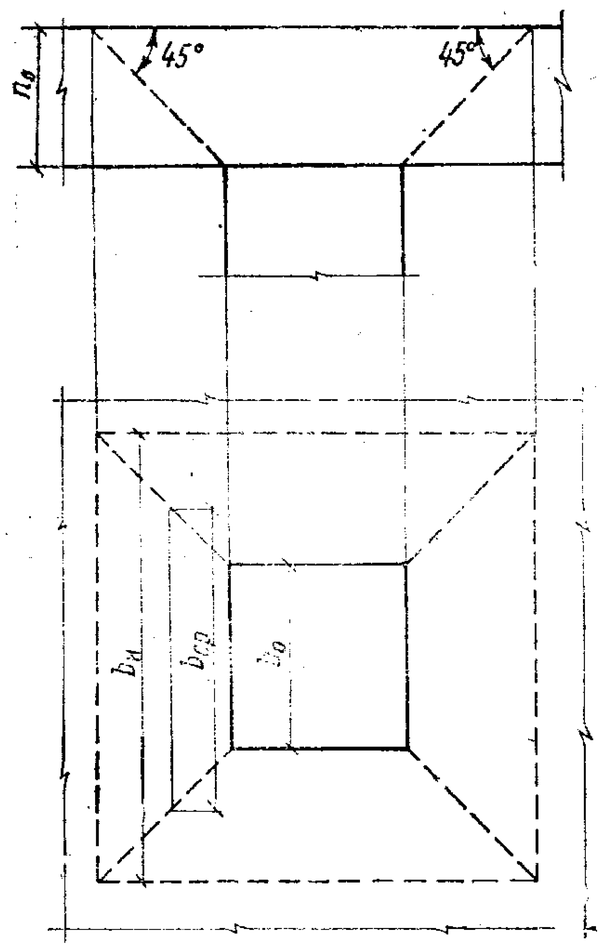


РИС. 10. К РАСЧЕТУ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ ПО СНиП II-В.1-62*

Разрушающие нагрузки $P_{исп}$, полученные при испытании плит [31, 35] с различным армированием опорных зон (см. рис. 7) и варьированием толщин, сопоставлялись с вычисленными значениями по формуле (I.1).

Среднее отношение продавливающей силы $P_{исп}$ к вычисленному по формуле (I.1) составило

$$\bar{t} = \frac{\Sigma \dfrac{P_{исп}}{P^н_{пр}}}{n} = 1{,}65,$$

а квадратичное отклонение $\sigma = 0{,}34$. Канд. техн. наук А. Д. Сергиевский [17] считает, что такое отклонение происходит за счет уменьшения угла наклона граней пирамиды продавливания и рекомендует формулы для определения угла наклона и продавливающей силы с учетом армирования зоны продавливания:

$$\operatorname{tg}\alpha = 1 + \left(2{,}2 - 0{,}8\sqrt{\frac{s}{h_0}}\right)\frac{\mu}{\mu_0}\,; \qquad (I.2)$$

$$P_{пр} = R_р\left[\frac{2}{3}\left(\frac{s}{h_0} + \pi \operatorname{tg}\alpha\right) h^2 \operatorname{tg}\alpha + 2{,}5\, n\, F_{от} \sin\beta\right]. \qquad (I.3)$$

По шведским нормам [28] предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном:

$$Q_{б1} = 1{,}1\ \varphi f(\alpha)\ R^н_и\ h_0^2\,, \qquad (I.4)$$

где φ — эмпирический коэффициент;
$f(\alpha)$ — функция, зависящая от угла наклона трещины; получается экспериментально.

С учетом параметров армирования

$$Q_{б2} = 4{,}4\ \pi\ \mu\ R^н_а\ h_0\ \frac{3-\xi}{3\,(m-k)}\ \frac{r}{h_0}\left(1 + \lg\frac{m\,h_0}{2r}\right). \qquad (I.5)$$

Мое для величины продавливающей силы предлагает:

$$Q_m \leqslant b\,h_0\ \sqrt{R_ц}\ \frac{4\left(1 - 0{,}075\,\dfrac{d}{h_0}\right)}{1 + \dfrac{p\,h_0\sqrt{R_ц}}{Q_{изг}}}\,, \qquad (I.6)$$

где $R_ц$ — цилиндрическая прочность бетона;
p — периметр трещины от продавливания на расстоянии половины высоты сечения колонны;
$Q_{изг}$ — продольное усилие в колонне, при котором происходит разрушение плиты от изгиба.

Если условие уравнения (I.6) не соблюдается, то вводится поперечное армирование, и тогда

$$Q_m = b\,h_0\sqrt{R_ц} = \frac{4\left(1 - 0{,}075\,\dfrac{d}{h_0}\right) + \left(\dfrac{Q}{p\,h_0\sqrt{R_ц}} - 0{,}8\right)}{1 + 1{,}4\,p\,\dfrac{h_0\sqrt{R_ц}}{Q_{изг}}}\,, \qquad (I.7)$$

где $Q_m = Q_а = F_а R_а \sin\alpha$.

Таким образом, сечение арматуры подбирается от полного продавливающего [illegible] дробной

БИБЛИОТЕКА ГИСИ им. В. П. Чкалова

части уравнения (I.7) не превышает величины 1,04—1,08, поэтому в американских стандартах ACI 318-63

$$Q_A \leqslant 1{,}06\, b\, h_0 \sqrt{R_ц}, \qquad (I.8)$$

а с учетом поперечного армирования

$$Q_A \leqslant 1{,}06\, b\, h_0 \sqrt{R_ц} + F_a R_a' \sin\alpha, \qquad (I.9)$$

где $R'_a = 0{,}5 R_a$, т. е. учитывается 50% прочности арматуры.

Каорлей и Холкинз [30] принимают призменную поверхность при продавливании и рекомендуют

$$Q_{kx} \leqslant \varphi\, b_0\, h \sqrt{R_ц}, \qquad (I.10)$$

где φ — коэффициент, учитывающий изгиб и равный 0,85;

b_0 — расчетный периметр призмы продавливания.

Кроме того, рекомендации по определению расчетной величины продавливающей силы даны в работах Итзаки, Андерссона [24], Европейского комитета по бетону [29] и др.

В диссертации канд. техн. наук М. Ф. Фишеровой [20] дано сравнение расчетных величин продавливающей силы, вычисленных по приведенным выше формулам, по данным испытаний американских исследователей Эльстнера, Хогнестада, Розенталя и других и проведено сравнение с экспериментальными результатами. Анализ показал, что отклонение величин продавливающих усилий, вычисленных по формулам, в сравнении с экспериментальными составляет от +35% до +58% — при вычислении по отечественным и американским формулам; от —8% до +24% — при вычислении по формулам (I.20), (I.21), (I.25).

Следует отметить работы ЛенЗНИИЭП в части определения несущей способности скрытых предварительно-напряженных капителей. Получена эмпирическая зависимость для определения продавливающей силы с учетом влияния предварительного напряжения

$$P \leqslant R_р\, (h - c)\, k_1\, b_{ср}\, (1{,}25 + 3{,}9\, m_т\, \eta). \qquad (I.11)$$

Результаты сравнения расчетных величин P, полученных по формуле (I.11), с фактическими усилиями дали вполне удовлетворительную сходимость.

М. Ф. Фишерова в своей работе [20] рекомендует формулу для определения продавливающей силы в сечениях плиты, расположенных на расстоянии 0,1—0,12 пролета от грани колонны (за пределами воротника). С учетом того

что поперечные силы в пределах предполагаемой усеченной пирамиды продавливания воспринимаются стальным воротником

$$Q_ф \leqslant 0{,}6\, R_р\, b\, h_0; \qquad (I.12)$$

с учетом поперечного армирования

$$Q_ф \leqslant 0{,}6\, R_р\, b\, h_0 + 0{,}4\, R_a\, F_a. \qquad (I.13)$$

Коэффициенты 0,4 и 0,6 получены опытным путем.

Обзор показывает, что рекомендации различных авторов по расчету на продавливание железобетонных плит от сосредоточенных сил дают большие расхождения с экспериментами или относятся к частным случаям конструктивного решения опорных зон (стык колонны с плитой с помощью стальных конструкций, предварительное напряжение опорной зоны).

§ 4. РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Экспериментальное изучение пространственной работы конструкций безбалочных перекрытий можно отнести к началу 30-х годов, когда в Баку М. С. Боришанским был испытан натурный фрагмент перекрытия. Основная цель испытания (определение наиболее эффективной методики статического расчета и подбора арматуры в плите) была достигнута. Установлено, что методика расчета безбалочных перекрытий методом заменяющих рам и распределение моментов по ширине ригеля, рекомендованные действующими в то время инструкциями, дают результаты, близкие к опыту.

На основе этих испытаний, а также других исследований (в том числе испытания безбалочного перекрытия в ЦНИИПС в Москве) разработан расчет безбалочных перекрытий с учетом перераспределения усилий (метод предельного равновесия), вошедший в Инструкцию [10]. Согласно этой Инструкции для плит, имеющих трещины, прогиб рекомендуется определять приближенно по линейной интерполяции между прогибом $f_т$, отвечающим образованию первых трещин, и прогибом $f_п$, непосредственно предшествующим исчерпанию несущей способности. Пользуясь формулой

$$f = f_т + (f_п - f_т)\, \frac{p - p_т}{p_п - p_т}, \qquad (I.14)$$

где $p_т < p < p_п$,

$f_т$ определяется для однородной упругой плиты

$$f_т = 0{,}018\ \frac{p\ (l_x^4 + l_y^4)}{E\,h^3}; \qquad (I.15)$$

величина нагрузки, вызывающей образование трещины, определяется по формуле

$$p_т = \frac{10\,M_т}{(l - 2\,c)}, \qquad (I.16)$$

где

$$M_т = \frac{R_р^н\ h^2}{5}. \qquad (I.17)$$

Для случая безбалочного перекрытия с квадратной сеткой колонн и квадратными капителями прогиб $f_п$ определяется в предположении образования схемы излома (рис. 11):

$$f_п = \frac{0{,}1\ l_1 R_а^н\ (0{,}5\,l - c)}{E_а\ (h_0 - \chi)}. \qquad (I.18)$$

Эти формулы справедливы для обычных безбалочных перекрытий или бескапительных перекрытий, имеющих

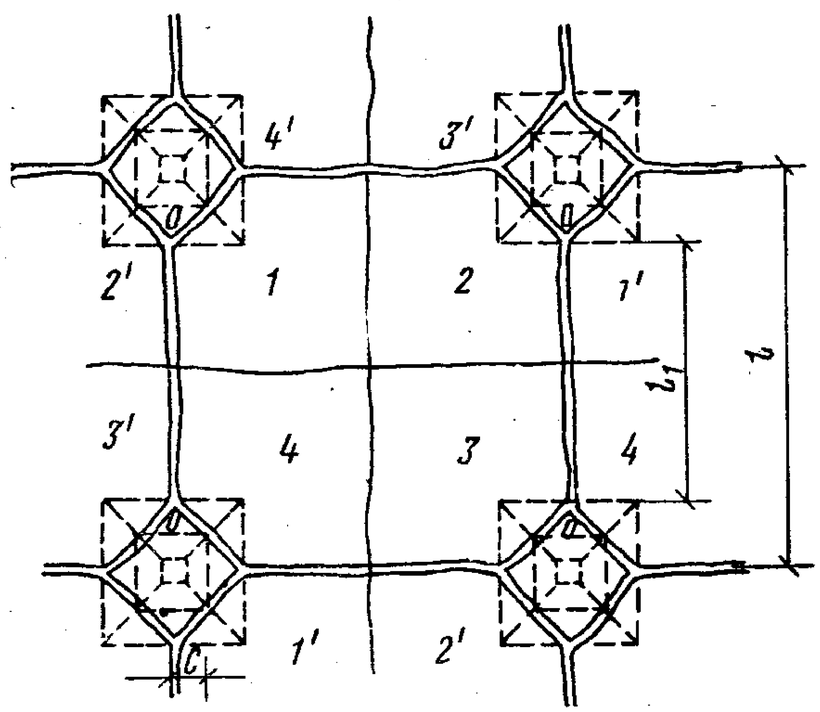


РИС. 11. СХЕМА ИЗЛОМА БЕЗБАЛОЧНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

скрытые капители — воротники, при которых схема излома на опоре повторяет схему, приведенную в Инструкции.

Проверку величины раскрытия трещин по Инструкции рекомендуется производить для сечений над капителью с учетом величины напряжений в арматуре, равной $R_а$. Методика определения дана в СНиП II-В. 1-62*.

Испытания модели кессонированного бескапительного перекрытия, выполненные в НИИЖБе (1962—1963 гг.), показали возможность расчета прогибов безбалочных бескапительных перекрытий по методике, принятой в Инструкции. Рекомендуемая в этой работе формула для определения прогиба учитывает размер воротника

$$f_п = \frac{0{,}25\ (l - 2\,c)\ R_а^н\ (0{,}5\,l - c)}{E_а\,h_0\ (1 - \xi)}, \qquad (I.19)$$

или

$$f_п = \frac{0{,}25\ R_а^н\ (l - 2\,c)}{E_а\,h_0\ (1 - \xi)}, \qquad (I.20)$$

где $2c$ — размер короткого воротника (в испытанной модели кессонированного перекрытия опорные зоны плиты были усилены стальными воротниками).

Совпадение экспериментальных результатов с вычисленными прогибами по формулам (I.19) и (I.20) можно объяснить тем, что жесткостные и прочностные характеристики капителей обычных перекрытий и воротников, заполненных бетоном, близки по значениям. По нашим подсчетам использование формул (I.19) и (I.20) для безбалочных бескапительных перекрытий дает отклонения от экспериментальных величин на 30%.

На основании обобщения материалов отечественной и зарубежной литературы можно сделать следующие выводы.

1. Принципиальные конструктивные решения безбалочных бескапительных перекрытий на нагрузки свыше 4000 Н/м² пока отсутствуют. Проведенные многочисленные испытания железобетонных плит с вариантами усиления опорных зон не дали четкого ответа, как решать стык плиты и колонны в железобетонных конструкциях. Есть частные решения таких стыков с применением стальных воротников, но их нельзя рекомендовать для массового внедрения, так как они металлоемки и частично исключают работу бетона в пределах воротников. Кроме того, эти конструкции не дают рамного узла, уменьшая, таким образом, жесткость каркаса, а это экономически нецелесообразно.

2. Существующие методы статического расчета, применяемые для безбалочных перекрытий, не могут быть использованы для расчета бескапительных перекрытий в системе рамного каркаса. Коэффициенты распределения изгибающего момента по ширине ригеля-плиты, ре-

комендуемые в безбалочных перекрытиях, для бескапительных перекрытий должны быть откорректированы.

3. Проведенные экспериментальные работы и рекомендации по определению продавливающей силы дают разницу в величинах до 50%. Кроме того, формулы, рекомендуемые для определения продавливающей силы с учетом поперечного армирования, чрезвычайно громоздки и неудобны в практической деятельности. Формулы для расчета стыков, включающих воротники или предварительно-напряженные скрытые капители, нельзя рекомендовать для расчета опорных зон всех железобетонных плит из-за специфичности этих конструкций.

4. Определение прогибов и величины раскрытия трещин по [18] и [38] для безбалочных перекрытий основывается на схемах излома перекрытий с капителями. Поэтому использование этих формул для бескапительных перекрытий не представляется возможным.

Формулы для определения прогибов в безбалочном бескапительном перекрытии получены в главе IV настоящей работы.

5. Существующие методы расчета и конструктивные решения железобетонных каркасов зданий с безбалочными перекрытиями предусматривают связевую схему каркасов, не учитывая возможности применения чисто рамных схем, обеспеченных жестким соединением колонн и перекрытий, что в конструктивном отношении вполне реально.

ГЛАВА II

УНИФИЦИРОВАННЫЕ СБОРНО-МОНОЛИТНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ БЕЗБАЛОЧНЫХ БЕСКАПИТЕЛЬНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

§ 1. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКЦИИ, ИЗГОТОВЛЕНИЕ И МОНТАЖ

Разработанные в ЦНИИЭП жилища под руководством авторов конструкции безбалочного бескапительного перекрытия для высотной гостиницы во Владивостоке в настоящее время внедрены для применения в строительную промышленность Приморского края как унифицированные конструкции каркаса общественно-бытовых зданий. Массовое внедрение этой конструкции обусловлено простотой ее изготовления и монтажа.

Железобетонный каркас с безбалочным бескапительным перекрытием представляет собой рамную систему в двух направлениях, состоящую из стоек-колонн, защемленных в фундаментах и рамно соединенных с плоской сборно-замоноличенной плитой перекрытия, которая одновременно является ригелем рамы. Конструкция сборно-монолитная. Шаг колонн 6×6 м, перекрытие неразрезное в двух направлениях. Членение перекрытия на сборные элементы сделано с таким расчетом, чтобы плиты получились одного типоразмера, а стыки плит располагались в зонах, где величины изгибающих моментов близки нулю.

Таким образом, перекрытие состоит из плит, отличающихся друг от друга только армированием и закладными деталями для монтажа.

По характеру работы плиты, составляющие безбалочное перекрытие, можно условно разделить на три типа: 1) надколонные, 2) межколонные и 3) плиты-вставки (рис. 12).

Надколонная плита прикрепляется непосредственно к колонне, образуя так называемый «гриб»; эта плита — наиболее нагруженная часть конструкции, так как она воспринимает нагрузку с площади 6×6 м. Плита испытывает действие отрицательного момента в двух направлениях, а потому имеет верхнюю рабочую арматуру (рис. 13). Для передачи нагрузки с перекрытия на колонну в центре плиты имеется закладная деталь М-1, к которой привариваются арматурные выпуски из колонны (рис. 14).

Деталь М-1 представляет собой стальную небольшую прямоугольную коробку размером в плане 255×255 мм, сваренную из листовой стали, которая служит прокладкой, соединяющей с помощью сварки арматуру плиты и колонны. К граням коробки приварены арматурные стержни (по четыре с каждой стороны), выполненные в виде наклонных и горизонтальных элементов для восприятия скалывающих напряжений, растягивающих усилий от изгибающего момента и местных растягивающих усилий, вызываемых продавливанием. По периметру в плите имеются петлевые выпуски с шагом 300 мм для монолитной связи со смежными плитами.

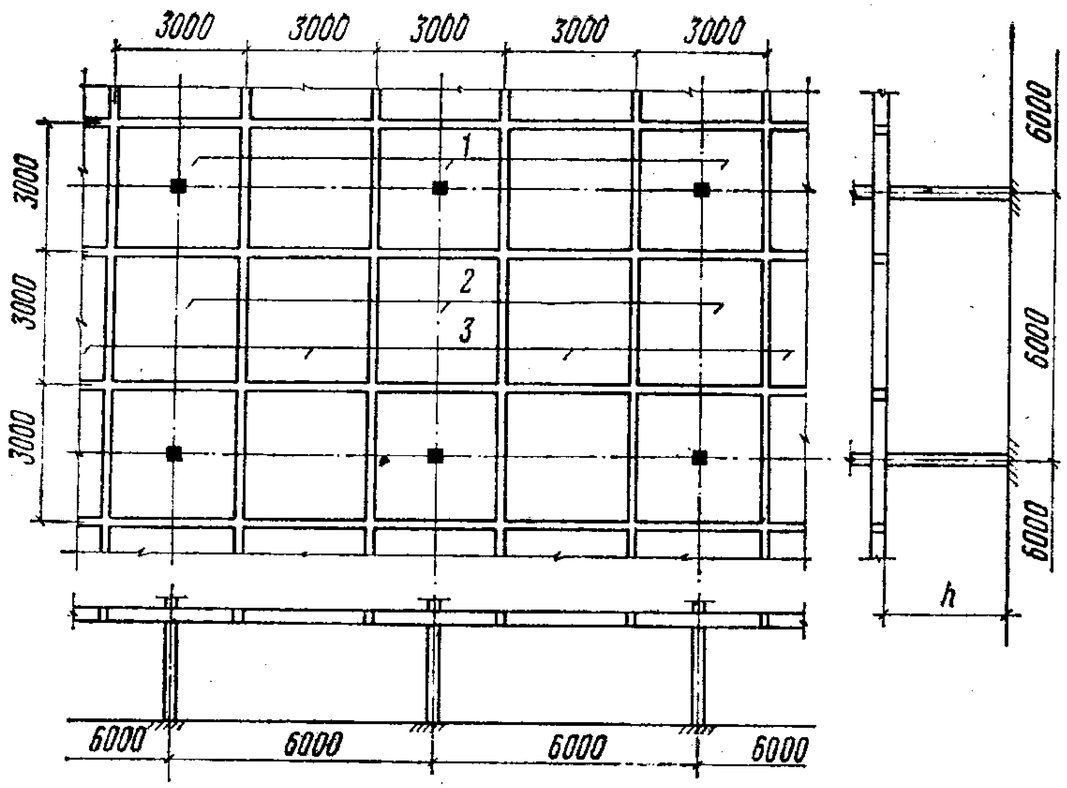


РИС. 12. РАЗДЕЛЕНИЕ СБОРНО-МОНОЛИТНОГО БЕСКАПИТЕЛЬНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ НА СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

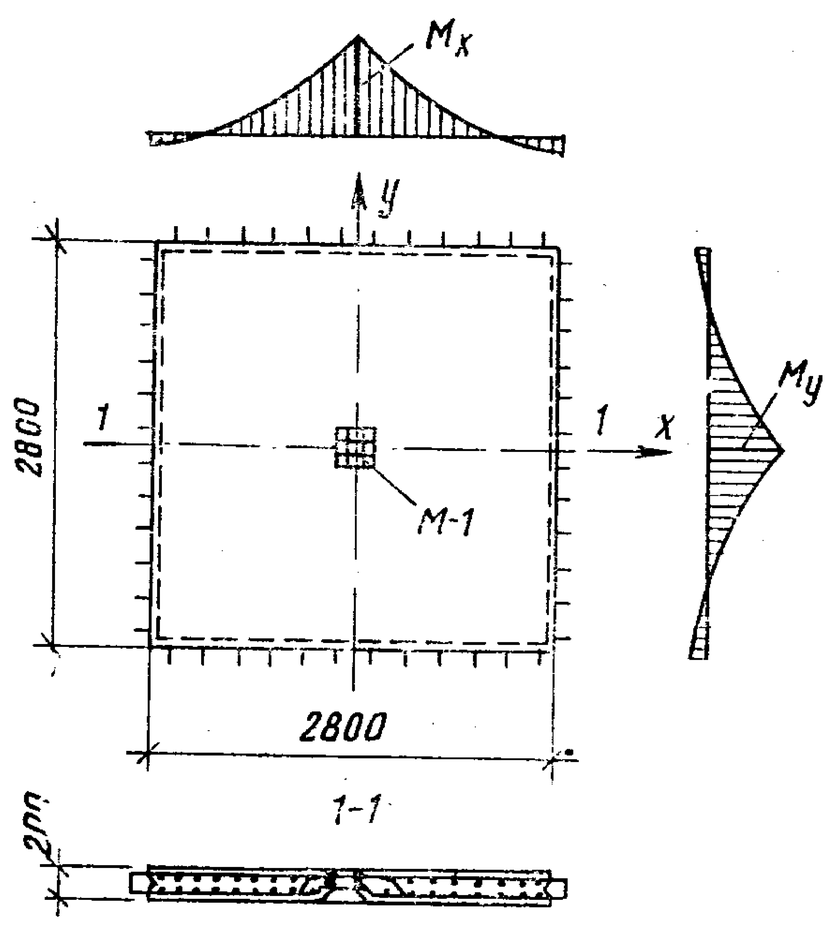


РИС. 13. СХЕМА КОНСТРУКЦИИ НАДКОЛОННОЙ ПЛИТЫ

Межколонная плита устанавливается между двумя надколонными плитами с помощью закладных деталей — «лап», которые служат несущей конструкцией стыка до замоноличивания шва между плитами (рис. 15). Эта плита испытывает действие изгибающих мо-

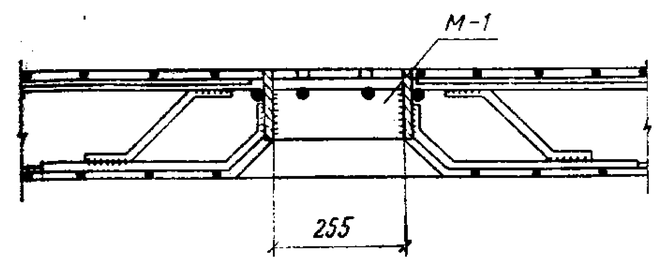


РИС. 14. ЗАКЛАДНАЯ ДЕТАЛЬ М-1

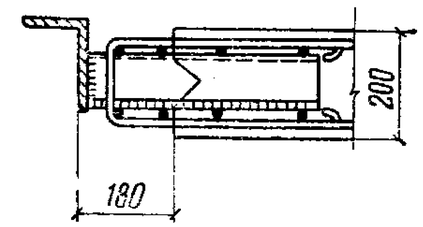


РИС. 15. ЗАКЛАДНАЯ ДЕТАЛЬ ДЛЯ МОНТАЖА

ментов разных знаков во взаимно перпендикулярных направлениях: положительный изгибающий момент — в направлении оси колонн и отрицательный — в перпендикулярном направлении (рис. 16). Плита имеет по периметру петлевые выпуски с шагом 300 мм и четыре закладные детали М-2 в виде лап (для монтажа).

Плита-вставка (рис. 17) опирается на межколонные плиты с помощью закладных деталей (по одной с каждой стороны), выполняющих те же функции, что и в межколонной плите. Плита испытывает действие положительного момента и имеет рабочую арматуру в нижней зоне в двух направлениях.

Надколонная плита и плита-вставка имеют в сжатой зоне конструктивную арматуру диаметром 6А-I, рассчитанную на восприятие изгибающих моментов, которые возникают от местного кручения в углах и смещения нулевых точек в стыках при соответствующих комбинациях нагрузок.

Как показала практика, изготовить плиты перекрытия довольно просто. Все изделия изготовляют в горизонтальных формах в такой последовательности: устанавливают нижнюю сетку, затем — петлевые выпуски, «лягушки» и закладные детали и, наконец, — верхнюю сетку. Наиболее трудоемко изготовление закладной детали М-1, требующее большой точности. Изготовление колонн сечением 300×300 мм обычное, но требует тщательной фиксации выпусков, поэтому в торце опалубки, со стороны выпусков, должен быть установлен кондуктор.

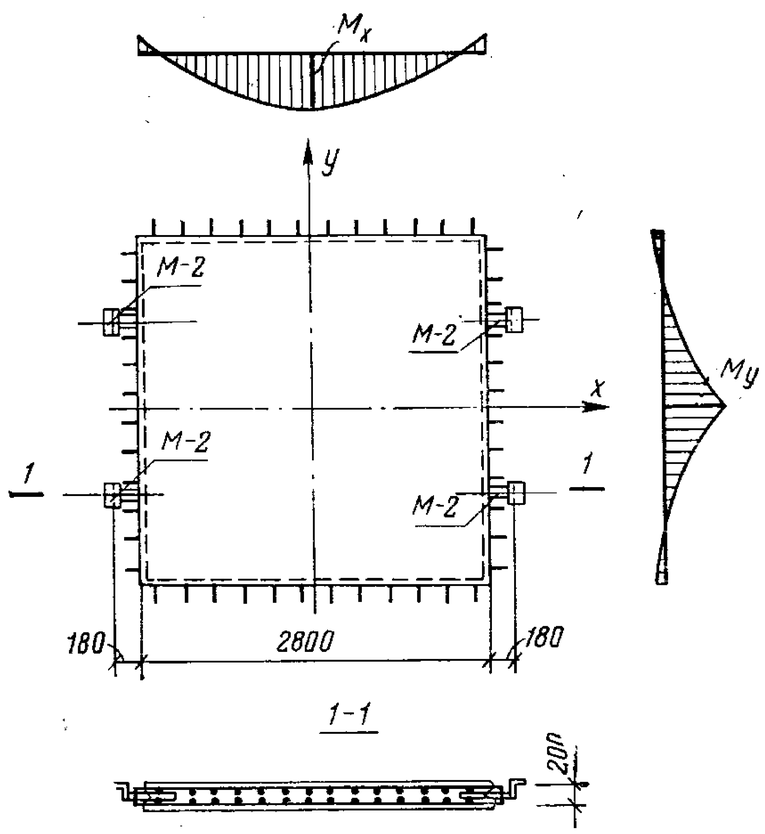


РИС. 16. СХЕМА КОНСТРУКЦИИ МЕЖКОЛОННОЙ ПЛИТЫ

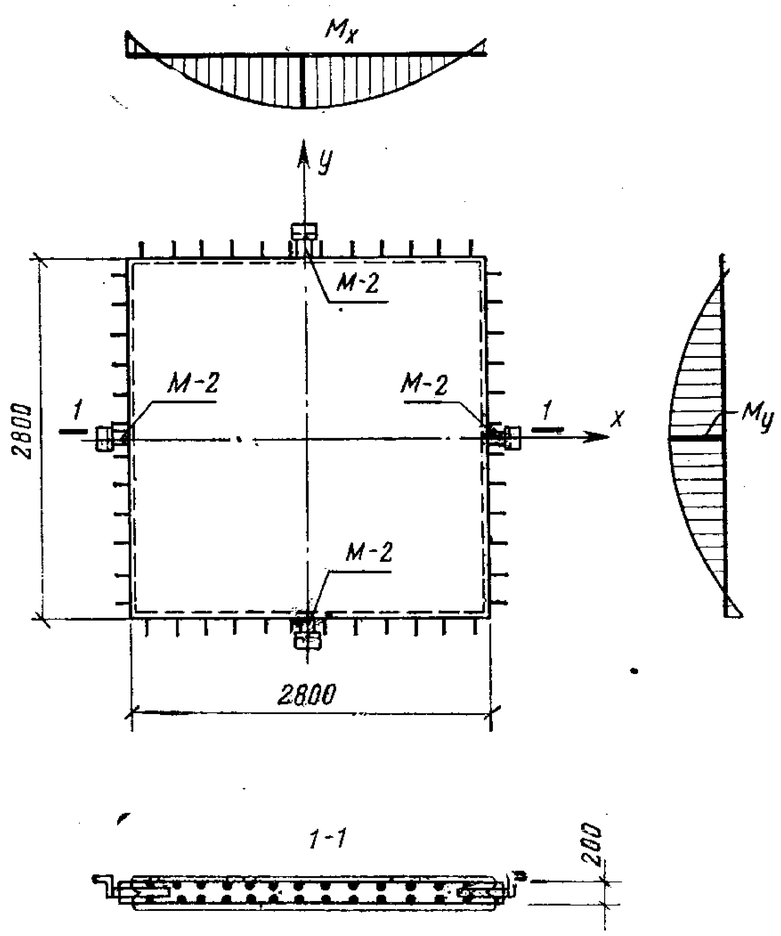


РИС. 17. СХЕМА КОНСТРУКЦИИ ПЛИТЫ-ВСТАВКИ

Технология изготовления конструкций каркаса с безбалочным перекрытием освоена на заводе ЖБИ-1 во Владивостоке, где строится ряд сооружений с применением этих конструкций. Исследования технологичности предлагаемых конструкций показали, что плиты перекрытий можно изготовлять и по другой технологии — в кассетах или на двухъярусном стане, что значительно улучшит качество изделий.

Монтаж конструкций производят в следующем порядке: монтируют колонны, затем — надколонные плиты, далее — межколонные плиты и, наконец, плиты-вставки. На следующем этаже процесс повторяется.

Монтаж колонн первого этажа сводится к их правильной установке (можно на клиньях) в стаканах фундаментов с последующей тщательной зачеканкой.

Наиболее ответственным моментом, от которого зависит успех монтажа всего перекрытия, является точная установка надколонных плит. Для этого был сконструирован кондуктор — тренога, который обеспечивает установку плиты на проектную отметку. Кондуктор, состоящий из трубчатых стоек и раскосов, устанавливается у колонны, как показано на рис. 18. Далее с помощью винтовых доводчиков (внизу) и нивелира верх каждой стойки подгоняется до проектной отметки низа плиты. Затем с помощью подъемного механизма плита кладется на стойки кондуктора так, что арматурные выпуски колонны входят в обечайку (М-1) плиты и привариваются. Таким образом выставляются все надколонные плиты (рис. 19). Межколонные плиты и плиты-вставки монтируются с помощью «лап» (см. рис. 15). Перекрытие, выставленное «насухо», выверяется (рис. 20). После укладки арматуры в стыки плит и установки колонн следующего этажа швы замоноличиваются. Стык между плитами представляет собой известный стык Передерия (рис. 21). Для удобства стыковки арматуры колонн нижнего и верхнего этажей, а также соблюдения соосности и центральной передачи продольной силы в нижнем торце верхней колонны *1* предусмотрена закладная деталь в виде трубы, тщательно заполненной раствором, которая устанавливается на верхнюю торцевую закладную деталь нижней колонны *4* (рис. 22). На этом рисунке показана установка надколонной плиты *3* и обетонировка стыка с предварительной обвязкой хомутами *2* сваренных выпусков из колонны.

РИС. 18. МОНТАЖ НАДКОЛОННОЙ ПЛИТЫ С ПОМОЩЬЮ КОНДУКТОРА

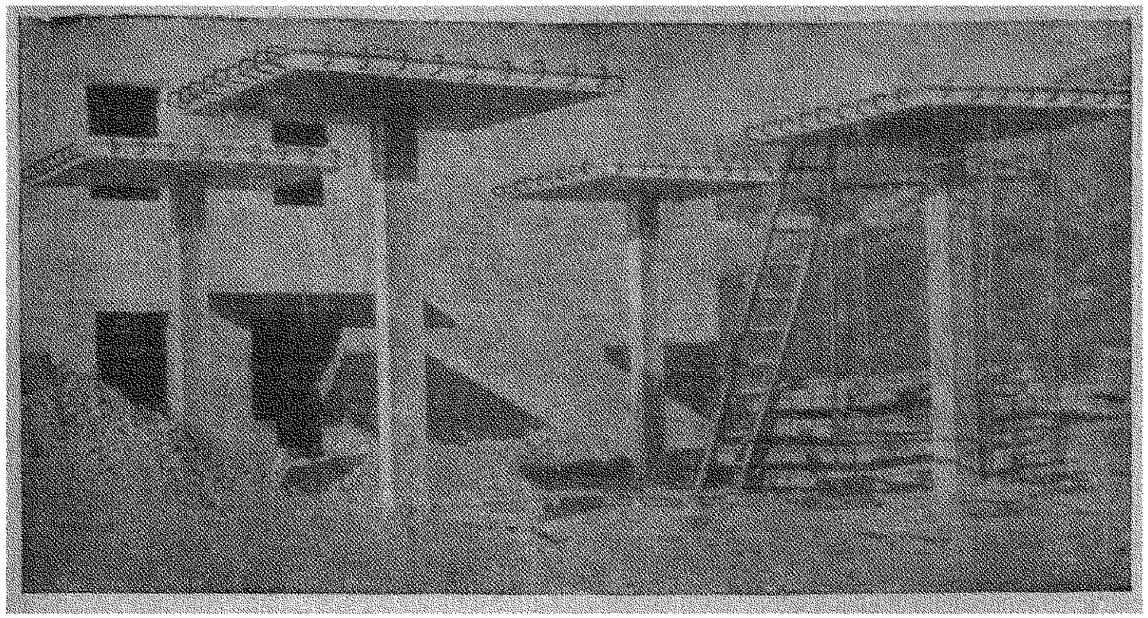


РИС 19. НАЧАЛЬНАЯ СТАДИЯ МОНТАЖА ПЕРЕКРЫТИЯ — УСТАНОВКА НАДКОЛОННЫХ ПЛИТ

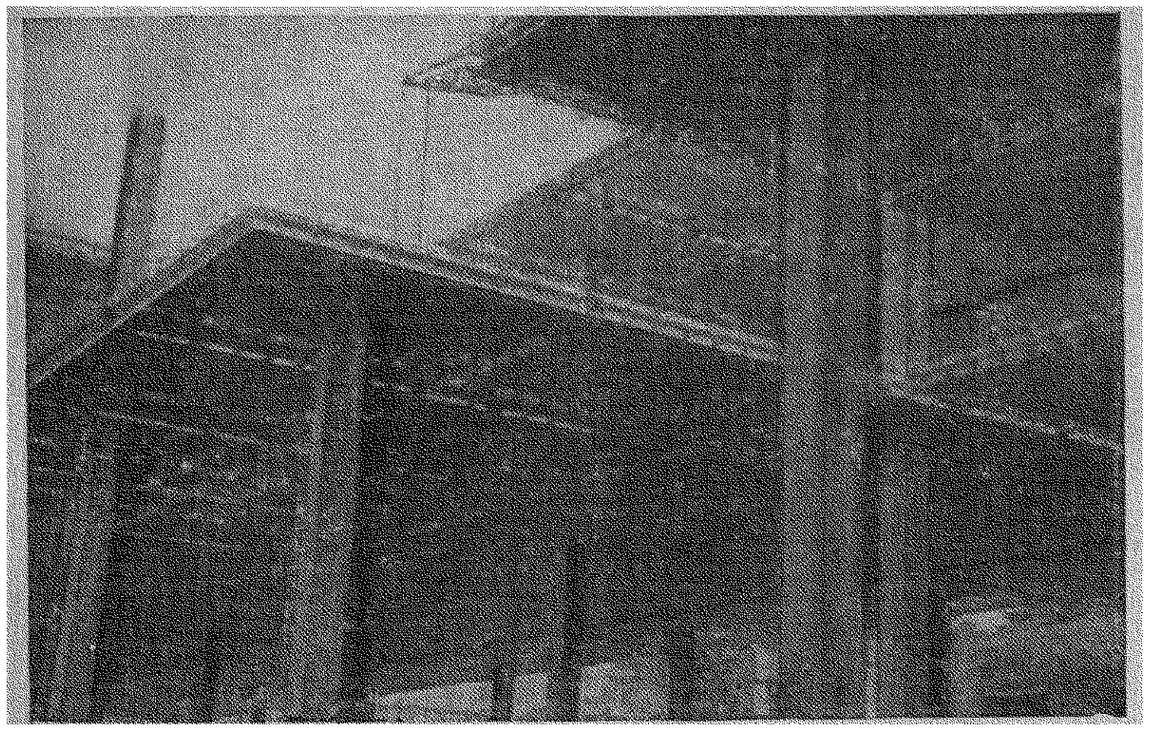


РИС. 20. ОБЩИЙ ВИД ПЕРЕКРЫТИЯ, СМОНТИРОВАННОГО «НАСУХО»

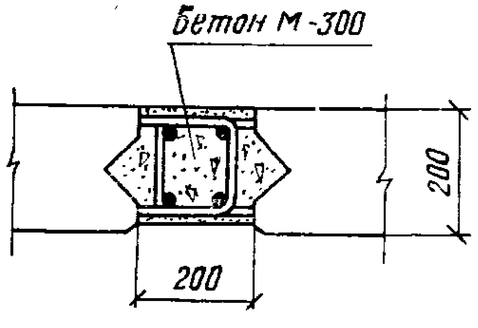


РИС 21. ЗАМОНОЛИЧЕННЫЙ СТЫК ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ

Требования сборности конструкций и упрощения монтажа несколько увеличили ее металлоемкость. Например, закладная деталь М-1 металлоемка (масса 9,5 кг) и требует сварки, как и сам стык колонны с плитой, введение закладных деталей в виде «лап» массой 19 кг (см. рис. 15) исключило применение для монтажа специальных поддерживающих устройств. Помимо этого стремление к унификации изделий привело к некоторому перерасходу бетона, в то время как межколонные плиты и плиты-вставки могли бы иметь меньшую приведенную толщину за счет создания ребер или образования пустот.

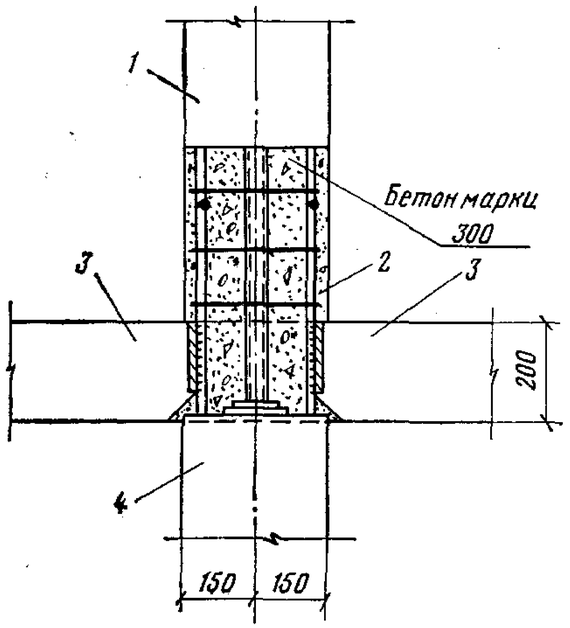
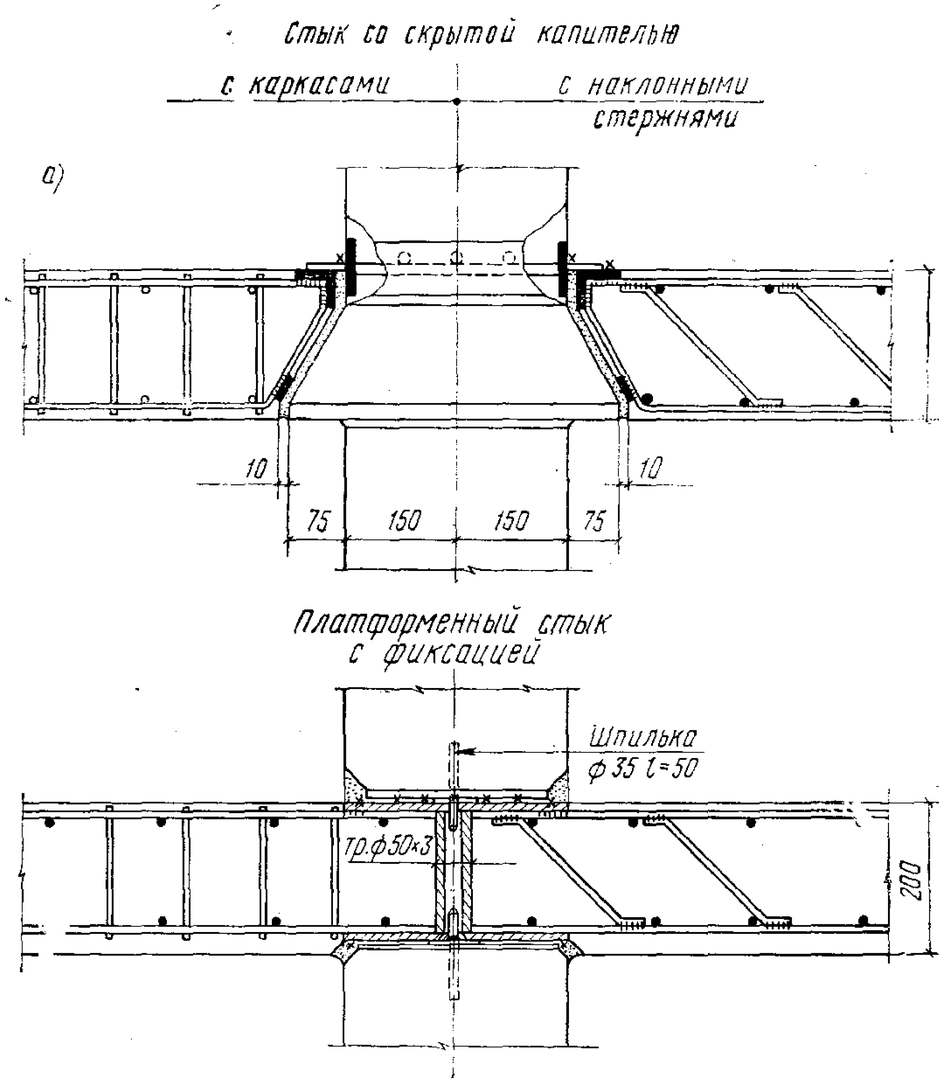


РИС. 22. СТЫК КОЛОННЫ С ПЛИТОЙ

Для создания связевого каркаса в жилых зданиях, где лестничные клетки, лифтовые шахты и межквартирные перегородки выполняют роль вертикальных связей, разработан сборный вариант конструкций, исключающий замоноличивание швов. На рис. 23 дано конструктивное решение основных узлов в каркасе зданий, выполняемых в сборных конструкциях безбалочного бескапительного перекрытия. В многопролетных (более четырех пролетов) зданиях высотой до двух-трех этажей, где колонны-консоли жестко защемлены в фундаменты, необходимость в связях отпадает.

Монолитный железобетон в нашей стране применяется в строительстве, если доказана его целесообразность, или в индивидуальных объектах, где отсутствует модульность и имеются большие нагрузки, не дающие возможности применять сборный железобетон. На рис. 24 дан монолитный вариант решения узла каркаса здания с безбалочным бескапительным перекрытием.

Известно, что безбалочные бескапительные перекрытия имеют большой собственный вес. Еще в начале 30-х годов в отечественной литературе были даны предложения по уменьшению собственного веса плиты путем кессонирования перекрытия, включения в тело



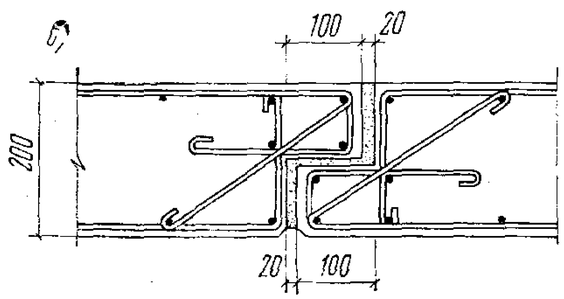


РИС. 23. СБОРНЫЙ ВАРИАНТ КАРКАСА С БЕСКАПИТЕЛЬНЫМ ПЕРЕКРЫТИЕМ

а — стык колонны с плитой; *б* — узел опирания плит

плиты вкладышей из легкого материала, образования пустот и т. п. Эти предложения, безусловно увеличивающие эффективность бескапительных перекрытий, не нашли массового применения, так как строительная промышленность развивалась по пути изготовления балочных и панельных конструкций. Экспериментальные исследования показали, что наличие пустот в одном направлении элемента не снижает несущей способности плиты в перпендикулярном направлении. Это позволя-

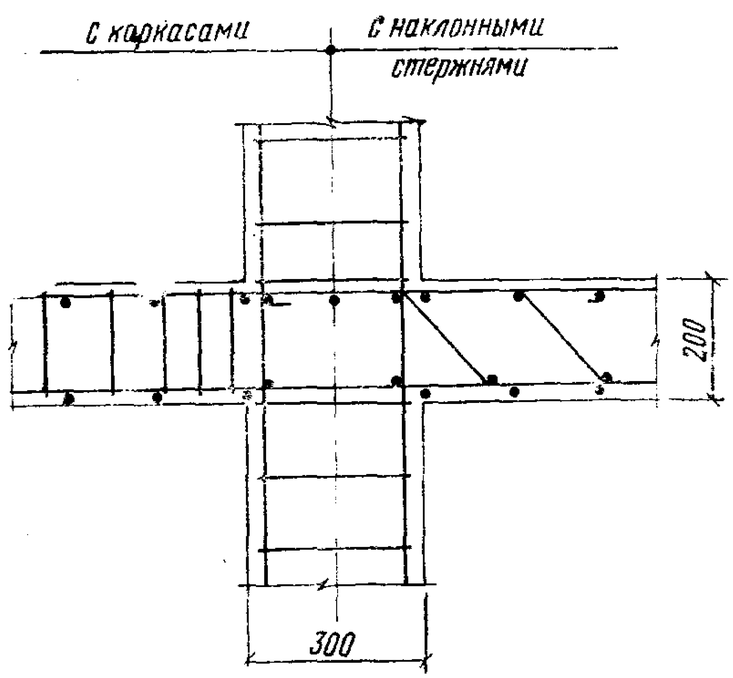


РИС. 24. СХЕМА СОЕДИНЕНИЯ КОЛОНН С ПЛИТОЙ МОНОЛИТНОГО КАРКАСА С БЕСКАПИТЕЛЬНЫМ ПЕРЕКРЫТИЕМ

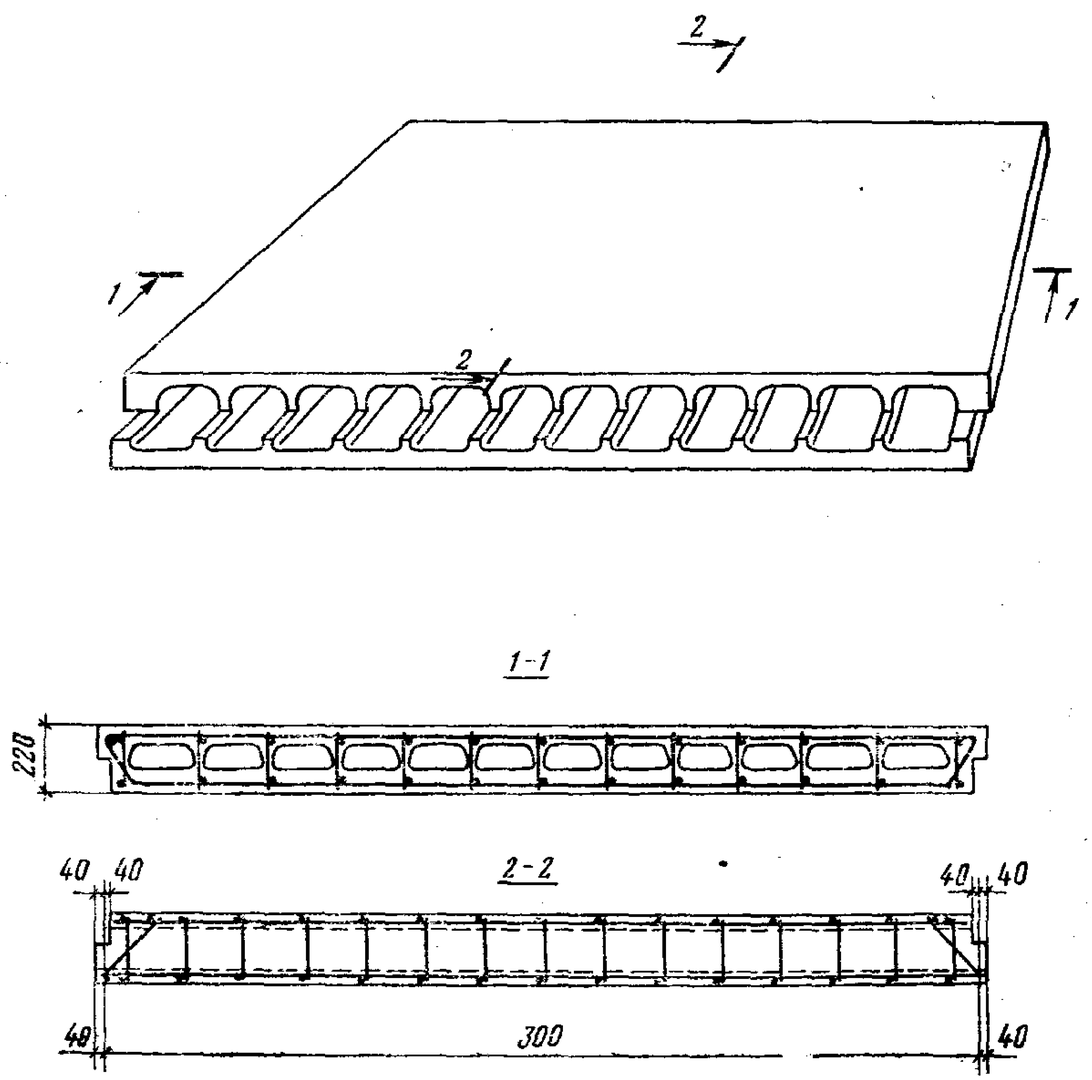


РИС. 25. МНОГОПУСТОТНАЯ МЕЖКОЛОННАЯ ПЛИТА СБОРНОГО БЕСКАПИТЕЛЬНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

ет применять пустотообразование в панелях безбалочного перекрытия, подверженных действию изгибающего момента в двух направлениях. Пример решения таких панелей приведен на рис. 25. Здесь дан вариант решения межколонной плиты.

Применение легких вкладышей в плите перекрытия не дает качественного бетонирования плиты и вызывает некоторые технологические трудности, значительно увеличивая трудоемкость изготовления конструкций.

§ 2. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ РЕКОМЕНДУЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Стремление к обеспечению разнообразия в фасадах и планировках зданий с различными функциями при единой конструктивной схеме привело к созданию в нашей стране унифицированного сборного железобетонного каркаса серии ИИ-04, имеющего в зданиях высотой более двух этажей связевую схему. Этот каркас не лишен недостатков, которые отсутствуют в рекомендуемых конструкциях: консольное решение перекрытия в одном направлении, выступающие балки в потолках, трудоемкость изготовления и монтажа конструкций и увеличение кубатуры здания на 12% в сравнении с рекомендуемыми конструкциями.

В ЦНИИЭП жилища разработаны конструкции сборно-монолитного железобетонного каркаса с безбалочными бескапительными перекрытиями с рамной схемой в двух направлениях для зданий до пяти этажей и рамно-связевой схемой для зданий большей этажности. Нагрузки, принятые для этого каркаса, соответствуют серии ИИ-04. Ниже приводим таблицы сравнения расхода материалов (табл. II.1) и трудовых затрат на монтаж (табл. II.2).

Все величины, указанные в табл. II.1, приведены к 1 м² перекрытия, в табл. II.2 — к ячейке каркаса 6×6 м. В указанных таблицах учтена конструкция каркаса серии ИИ-04 с применением консолей в двух направлениях (аналогично рис. 26).

Из табл. II.1 видно, что безригельный железобетонный каркас, разработанный ЦНИИЭП жилища, по расходу материалов экономичнее серии ИИ-04: по расходу бетона — на 0,5%; по расходу арматуры — на 22%; по расходу профилированной стали — в 2 раза.

ТАБЛИЦА II.1

Показатель	Элементы	Железобетонные каркасы зданий		
		ЦНИИЭП жилища	серии ИИ-04	
			без стальных консолей по периметру здания	со стальными консолями по периметру здания
Бетон марки 300, м³, на 1 м² перекрытия	Ригели	—	0,0318	0,0318
	Колонны	0,0111	0,0182	0,0182
	Перекрытия	0,16	0,1218	0,1218
	Итого	0,1711	0,1718	0,1718
Сталь, кг, на 1 м² перекрытия	Арматура, приведенная к классу А-I	19,1	24,5	24,5
	Профилированная сталь Ст3	2,3	4,6	14,8
	Итого	21,4	29,1	39,3

ТАБЛИЦА II.2

Наименование работ	Проект ЦНИИЭП жилища		Серия ИИ-04	
	объем	количество чел.-ч	объем	количество чел.-ч
Монтаж колонн, шт.	1	2,6	1	2,6
Монтаж балок, шт.	—	—	1	2,7
Монтаж плит перекрытия, шт.	4	10,8	5	13,5
Монтаж кондуктора надколонной плиты, шт.	1	0,8	—	—
Электросварные работы, м	2,4	0,8	3,2	1,1
Устройство стыка из монолитного бетона, м³	0,1	0,23	0,1	0,23
Заливка швов между плитами раствором, м	36	2,3	30	1,9
Итого	—	17,53	—	22,03
Трудовые затраты, отнесенные к 1 м² площади, чел.-ч/м²	—	0,484	—	0,611

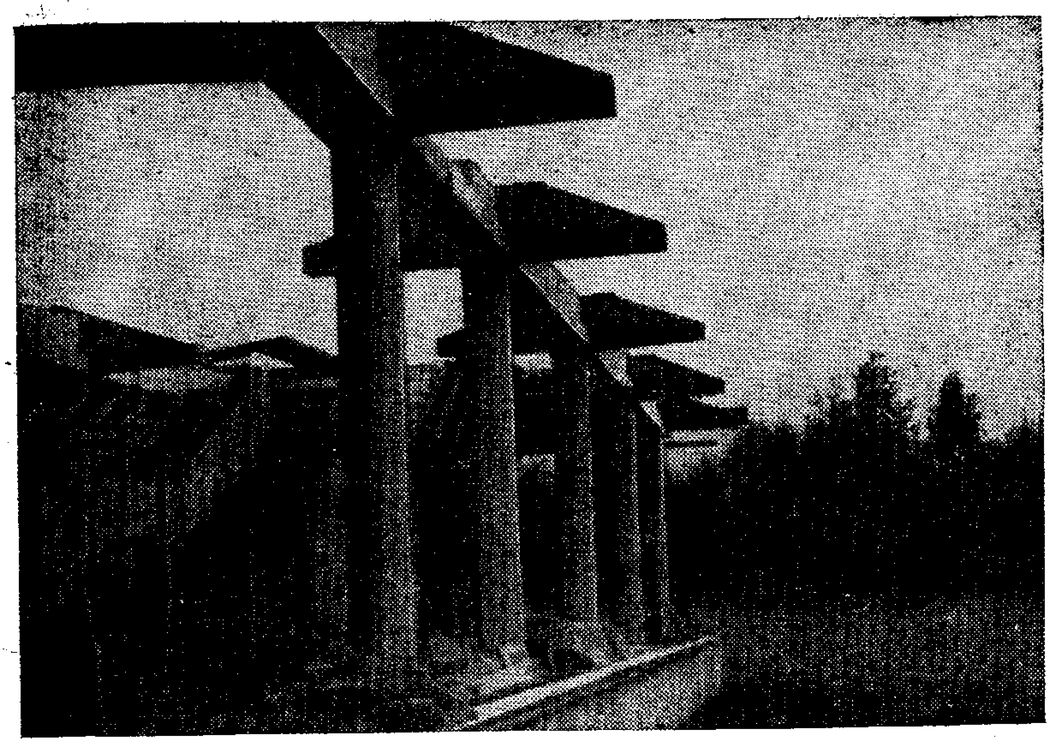


РИС. 26. ПРИМЕР РЕШЕНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСОЛЕЙ В НАПРАВЛЕНИИ, ПЕРПЕНДИКУЛЯРНОМ РИГЕЛЯМ КАРКАСА

По трудовым затратам на монтаже (см. табл. II.2), подсчитанным по ЕНиР для ячейки перекрытия 6×6 м и отнесенным к 1 м² перекрытия, рекомендуемый каркас эффективнее на 20,8%. Сравнивая рекомендуемые конструкции, рассчитанные на нагрузку 11500 Н/м² и осуществленные в каркасе общественной части гостиницы «Владивосток», с каркасами, рассчитанными на полезные нагрузки 10 000 Н/м², по серии ИИ-20 и каркасом с монолитным бескапительным перекрытием здания Московского государственного архива, получаем показатели экономичности рекомендуемых конструкций (табл. II.3) соответственно: по расходу бетона — на 0 и на 9,4%; по общему расходу стали — на 40 и на 7%.

По данным института ЦНИИпромзданий, трудовые затраты при возведении каркасов, отнесенные к 1 м² перекрытия, составляют соответственно: для здания Государственного архива — 3,36 чел.-ч, для серии ИИ-20— 2,22 чел.-ч. Если учесть, что для конструкций гостиницы «Владивосток» этот показатель составляет 0,56 чел.-ч, то эффективность рекомендуемых конструкций очевидна. Кроме того, следует отметить, что рекомендуемые перекрытия имеют, по существу, один типоразмер (пли-

ТАБЛИЦА II.3

Элементы	Железобетонные каркасы зданий		
	гостиницы „Владивосток"	Государственного архива в Москве	серии ИИ-20
		по данным ЦНИИпромзданий	
Ригели	—	—	0,052
Колонны	0,008	0,008	0,014
Перекрытия	0,196	0,215	0,138
Итого	0,204	0,223	0,204
Арматура, приведенная к классу А-I	32,5	31,1	45,4
Профилированная сталь Ст3	4,37	8,34	6,07
Всего	36,87	39,44	51,47

та 2,8×2,8 м), в то время как сравниваемые сборные перекрытия состоят из четырех-пяти типоразмеров (исключая колонны). Рекомендуемый каркас до пяти этажей может рассматриваться как рамный в обоих направлениях, каркасы же серии ИИ-04 — связевые, а серии ИИ-20 — рамно-связевые, т. е. для обеспечения пространственной жесткости они требуют установку связей.

ГЛАВА III
СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ

При разработке методов расчета предлагаемых конструкций авторы ставили задачу обеспечить простоту и доступность методов для инженеров-проектировщиков средней квалификации, при этом рекомендуемые методы не должны противоречить нормативным требованиям и данным имеющихся теоретических и экспериментальных исследований аналогичных конструкций, а предлагаемые формулы для расчета должны обеспечивать достаточную надежность конструкции, т. е. запас

прочности по отношению к экспериментальным данным (в частности, выполненным авторами).

Статический расчет железобетонного каркаса с безбалочными бескапительными перекрытиями должен включать следующие элементы:

1) расчет рамного каркаса, ригелями которого являются плоские перекрытия (для определения суммарных внутренних усилий в плитах и колоннах);

2) распределение изгибающих моментов по ширине ригеля-плиты и проверку соответствующих сечений на изгиб;

3) расчет плит на продавливание и на изгиб и колонн на косое внецентренное сжатие;

4) определение деформаций (горизонтальных и вертикальных) в элементах рамного каркаса и сравнение их с нормируемыми.

§ 1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ КАРКАСА — ПЛИТАХ ПЕРЕКРЫТИЙ И КОЛОННАХ

В главе I указывалось, что наиболее простым и практически надежным методом расчета безбалочных (с капителями) перекрытий является метод заменяющих рам, предложенный М. Я. Штаерманом [23]. Однако этот метод в том виде, в котором он применяется, доступен для расчета связевых каркасов, где горизонтальные усилия воспринимаются диафрагмами. Используя данный метод расчета для случая бескапительных перекрытий, ригель рассматриваем постоянной толщины, при этом формулы расчета соответственно изменяем.

Основное уравнение упругости имеет вид

$$EI\,(W_{m-1}\,K' + W_m\,\beta + W_{m+1}\,K'_{m+1}) = \frac{v}{12}\times$$

$$\times\,(q_m\,l_m^2 + q_{m+1}\,l_{m+1}^2), \qquad \text{(III.1)}$$

где EJ — жесткость ригеля-плиты рамы пролетом l;

q — интенсивность нагрузки на плиту заменяющей рамы;

W_{m-1}, W_m, W_{m+1} — углы поворота соответствующих узлов рамы (рис. 27);

$$K'_m = \frac{12}{l_m}\;\frac{\theta_1}{\theta^2-\theta_1^2} \quad \text{и} \quad K = \frac{12}{l_m}\;\frac{\theta}{\theta^2-\theta_1^2}.$$

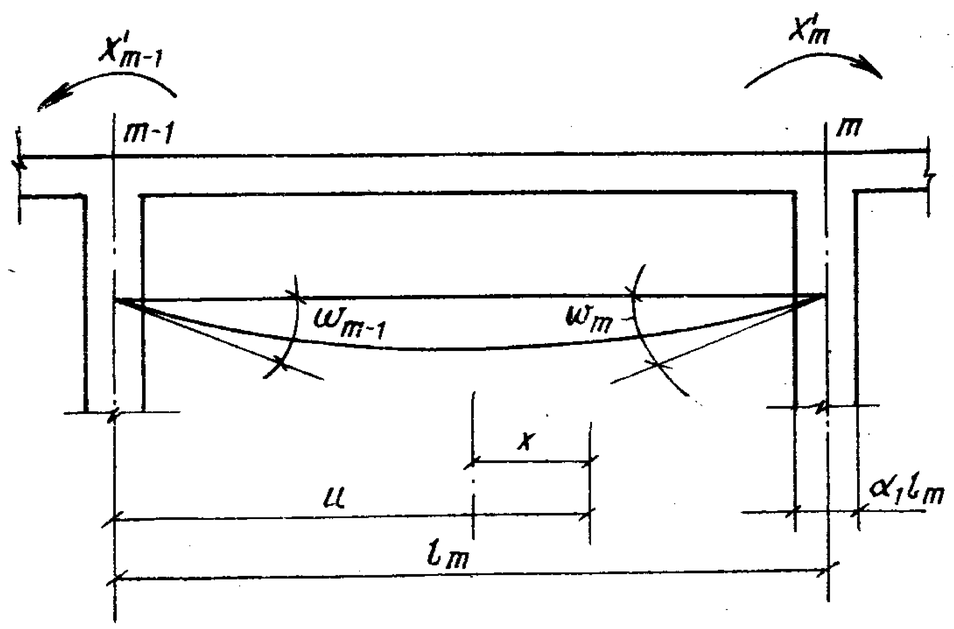


РИС. 27. К РАСЧЕТУ МЕТОДОМ ЗАМЕНЯЮЩИХ РАМ

Здесь $\theta = 4 - 4\alpha + 2\alpha^2 - 2\alpha^3$; $\theta_1 = 2 - 2\alpha^2 + \frac{2}{3}\alpha^3$,

где $\alpha = c/l$ — отношение ширины колонны к пролету заменяющей рамы.

Практически слагаемыми, имеющими α^2 и α^3, можно пренебречь вследствие их малости, тогда $\theta = 4 - 4\alpha$ и $\theta_1 = 2$.

Далее

$$v = \frac{3\mu}{3 - 2\alpha} + 2\alpha, \quad \text{где } \mu = 1 + 2\alpha + \frac{7}{12}\alpha^2 + \frac{\alpha^3}{3};$$

$$\beta = K_m + K_{m+1} + 6\,\frac{I_в}{l}\,\frac{f_в}{H_в}\,\frac{1}{3f_в - H_в} + 6\,\frac{I_н}{l}\,\frac{f_н}{H_н}\,\frac{1}{3f_н - H_н},$$

где $I_в$ — жесткость верхней колонны;
$I_н$ — жесткость нижней колонны;
$H_в$ — высота верхней колонны;
$H_н$ — высота нижней колонны;
$f_в$ — расстояние от нулевой точки моментов до низа верхней колонны;
$f_н$ — то же, до верха нижней колонны.

Следует отметить, что принятое в работе [5] $\alpha = 0$ приводит к завышению изгибающего момента в плите более чем на 10%, снижая при этом изгибающий момент в колонне.

Определение всех коэффициентов уравнения упругости (III.1) дает возможность определить углы поворота ригеля на колоннах и соответствующие опорные изгибающие моменты X'_{m-1} и X_m (см. рис. 27) при различных сочетаниях нагрузок, пользуясь методикой, подробно изложенной в книге [23]. Таким образом может быть выполнен расчет связевого каркаса. Однако в ряде случаев более удобным является применение для расчета рам (до пяти этажей) обычных (классических) методов расчета (метод сил, метод перемещений, смешанный метод, комбинированный метод). В качестве примера приводим результаты расчета трехэтажной рамы гостиницы «Владивосток».

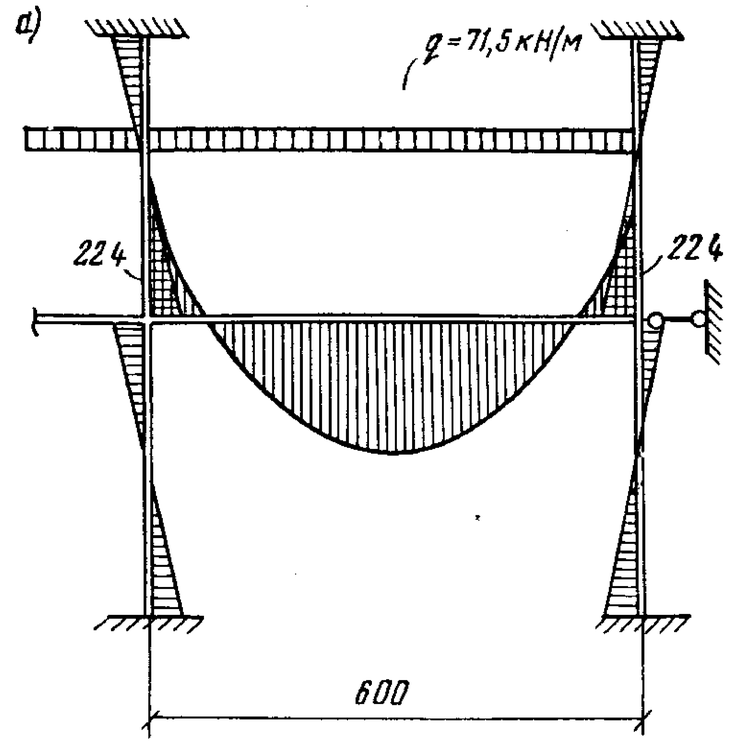
На рис. 28, *а, б, в* соответственно даны эпюры изгибающих моментов, полученные расчетом по уравнению (III.1) применительно к бескапительным перекрытиям, по методике, рекомендуемой в книге А. Д. Глуховского [5], где предлагается $\alpha = 0$, и методу перемещений.

На рис. 28, *г*, дана эпюра моментов от повышенного ветрового напора в условиях прибрежной полосы Приморья и вычислены горизонтальные деформации верхней точки ($f = 0{,}45$ см, что составляет $f/H = 1/2000$). Расчет и практическое внедрение железобетонного каркаса с бескапительным перекрытием доказывают реальную возможность использования каркаса по рамной схеме, дающей достаточную жесткость зданию.

Предлагаемая в работе конструкция нашла широкое применение в рамно-каркасных схемах гражданских зданий. В этом случае расчет по методу заменяющих рам в том виде, в каком он изложен в § 1 настоящей главы, применять нельзя. В данном случае рационально использование классических методов для расчета многоэтажных рам на вертикальные и горизонтальные воздействия. Здесь широко могут быть использованы имеющиеся стандартные программы для ЭВМ (на рис. 28, *в, г* величины изгибающих моментов получены на машине «Минск-22» по программе «Марс»).

В обычных рамных железобетонных каркасах, применяющихся в промышленных и гражданских зданиях, соотношение погонных жесткостей ригеля и колонны составляет

$$\frac{i_{кол}}{i_{риг}} = \frac{1}{2} - \frac{1}{4},$$



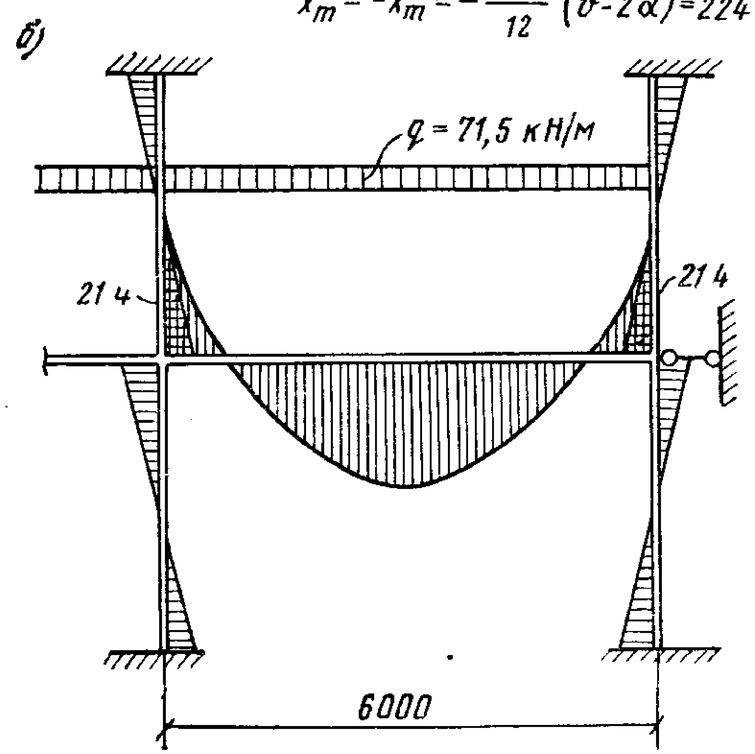
$c = a = 30$ см;

$\alpha = \frac{30}{600} = 0{,}05$;

$\mu = 1 + 2\alpha = 1{,}1$;

$v = \frac{3\mu}{3-2\alpha} + 2\alpha = 1{,}14$

$x_m = -x'_m = -\frac{q l_m}{12}(v - 2\alpha) = 224$ кН·м



$c = a = 0$;

$\alpha = 0$;

$\mu = v = 1$

$x_m = -x_m = -\frac{q l^2}{12} = 214$ кН·м

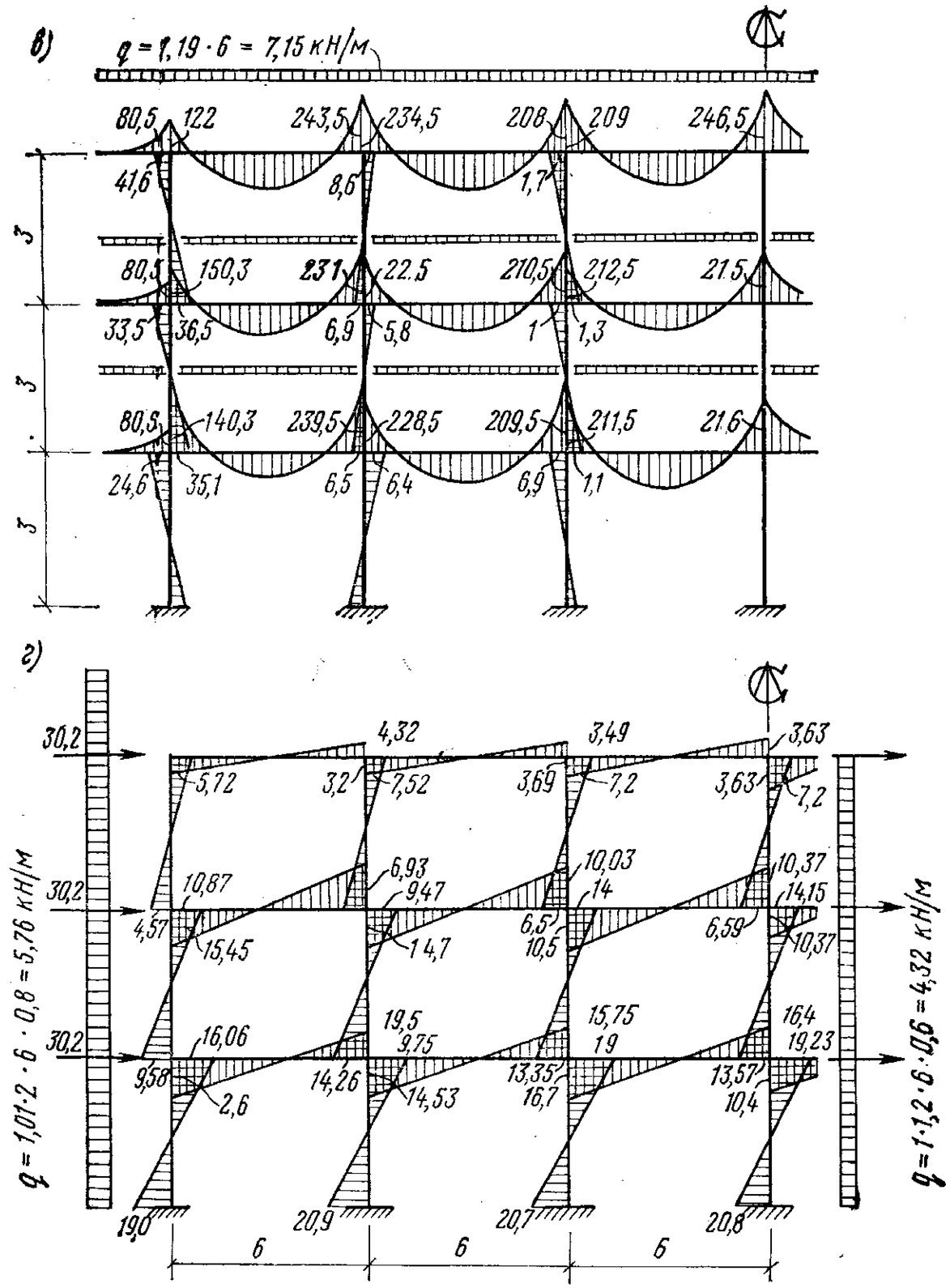


РИС. 28. ЭПЮРЫ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В РАМЕ КАРКАСА ОБЩЕСТВЕННОЙ ЧАСТИ ГОСТИНИЦЫ «ВЛАДИВОСТОК», ПОЛУЧЕННЫЕ РАСЧЕТОМ

а — по методу заменяющих рам [к расчету связевого каркаса по формуле (III.1)]; *б* — по рекомендации книги [5] (к расчету связевого каркаса по работе [13]); *в* — по методу деформаций; *г* — на ветровую нагрузку по методу деформаций

а соотношение жесткостей в каркасе с безбалочным бескапительным перекрытием при сечении колонны 30×30 см и толщине плиты 20 см (гостиница «Владивосток»)

$$\frac{i_{кол}}{i_{риг}} = \frac{1}{3}.$$

Отсюда вытекает, что по жесткостным качествам каркас с бескапительным перекрытием не уступает обычным рамным каркасам, а в ряде случаев является экономически целесообразным (см. § 2 гл. II).

§ 2. РАСЧЕТ РИГЕЛЯ-ПЛИТЫ НА ДЕЙСТВИЕ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА

Как было изложено, классические методы расчета позволяют легко определить величины изгибающих моментов в плите перекрытия в двух взаимно перпендикулярных направлениях. По этим моментам подбирается суммарное количество арматуры на всю ширину ригеля (в пределах пролета) в обоих направлениях. Однако распределение арматуры при конструировании проводится не равномерно, а согласно эпюре материалов, имеющей криволинейное очертание с максимумом на опоре (над колонной) и убывающей к периферии. Эпюра материалов или распределения моментов по ширине ригеля-плиты может быть выполнена по двум стадиям работы перекрытия:

1) по упругой стадии на эксплуатационные нагрузки, не вызывающие значительного раскрытия трещин ($\leqslant$0,15 мм) в бетоне;

2) по упругопластической стадии, когда развитие пластических деформаций и деформаций, связанных с образованием трещин, приводит к перераспределению моментов по ширине ригеля и более полному (экономичному) использованию материала.

Как было отмечено в § 2, гл. I, рекомендации по распределению изгибающих моментов по ширине ригеля при первой стадии работы перекрытия с капителями разработаны достаточно. Для получения аналогичных рекомендаций для бескапительных перекрытий был выполнен упругий расчет пятипролетной плиты, опертой на колонны (рис. 29, *а*), на действие равномерно распределенной нагрузки (исходными данными для

расчета послужили конструкции и нагрузки, принятые в гостинице «Владивосток»). Расчет плиты был выполнен при обычных для теории упругих плит гипотезах в перемещениях.

Решалось бигармоническое уравнение

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2\,\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2\,\partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{q\,(x\,y)}{D} \qquad (III.2)$$

с выполнением граничных условий на свободных краях:

$$\frac{\partial^2 \omega}{\partial s^2} + \mu\,\frac{\partial^2 \omega}{\partial n^2} = 0; \qquad (III.3)$$

$$\frac{\partial^3 \omega}{\partial s^3} + (2-\mu)\,\frac{\partial^3 \omega}{\partial s\,\partial n^2} = 0. \qquad (III.4)$$

Цилиндрическая жесткость D в уравнении (III.2), подсчитанная по формуле

$$D = \frac{E\,\delta^3}{12\,(1-\mu^2)}, \qquad (III.5)$$

равна

$$D = \frac{2\,300\,000 \cdot 20^3}{12\,(1-0{,}04)} = 159 \cdot 72 \cdot 10^7 \text{ Н·см}.$$

Шаг разности $h = 120$ см.

Правая часть бигармонического уравнения (III.2), записанного в конечно-разностном виде, представляет

$$Z = \frac{q\,h^4}{D}; \quad Z = \frac{0{,}119 \cdot 120^4}{159 \cdot 72 \cdot 10^6} = 0{,}1545.$$

Наличие осей симметрии позволило вести расчет для $^1/_4$ части плиты. В результате расчета были произведены замеры прогибов плиты в ее сечениях. Эпюры прогибов приведены на рис. 29, *а*.

Изгибающие моменты в каждой узловой точке подсчитаны по формуле

$$M = \frac{\partial^2 \omega}{\partial s^2} + \mu\,\frac{\partial^2 \omega}{\partial n^2}, \qquad (III.6)$$

записанной в конечно-разностной интерпретации.

Эпюры изгибающих моментов в сечениях плиты приведены на рис. 29, *б*.

Решение уравнения (III.2) было выполнено методом модулирования на электроаналоговой машине КСМ-5.

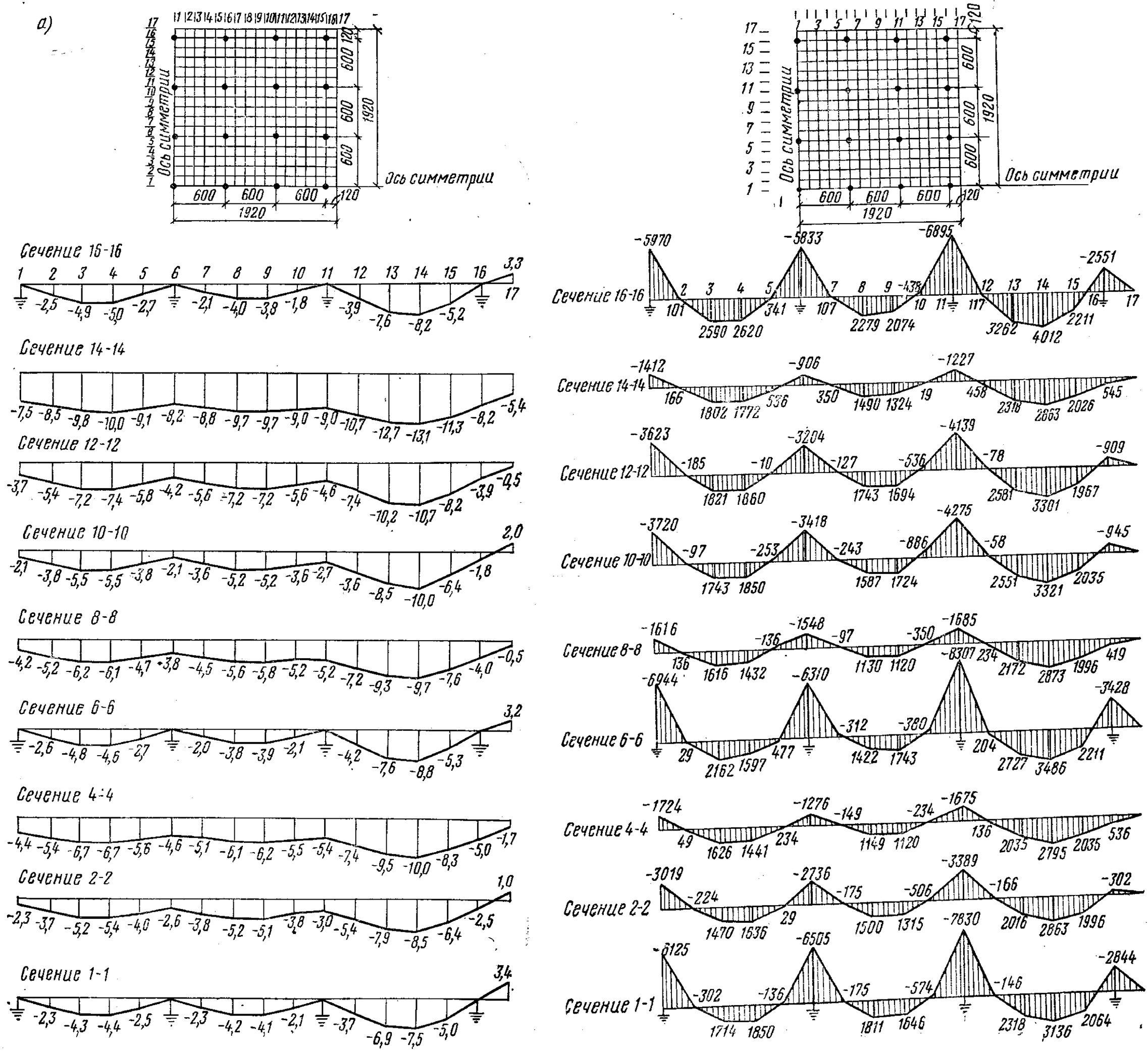


РИС. 29. К РАСЧЕТУ ПЕРЕКРЫТИЯ МЕТОДОМ ЭЛЕКТРОАНАЛОГИИ

а — эпюра прогибов; *б* — эпюра изгибающих моментов

Решение подобных задач, больших по объему и не требующих многократного повторения расчетов (в этом случае выгодно применение ЭВМ), рационально проводить на электроаналоговых машинах. В данном случае решена пространственная задача, и на основании нескольких расчетов получены исходные данные для назначения рекомендаций по распределению изгибающих моментов по ширине плиты. Полученные коэффициенты распределения приведены в табл. III.I. Подробное описание расчета многопролетного бескапительного перекрытия методом моделирования, приведено в научных работах ЦНИИЭП жилища, посвященных теоретическим исследованиям базбалочных бескапительных перекрытий.

ТАБЛИЦА III.I

Расположение колонн в каркасе	Ригель-плита рамы	Доля изгибающего момента от рамного момента	
		опорного	пролетного
Второй ряд	Надколонная полоса	0,72	0,52
	Пролетная полоса	0,28	0,48
Третий и четвертый ряды в многопролетной раме	Надколонная полоса	0,65	0,55
	Пролетная полоса	0,35	0,45

Рекомендуемые коэффициенты распределения изгибающих моментов показывают, что принятое разделение коэффициентов для второго и среднего рядов колонн заменяющей рамы правомочно, так как разница между коэффициентами для опорной зоны составляет 10%, для пролетной — 6%.

§ 3. РАСЧЕТ ПЛИТЫ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

Для определения главных растягивающих напряжений и закона их распределения в зоне продавливания железобетонной плиты в 1971 г. в ЦНИИЭП жилища д-ром техн. наук А. А. Гагариной совместно с авторами [8] были проведены теоретические исследования фрагмента плиты, опертой на колонну.

Появление трещин в сжатой зоне бетона от продавливания происходит при нагрузках, близких к предельным, что подтверждают исследования, проведенные в ЛенЗНИИЭП и ЦНИИЭП жилища [7]. Поэтому предположение упругой работы бетона в зоне продавливания плиты при нагрузках, близких к предельным, отражает действительную работу стыка.

Величины главных растягивающих напряжений в различных сечениях зоны продавливания плиты определялись решением методом электроаналогий уравнений Ляме:

$$\left.\begin{aligned} (\lambda+2G)\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+G\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}+(\lambda+G)\frac{\partial^2 v}{\partial x\,\partial y}&=0;\\ (\lambda+2G)\frac{\partial^2 v}{\partial y^2}+G\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}+(\lambda+G)\frac{\partial^2 u}{\partial x\,\partial y}&=0.\end{aligned}\right\}\quad(\text{III.7})$$

Таким образом была решена плоская задача теории упругости (плоская деформация) в перемещениях.

Подробные исследования, изложенные в статье [8], показали, что при действии сосредоточенной нагрузки на бетонное сечение плиты от поперечных сил возникают главные растягивающие напряжения; они превосходят R_p, вызывают трещины в теле бетона в наклонных плоскостях, близких к 45°, а затем и разрушение узла путем выкалывания усеченной пирамиды. При этом коэффициент 0,75, введенный А. А. Гвоздевым в формулу (I.16) для бетонных сечений, довольно точно отражает полноту эпюры главных растягивающих напряжений в площадках, расположенных под углом 45° опорной зоны плиты. Аналогичная картина, только в одной плоскости, имеет место в балках на опорах.

При опирании загруженной плоской плиты на колонну прямоугольного сечения в опорной зоне по четырем граням колонны действуют максимальные поперечные силы. Этот узел можно представить как взаимно перпендикулярно сходящиеся на колонне балки, имеющие ширину, равную грани колонны, и высоту, равную толщине плиты. Тогда согласно [18] расчет наклонных сечений по поперечной силе должен производиться из условия

$$Q \leqslant \Sigma R_{a.x} F_0 \sin\alpha + \Sigma R_{a.x} F_x + Q_б, \quad (\text{III.8})$$

где F_0 — площадь сечения всех отогнутых стержней, расположенных в одной (наклонной) плоскости, пересекающей наклонное сечение;

F_x — площадь сечения всех поперечных стержней, расположенных параллельно плоскости изгиба в одной вертикальной плоскости (при условии одинакового диаметра всех стержней);

$Q_б$ — проекция предельного усилия в бетоне наклонного сечения на горизонталь;

α — угол наклона отогнутых стержней к горизонтали.

Значение проекции предельного усилия в бетоне наклонного сечения под углом 45° к горизонтали для сечения плиты по грани колонны

$$Q_б = \frac{0,15\, R_и\, b\, h_0^2}{c}. \qquad (III.9)$$

Рассматривая продавливание как пространственную форму скалывания двух пересекающихся балок шириной, равной грани колонны, получим при квадратной колонне

$$Q_б = \frac{0,6\, R_и\, b\, h_0^2}{c}. \qquad (III.10)$$

По аналогии с формулой (I.1.) вводим $b_{ср}$ — усредненную ширину грани усеченной пирамиды, или среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего основания усеченной пирамиды, образующейся при скалывании по четырем граням колонны в пределах рабочей высоты плиты.

Тогда
$$Q_б = \frac{0,15\, R_и\, b_{ср}\, h_0}{c}. \qquad (III.11)$$

С учетом отогнутой арматуры

$$Q \leqslant \Sigma\, R_{а.х}\, F_х \sin\alpha + 0,15\, R_и\, b_{ср}\, h_0. \qquad (III.12)$$

При усилении опорной зоны каркасами с поперечной арматурой, расположенной в плоскостях, нормальных к продольной оси,

$$Q \leqslant Q_{х.б} = \sqrt{0,6\, R_и\, b_{ср}\, h_0\, q_х} - q_х\, u, \qquad (III.13)$$

где $q_х$ — предельное усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента, определяемое

$$q_х = \frac{R_{а.х}\, F_х}{u}. \qquad (III.14)$$

В формулах (III.9) — (III.14) обозначения соответствуют обозначениям, принятым в СНиП II-В.1-62*.

Эксперименты (см. главу IV) подтвердили применимость формулы (I.1) для бетонных сечений, поэтому необходимость усиления опорной зоны плиты соответствующим армированием может быть продиктовано условием

$$Q > 0,75\, R_р\, b_{ср}\, h_0. \qquad (III.15)$$

Практика конструирования опорных зон безбалочных бескапительных перекрытий показала, что при $Q > 0,2\, R_и b_{ср} h_0$ конструирование узла становится затрудненным из-за насыщенности его поперечной арматурой. В этом случае необходимо увеличить толщину плиты. Поэтому при конструировании плит безбалочных бескапительных перекрытий необходимо соблюдение условия в стыке колонны с плитой:

$$Q \leqslant 0,2\, R_и\, b_{ср}\, h_0. \qquad (III.16)$$

§ 4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОГИБОВ В ПЕРЕКРЫТИИ

Различные методики определения прогибов в безбалочных перекрытиях [формулы (I.33), (I.35) и др.], не дают достаточно близких величин деформаций, получаемых в безбалочных бескапительных перекрытиях, так как эти формулы предусматривают опирание плиты на плоскостные опоры, имеющие размеры в плане 0,15—0,25 пролета. Предложения по определению деформаций бескапительной плиты в системе рамного каркаса отсутствуют.

Предлагается методика определения прогиба ригеля-плиты, основанная на ряде допущений, но, как показали эксперименты (см. главу V), дающая результаты, близкие к опытным.

При принятых схемах нагрузок в многоэтажных промышленных и гражданских зданиях, как правило, местом максимального прогиба в перекрытии является середина пролетной полосы, или точка пересечения диагоналей плиты-вставки. Предлагаемая методика определения прогиба в этой точке состоит в определении прогиба ригеля шириной $0,5\,l$, посредине пролета рамы (в надколонной полосе) — f_1, в центре плиты вставки (в пролетной полосе) — f_2 и полного прогиба, равного

$$f = f_1 + f_2. \qquad (III.17)$$

В раме с шириной ригеля, равной ширине надколонной полосы, методом сил определяется деформация f_1 посредине пролета от нормативной и длительно действующей нагрузки:

$$f_1 = \Sigma \int \frac{M_1 M_p \, ds}{B}, \qquad (III.18)$$

где M_1 — изгибающие моменты от загружения единичной силой;

M_p — изгибающие моменты от нормативной нагрузки;

B — жесткость элемента, вычисляемая по СНиП II-В.1-62*.

Величина B определяется для эквивалентной балки с равномерно распределенной нагрузкой с теми же характеристиками сечения. По полученным выражениям прогибов рассчитываются величины полного и длительного действующего момента:

$$f' = \frac{a}{B} = \frac{5 M l^2}{48 B}, \qquad (III.19)$$

где f' — прогиб эквивалентной балки с равномерно распределенной нагрузкой,

отсюда

$$M = \frac{48 a}{5 l^2}, \qquad (III.20)$$

где

$$a = \Sigma \int M_1 M_p \, ds.$$

По этим величинам (с использованием формул СНиП) определяются значения жесткостей B. Полученные значения B подставляются в выражения прогибов. Таким образом рассчитываются прогибы от различных воздействий нагрузок посредине пролета рамы.

Расчет прогиба центральной точки плиты-вставки ведется из предположения, что она находится в составе плиты пролетом 6 м (по осям колонн) и опирается по контуру. Считая ее жесткостные характеристики уже известными, определяем по [11] прогибы f_2:

$$f_2 = 0{,}00406 \frac{q l^5}{B}, \qquad (III.21)$$

где q — интенсивность равномерно распределенной нагрузки, Н/см²;

l — пролет плиты, см;

B — жесткость плиты.

Полный прогиб f определяется как алгебраическая сумма полученных прогибов f_1 и f_2. Аналогично проводится расчет величины раскрытия трещин.

ГЛАВА IV

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОДАВЛИВАНИЯ НАДКОЛОННЫХ ПЛИТ

Для определения действительной несущей способности принятой конструкции (глава II, § 1) надколонных плит на продавливание авторы совместно с сотрудниками лаборатории прочностных испытаний ЦНИИЭП жилища провели ряд экспериментов. Программа экспериментов была построена таким образом, чтобы опытным путем определить:

1) несущую способность неармированных стыков и сравнить ее с формулой (I.1);

2) эффективность армирования опорных зон плит;

3) несущую способность плит с армированной опорной зоной и сравнить ее с рекомендациями данной работы;

4) надежность предлагаемых формул для расчета на продавливание плит с армированной опорной зоной.

Физико-механические характеристики бетона в серии экспериментальных плит контролировались тремя способами: испытанием на прессе кубов и призм, изготовленных из того же бетона, что и плиты; с помощью ультразвукового импульсного метода и с помощью молотка Кошкарова.

Кубы и призмы испытывались на 250-тонном прессе в лаборатории ЖБИ-1 во Владивостоке. Скорость нагружения при испытании кубов была в пределах 0,2—0,4 МПа/с.

При испытании призм нагрузки давались этапами в пределах 0,1 от ожидаемой разрушающей нагрузки с пятиминутной выдержкой на каждом этапе. Замер деформаций бетона в призмах производился по четырем сторонам. Предварительно в кубах и призмах была замерена скорость ультразвука для построения зависимости: скорость ультразвука — прочность бетона. Кубы

прозвучивались в трех точках, призмы — в четырех. Прозвучивание бетонных образцов производилось с помощью ультразвуковой установки УП-4.

Опорная зона опытных плит конструировалась с учетом того, что на колонну опирается крестовина из железобетонных балок, каждая из которых имеет ширину, равную грани колонны — 300 мм, и высоту, равную толщине плиты — 200 мм.

Расчет каркасов и наклонных стержней производился по СНиП II-В.1-62*.

§ 1. РАСЧЕТ ОПОРНЫХ ЗОН ОПЫТНЫХ ПЛИТ

Поскольку конструкции перекрытий создавались применительно к проекту гостиницы «Владивосток», то исходными данными для испытания плит послужили нагрузки, принятые в указанном проекте (табл. IV.1).

ТАБЛИЦА IV.1

Нагрузка	Нормативная, Н/м²	Расчетная, Н/м²
Постоянная	8500	9800
Временная	400	5200
Итого	12 500	15 000

Для расчета принимаем нагрузку на колонну с грузовой площади средней части перекрытия (6 м×6 м= =36 м²).

Расчетная нагрузка на колонну

$$P_{пр} = 15 \cdot 36 = 540 \text{ кН}.$$

Марка бетона 300.

Согласно СНиП II-В.1-62* в случае $Q \leqslant R_p b h_0$ армирование конструктивное. В нашем случае

$$10{,}5 \cdot 10^5 \cdot 0{,}304 \cdot 0{,}417 = 224\,000 < 540\,000 \text{ Н}.$$

Назначаем поперечное армирование наклонными стержнями (рис. 30) по 4∅10А-II у каждой грани колонны. Тогда по формуле (II.9)

$$Q_{пр} = R_{а.х} F_0 \sin\alpha + Q_б,$$

где $\sin\alpha = 0{,}707$, так как принято $\alpha = 45°$;

$$F_0 = 0{,}785 \cdot 4 = 3{,}14 \text{ см}^2 = 0{,}000314 \text{ м}^2;$$

$$Q_б = \frac{0{,}15 R_и b h_0^2}{c} = 117 \text{ кН};$$

$$Q_{пр} = 2150 \cdot 10^5 \cdot 0{,}000314 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}707 + 117\,000 = 150\,500 \text{ Н} = 150{,}5 \text{ кН}.$$

По четырем граням колонны:

$$4\,Q_{пр} = 150{,}5 \cdot 4 = 602 \text{ кН} > 540 \text{ кН}.$$

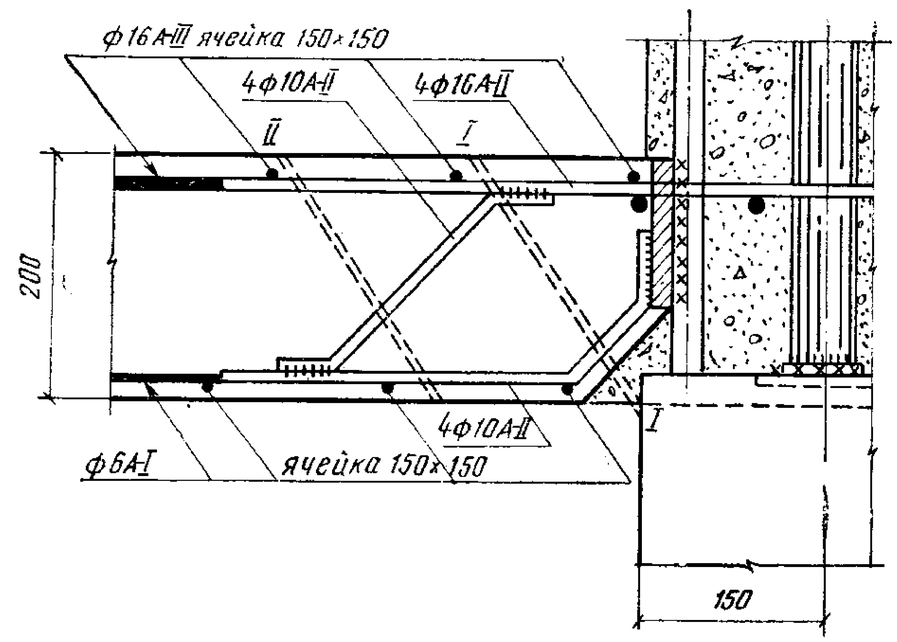


РИС. 30. АРМИРОВАНИЕ ОПОРНОЙ ЗОНЫ ПЛИТЫ НАКЛОННЫМИ СТЕРЖНЯМИ

В сечении *II—II* (см. рис. 30) принимаем те же отгибы. Проверяем сечение *III—III*, отстоящее от грани колонны на 30 см. В этом случае ширину сжатой зоны бетона $b_{ср}$ принимаем по формуле (III.16), тогда

$$0{,}75 R_р b_{ср} h_0 = 0{,}75\ (0{,}4 + 0{,}4 + 0{,}3)\ 4 \cdot 0{,}178 \cdot 10{,}5 \cdot 10^5 = 618\,000 \text{ Н} = 618 \text{ кН}.$$

Поперечное армирование не требуется.

Рассмотрим второй конструктивный вариант поперечного армирования каркасами (рис. 31). Согласно СНиП II-В.1-62*

$$Q \leqslant Q_{х.б} = \sqrt{0{,}6 R_и b h_0^2 q_х} - q_х u.$$

Принимаем в сечении, проходящем через грань опоры, $u = 10$ см и $F_х = 8 \cdot 0{,}283 = 2{,}26$ см² (8 ∅ 6 А-III);

$$q_х = \frac{2700 \cdot 2{,}26 \cdot 10}{0{,}1} = 6110 \cdot 10^2 \text{ Н/м} = 6110 \text{ Н/см};$$

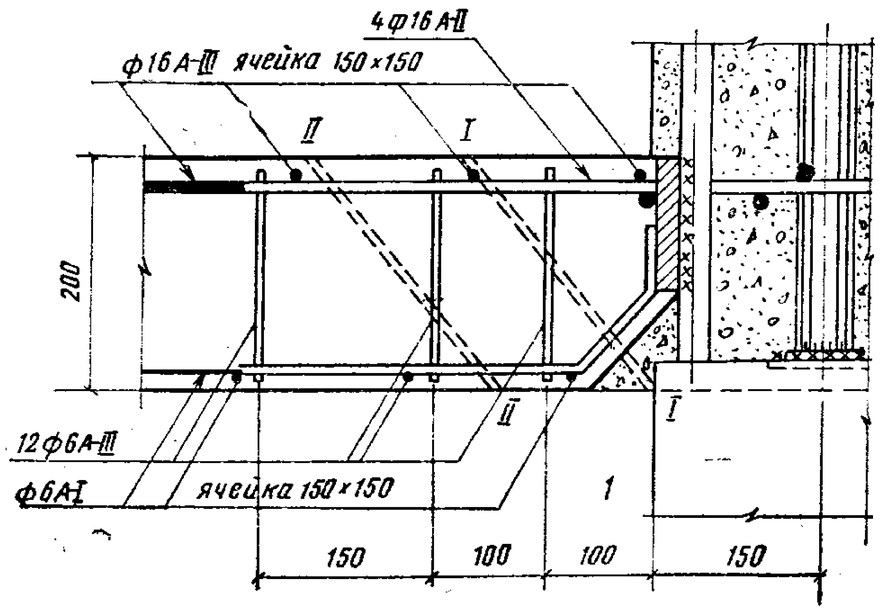


РИС. 31. АРМИРОВАНИЕ ОПОРНОЙ ЗОНЫ КАРКАСАМИ С ВЕРТИКАЛЬНЫМИ СТЕРЖНЯМИ

тогда для сечения по грани колонны

$$Q_{x.б1} = \sqrt{0{,}6 \cdot 1600 \cdot 30 \cdot 17{,}8^2 \cdot 6100} - 6100 \cdot 10 = 174\,900 \text{ Н}.$$

На стык

$$Q_{x.б} = 174{,}9 \cdot 4 = 699{,}6 \text{ кН}.$$

Арматура растянутой зоны плиты была принята из расчета восприятия изгибающего момента от нагрузки, равной ожидаемой разрушающей:

$$M_x = M_y = 0{,}146\, l_x l_y = 0{,}146\, R_{разр} = 132 \text{ кН·м}.$$

Принимаем в растянутой зоне плиты сетку из ∅ 16А-III с ячейкой 150×150 мм.

§ 2. ИСПЫТАНИЕ НАДКОЛОННЫХ ПЛИТ С ПОМОЩЬЮ БЕТОННЫХ БЛОКОВ

Эти испытания были проведены авторами в 1966 г. на территории завода ЖБИ-1 во Владивостоке. Испытывались две плиты с армированием опорной зоны наклонными стержнями (см. рис. 24,*а*).

На мощном фундаменте была смонтирована стойка высотой 0,5 м, на которую устанавливалась надколонная плита. Выпуски арматуры колонны сваривались с закладной деталью плиты. Стык плиты с колонной не замоноличивался.

Плиты перекрытия при испытании загружались тарированными бетонными блоками симметрично относительно осей. Размеры блоков 40×60×140 и 50×60×240 см, масса — соответственно 0,8 и 1,6 т. Блоки укладывались на слой песка 20 мм, чтобы исключить сцепление с плитой. Нагрузка прикладывалась ступенями с десятиминутной выдержкой на каждом этапе. Загружение велось с помощью пятитонного автокрана.

При испытании первой плиты на первом этапе было уложено по краям плит четыре блока размером 50×60×240 см и общей массой 6,4 т, на втором этапе — еще четыре таких же блока. Далее тремя этапами был уложен 41 блок размером 40×60×140 см по 14 шт. на каждом этапе общей массой 32,8 т. Всего на первую испытанную плиту перекрытия была приложена нагрузка 456 кН, а с учетом собственного веса — 496 кН. Дальнейшее нагружение плиты было прекращено по соображениям безопасности.

При испытании второй плиты перекрытия для более равномерного загружения грузы укладывались на деревянные бруски сечением 7×7 см, положенные по диагоналям плиты перекрытия. В течение 20 ч плита оставалась под нагрузкой с учетом собственного веса 355 кН, затем была догружена в два приема до 520 кН. Таким образом, суммарная нагрузка с учетом собственного веса составила 560 кН. Дальнейшее нагружение было прекращено по аналогичной с первой плитой причине. При испытании обеих плит трещин, характеризующих скалывание, на опоре не появилось; обнаружено было лишь несколько трещин, характерных для изгиба, раскрытие которых не превышало 0,05 мм. Результаты испытаний даны в табл. IV.2.

ТАБЛИЦА IV.2

№ образцов	$R_{куб}$, Па	$R_{пр}$, Па	Расчетная несущая способность $P^{т}$, кН	Опытная максимальная нагрузка $P^{оп}$, кН	Разрушение образца
1	$280 \cdot 10^5$	$250 \cdot 10^5$	566	496	Не произошло
2	$280 \cdot 10^5$	$250 \cdot 10^5$	566	560	То же

Из этой таблицы следует, что предельная нагрузка на стык по крайней мере превышает расчетную несущую способность, определенную по формуле (III.12).

Общий вид испытания приведен на рис. 32.

§ 3. ИСПЫТАНИЕ НАДКОЛОННОЙ ПЛИТЫ НА ПЕСЧАНОМ ОСНОВАНИИ

Третья плита перекрытия была испытана на силовой плите испытательного стенда завода ЖБИ-1, на которую предварительно был насыпан слой песка толщиной 0,3 м площадью 3,3×3,3 м. Средние физико-механические характеристики бетона испытываемой плиты получились следующие: кубиковая прочность бетона 290×$\times 10^5$ Па; призменная прочность бетона $260 \cdot 10^5$ Па; начальный модуль упругости, определяемый при напряжениях 0,2 $R_{пр}$, составил $2{,}65 \cdot 10^{10}$ Па.

Плита перекрытия с приваренной к ней короткой (0,3 м) колонной была уложена на песок колонной вверх, песок под предполагаемой пирамидой продавливания был вынут. Это было сделано для имитации равномерно распределенной нагрузки на плиту и исключения опирания плиты на песок в пределах пирамиды продавливания бетона. Усилие прикладывалось к колонне, на которую предварительно была надета сваренная из листовой стали обойма толщиной 20 мм. Нагрузка создавалась с помощью гидравлического домкрата грузоподъемностью 200 т, с десятиминутной выдержкой на каждом этапе.

На рис. 33 показана плита перед испытанием.

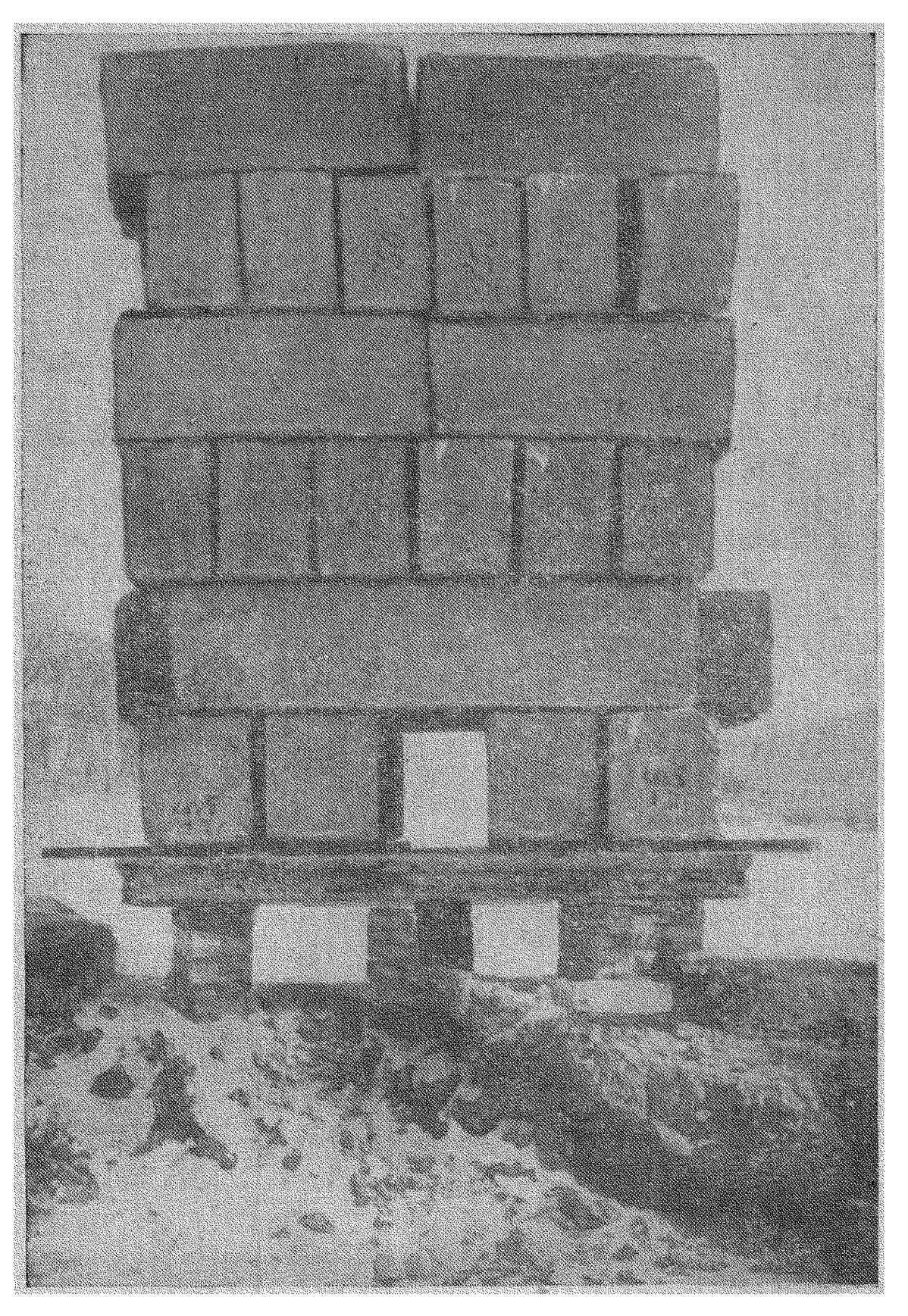


РИС. 32. ОБЩИЙ ВИД ИСПЫТАНИЯ ПЛИТЫ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ С ПОМОЩЬЮ ТАРИРОВАННЫХ БЕТОННЫХ БЛОКОВ

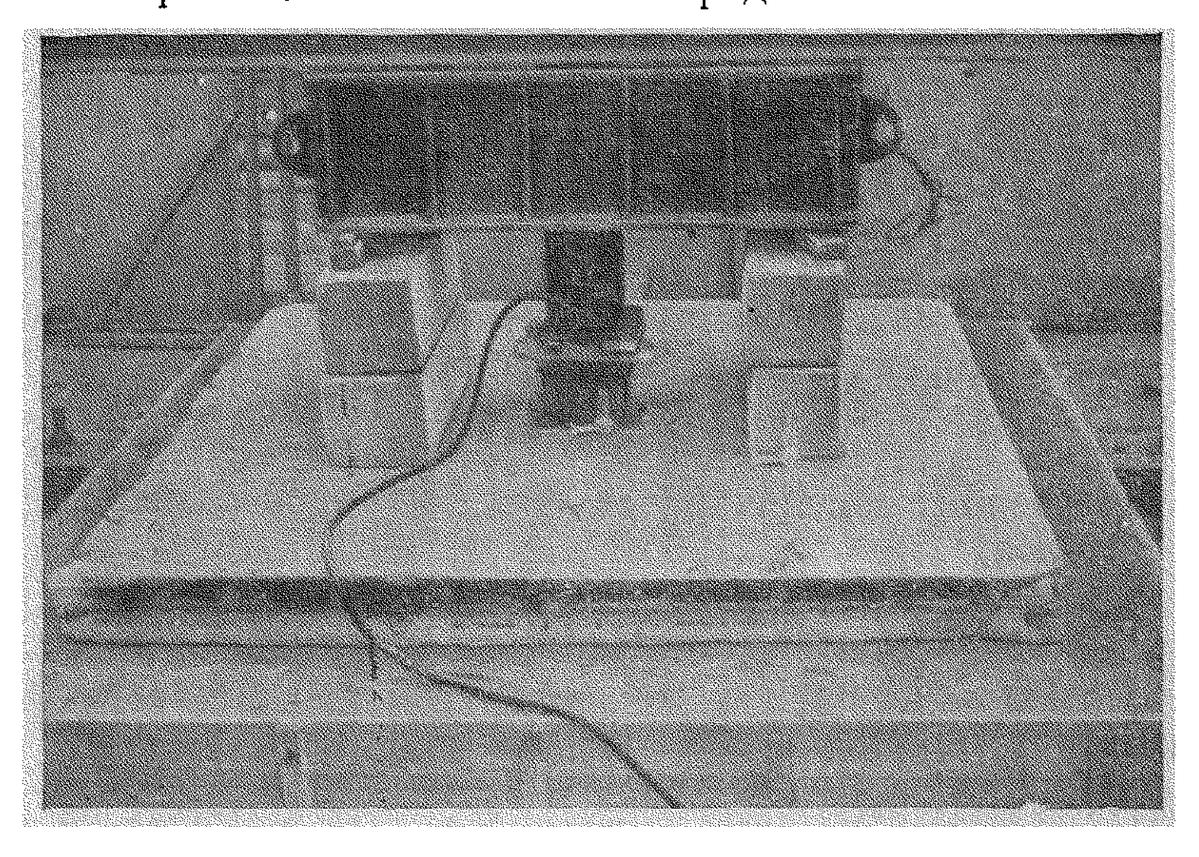


РИС. 33. ОБЩИЙ ВИД ИСПЫТАНИЯ ПЛИТЫ НА ПЕСЧАНОМ ОСНОВАНИИ

Усилие на колонну было доведено до 750 кН. Трещин в панели при этой нагрузке также не было обнаружено.

Данное испытание показало, что опытная нагрузка для испытуемого стыка, равная 1,25 $P_{расч}$ по формуле (III.12) и 2,1 $P_{расч}$ по формуле (II.1), не является предельной.

§ 4. ИСПЫТАНИЕ ФРАГМЕНТА СТЫКА ПЛИТЫ И КОЛОННЫ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

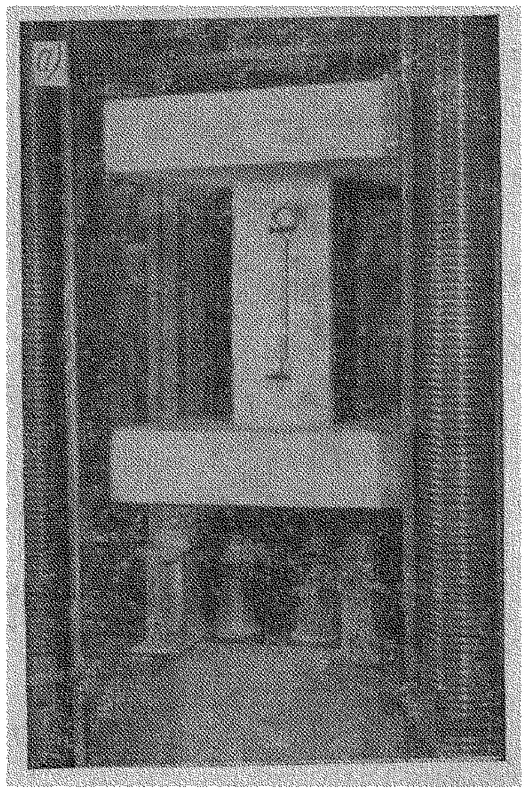
В лаборатории прочностных испытаний ЦНИИЭП жилища в 1968 г. были дополнительно изготовлены и испытаны два фрагмента стыка на продавливание.

Фрагмент стыка (см. рис. 27) состоял из двух плит перекрытия размером 0,9×0,9×0,2 м, смонтированных с двух сторон колонны в виде «гриба». Колонна сечением 0,3×0,3 м и высотой 0,75 м с обеих сторон имела арматурные выпуски. Армирование плит перекрытия, колонны и конструкции стыка было выполнено в полном соответствии с проектом каркаса гостиницы «Владивосток», концы рабочей арматуры в плитах перекрытия были отогнуты во избежание их выдергивания. Размеры плит перекрытия обусловлены прохождением их между колоннами пресса грузоподъемностью 1000 т, на котором они были испытаны.

Монтаж фрагмента произведен в следующей последовательности. Плита перекрытия, повернутая от проектного положения на 180°, устанавливалась горизонтально с помощью уровня на четырех домкратах. В обечайку плиты перекрытия под углом 90° вставлялась колонна, и выпуски арматуры электросваркой приваривались к сторонам обечайки. Сверху на колонну монтировалась вторая плита перекрытия. После сварки выпусков арматуры колонны с обечайкой плиты перекрытия узел замоноличивался бетоном прочностью 200×10^5 Па.

После сборки фрагмент стыка устанавливался на тележку пресса, на которую предварительно были установлены две распределительные траверсы с шарами диаметром 50 мм. Между шарами и плитой перекрытия помещалась стальная пластина размером 100×100×40 мм. Шары были расположены на расстоянии 300 мм симметрично относительно осей перекрытия. Шар диаметром 50 мм был также установлен между верхней траверсой пресса и колонной через стальные прокладки размером 300×300×30 мм. Каждая плита перекрытия была испытана отдельно. Нагрузка через колонну передавалась на плиту перекрытия в четырех точках.

Общий вид испытания приведен на рис. 34,*а*.



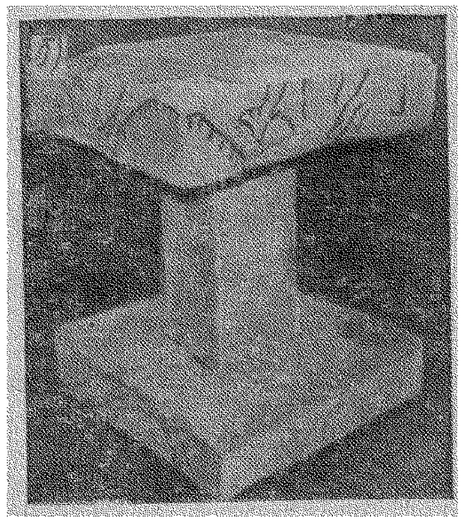


РИС. 34. ИСПЫТАНИЯ ФРАГМЕНТОВ ПЕРЕКРЫТИЯ

а — общий вид; *б* — разрушение образца

Для центрирования образца на колонне по четырем ее граням устанавливались индикаторы с ценой деления 0,01 мм на базе 40 см. Нагрузка на образец прикладывалась ступенями по $^1/_8$ от ожидаемой разрушающей.

Результаты испытаний приведены в табл. IV.3.

Разрушение первого и второго фрагментов произошло при нагрузках соответственно 800 и 780 кН. Общий

ТАБЛИЦА IV.3

№ образцов	$R_{куб}$, Па	$R_{пр}$, Па	Расчетная несущая способность, $P^{т}$, кН	Опытная разрушающая нагрузка, $P^{оп}$, кН	Разрушение образца
4	$310 \cdot 10^5$	$260 \cdot 10^5$	494	800	Произошло
5	$300 \cdot 10^5$	$260 \cdot 10^5$	474	780	»

вид разрушения образца дан на рис. 34,*б*. Причина разрушения — скалывание углов фрагмента плиты от сосредоточенных сил, приложенных в шаровых опорах. Если взять разобщенные разрушенные углы перекрытия и соединить их вершинами, то прямоугольные пирамиды скалывания образуют характерную усеченную пирамиду продавливания, угол граней которой близок к 45°. Полученный эффект иллюстрирует продавливание как пространственную форму скалывания.

Если применить формулу (I.1) к данному случаю, то при сечении колонны 20×20 см (четыре пластины 100×100×40 мм) получим

$$P^{т} = 0{,}75 \cdot 16 \cdot 10^{5} \cdot 3{,}2 \cdot 0{,}188 = 722\,000 \text{ Н} < 780\,000 \text{ Н}.$$

Отношение разрушающей опытной нагрузки к теоретической

$$\frac{P^{оп}\ P'}{P^{т}} = \frac{780\,000 - 722\,000}{722\,000}\ 100 = 8\%.$$

Полученный результат говорит о применимости формулы (I.1) для данной задачи.

§ 5. ИСПЫТАНИЕ НАДКОЛОННЫХ ПЛИТ НА ЖЕСТКОМ БЕТОННОМ КОНТУРЕ

В сентябре 1969 г. началась подготовка к серийному изготовлению на ЖБИ-1 во Владивостоке конструкции безбалочного бескапительного перекрытия для массового применения (в том числе в строящейся гостинице «Владивосток»).

Авторами были проведены испытания шести образцов-близнецов плит размером 2,8×2,8 м на продавливание с передачей нагрузки через колонну сечением 30×30 см, предварительно приваренную к металлической обечайке плиты. Место стыковки выпусков арматуры из колонны с обечайкой было забетонировано бетоном марки 300. Плиты испытывались на силовой плите завода ЖБИ-1 с помощью тарированного домкрата грузоподъемностью 200 т. Давление от домкрата передавалось на колонну, замоноличенную в плите. Плита опиралась по контуру на бетонный колодец (2×2 м). Статическая схема и общий вид испытаний приведены на рис. 35. Средняя марка бетона испытанных образцов, взятых при изготовлении плит для испытаний, составила 190, с выпадением результата для плиты П-2—140. Поперечное армирование опорных зон всех плит принято каркасами по рис. 31.

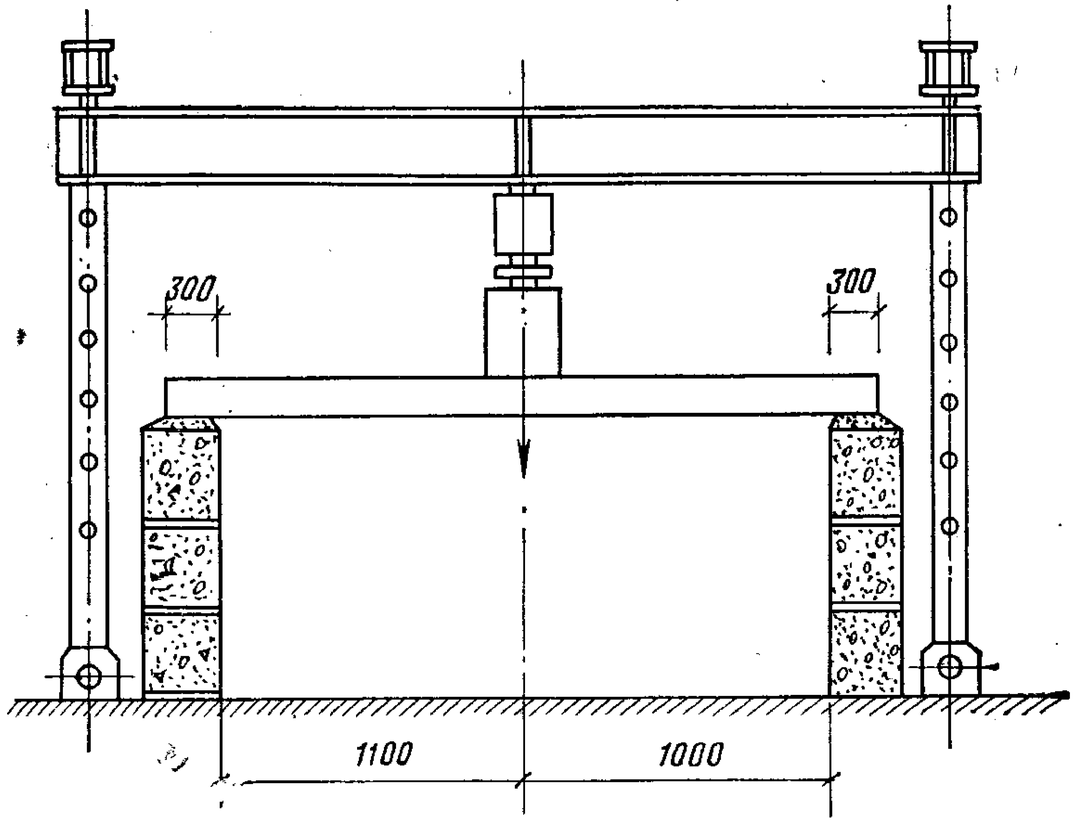


РИС. 35. СХЕМА ИСПЫТАНИЯ НАДКОЛОННЫХ ПЛИТ НА БЕТОННОМ КОНТУРЕ

Нагрузка производилась этапами примерно по 0,1 от предполагаемой разрушающей нагрузки, с 10—15-минутной выдержкой между этапами. Все плиты разрушились от продавливания в радиусе 350—450 мм. Таким образом образовалась усеченная пирамида с размерами верхнего основания 70—90 см и углом наклона граней,

ТАБЛИЦА IV.4

Марка образца	$R_{куб}$, Па	$R_{пр}$, Па	Расчетная несущая способность $P^{т}$, кН	Опытная разрушающая нагрузка $P^{оп}$, кН	$\frac{P^{оп} - P^{т}}{P^{т}} 100\%$	Разрушение образца
П-1	$180 \cdot 10^5$	$160 \cdot 10^5$	977	955	—2,8	Произошло
П-2	$140 \cdot 10^5$	$130 \cdot 10^5$	857	850	—0,8	»
П-3	$200 \cdot 10^5$	$180 \cdot 10^5$	1048	1050	0,2	»
П-4	$200 \cdot 10^5$	$180 \cdot 10^5$	1048	1100	5	»
П-5	$200 \cdot 10^5$	$180 \cdot 10^5$	1050	1050	0,2	»
П-6	$200 \cdot 10^5$	$180 \cdot 10^5$	1048	1100	5	»

близким к 45°. Результаты испытаний приведены в табл. IV.4.

Характер разрушения сжатой и растянутой зон бетона одной из плит представлен на рис. 36,*а* и *б*. Появление трещин от продавливания и разрушение плит происходили мгновенно, сопровождаясь хлопком, при нагрузках, близких к разрушающим. Трещин в сжатых зонах плит от изгиба не обнаружено.

Проведем расчет экспериментальных стыков, используя опытные физико-механические характеристики бетона плит, по формулам главы III § 3.

По формуле (III.13)

$$Q_{х.б} = 4\ (\sqrt{0{,}6\, R_и\, b_{ср}\, h_0\, q_х} - q_х\, u).$$

Для расчета принимаем марку бетона 200

$$b_{ср} = 30 + \frac{20 \cdot 2}{2} = 50 \text{ см};$$

армирование берем по рис. 24,*б*, тогда $q_х = 6110$ Н/см,

$$Q_{х.б} = 4\ (\sqrt{0{,}6 \cdot 1800 \cdot 50 \cdot 17{,}8^2 \cdot 6110} - 6110 \cdot 10) = 1\,048\,000 \text{ Н} = 1048 \text{ кН}.$$

Средняя величина опытной разрушающей нагрузки

$$P_{ср}^{оп} = \frac{5250}{6} = 1050 \text{ кН}.$$

Для плиты II-2 с маркой бетона 140 при том же армировании

$$Q_{х.б} = 4\ (\sqrt{0{,}6 \cdot 1300 \cdot 50 \cdot 17{,}8^2 \cdot 6110} - 6110 \cdot 10) = 857\,000 \text{ Н} = 857 \text{ кН}.$$

Среднее отношение продавливающей силы $P_{пр}^{оп}$ к вычисленному значению $P_{расч}$ составляет

$$\bar{t} = \frac{\Sigma \dfrac{P_{пр}^{оп}}{P_{расч}}}{n} = 0{,}013.$$

На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1. Испытания 11 плит показали, что армирование опорной зоны плиты поперечной арматурой (вертикальными и наклонными стержнями) увеличивает несущую способность безбалочного перекрытия на продавливание.

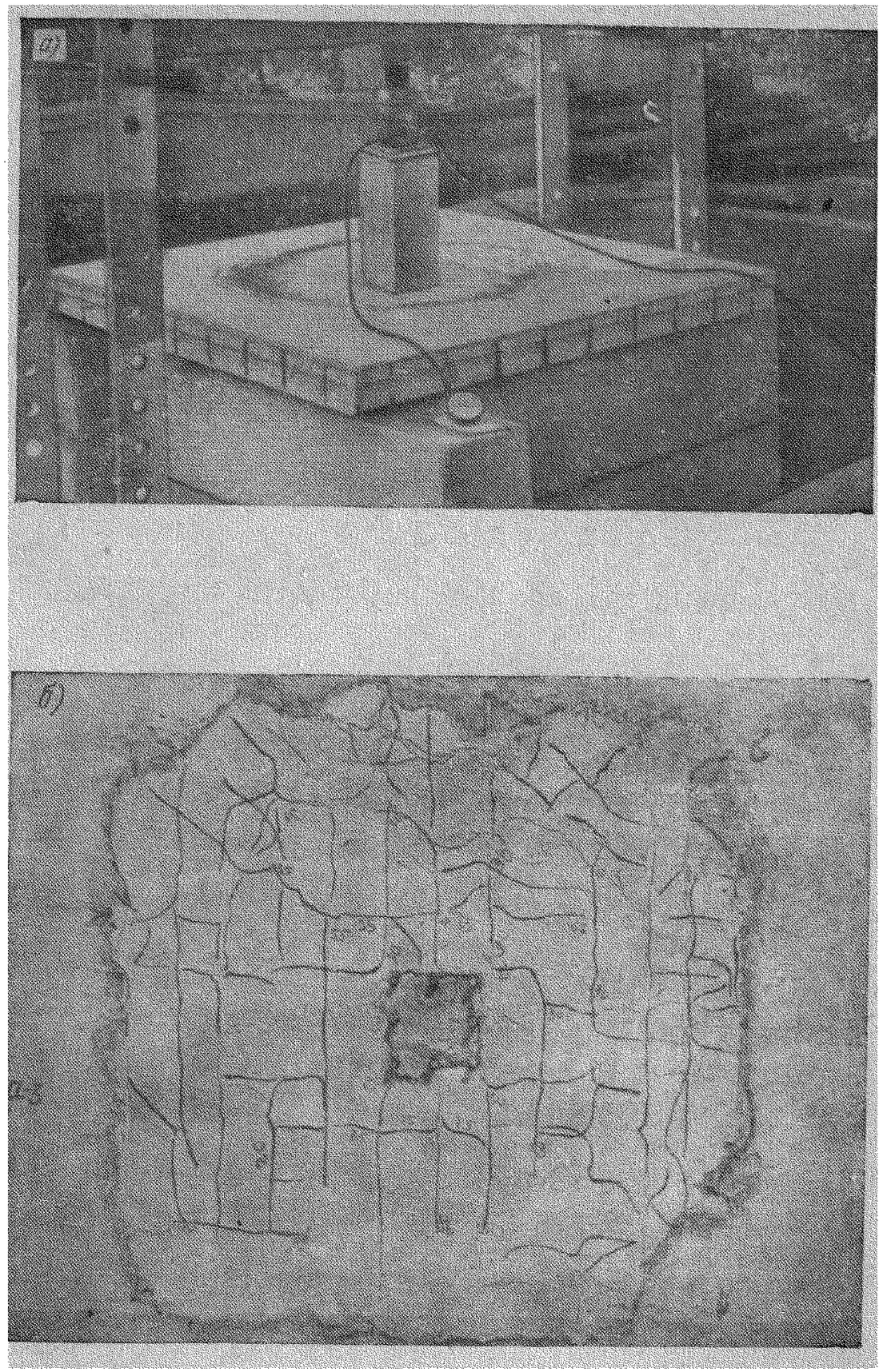


РИС. 36. ОБЩИЙ ВИД РАЗРУШЕНИЯ ПЛИТЫ
а — сжатой зоны бетона; *б* — растянутой зоны бетона

2. Формулы, рекомендуемые СНиП II-В.1-62* для расчета на продавливание бетонных конструкций, не могут быть использованы в расчете плит безбалочных бескапительных перекрытий, опорная зона которых усилена поперечной арматурой. В этих формулах не учитывается возможность увеличения несущей способности стыка колонн с плитой.

3. Опыты с фрагментами стыков § 4, гл. III показали, что продавливание является пространственной формой скалывания, поэтому предложение об использовании методики расчета, рекомендованной СНиП [18] для расчета по поперечной силе, можно считать обоснованным.

Для расчета опорных зон, армированных наклонными стержнями:

$$Q = \Sigma R_{а.х} F_0 \sin\alpha + \frac{0{,}15 R_и b_{ср}}{c}.$$

Для опорных зон, армированных вертикальными стержнями:

$$Q_{х.б} = \sqrt{0{,}6 R_и b_{ср} h_0 q_х} - q_х u,$$

где $Q_{х.б} \geqslant Q$.

Совместное применение вертикальных и наклонных стержней в опорных зонах нецелесообразно из-за сравнительно малой высоты плиты и связанным с этим усложнением ее конструкции.

ГЛАВА V

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАЦИЙ ПЛИТЫ НА НАТУРНОМ ФРАГМЕНТЕ

Программа экспериментального исследования рекомендуемых конструкций предусматривала определение прочности деформаций и трещиностойкости перекрытий в системе рамного каркаса. Для этого в 1967 г. во Владивостоке на территории завода ЖБИ-1 был выстроен натурный фрагмент железобетонного каркаса с безбалочным бескапительным перекрытием в натуральную величину (рис. 37). Испытания этого фрагмента проводились авторами с помощью сотрудников лаборатории

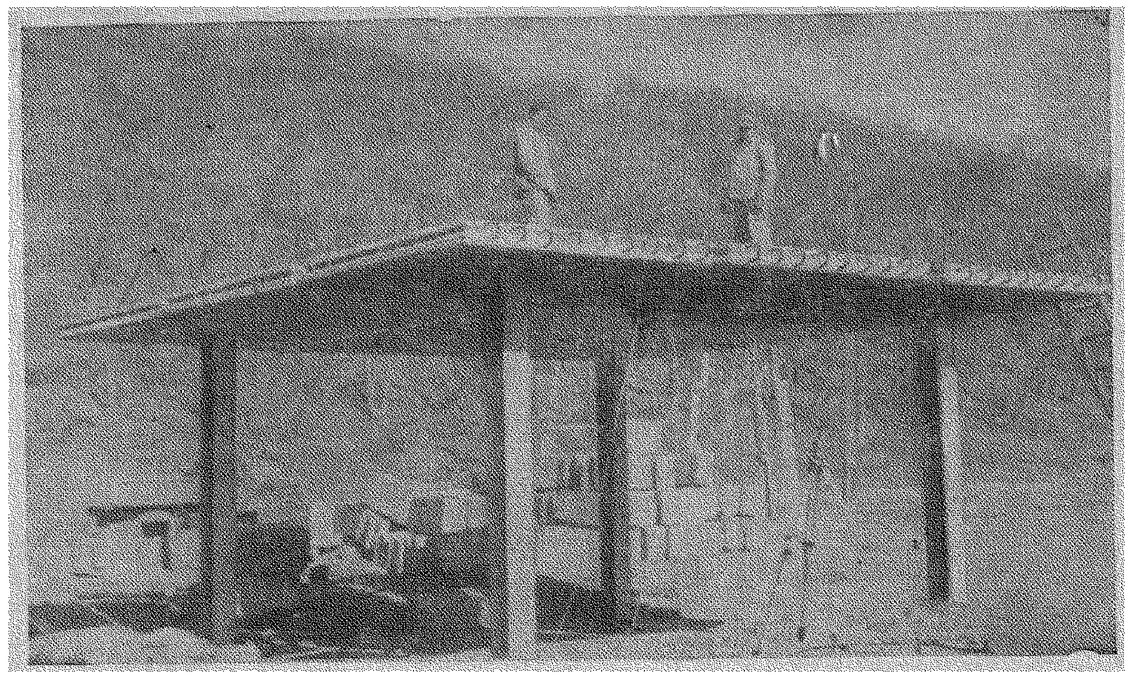


РИС. 37. ОПЫТНЫЙ ФРАГМЕНТ КАРКАСА С БЕЗБАЛОЧНЫМ БЕСКАПИТЕЛЬНЫМ ПЕРЕКРЫТИЕМ (ШВЫ НЕ ЗАМОНОЛИЧЕНЫ)

прочностных испытаний ЦНИИЭП жилища, лаборатории строительных конструкций Дальневосточного отделения Промстройниипроекта и заводской лаборатории. Физико-механические свойства материалов определялись в заводской лаборатории. Конструктивные решения элементов фрагмента были приняты по рис. 14, 15, 16 и 24, *а*.

§ 1. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ФРАГМЕНТА

Исходными данными для расчета послужили нагрузки, принятые в § 1 главы IV, и конструкции, описанные в § 1 главы II, примененные в проекте гостиницы «Владивосток».

В результате расчета методом сил рамы, имеющей ширину ригеля 4,5 м, и распределения изгибающих моментов по табл. III. 1 получаем расчетные изгибающие моменты для элементов перекрытия (рис. 38).

1. Расчет на прочность. Надколонная плита

$$M_x = M_y = -91 \text{ кН·м}.$$

По формулам СНиП [18] определяем $F_а = 20{,}3$ см². При арматуре класса А-II и бетоне марки 300 плита армируется в верхней зоне сеткой из ∅ 12 А-II с ячейкой 150 мм в обоих направлениях.

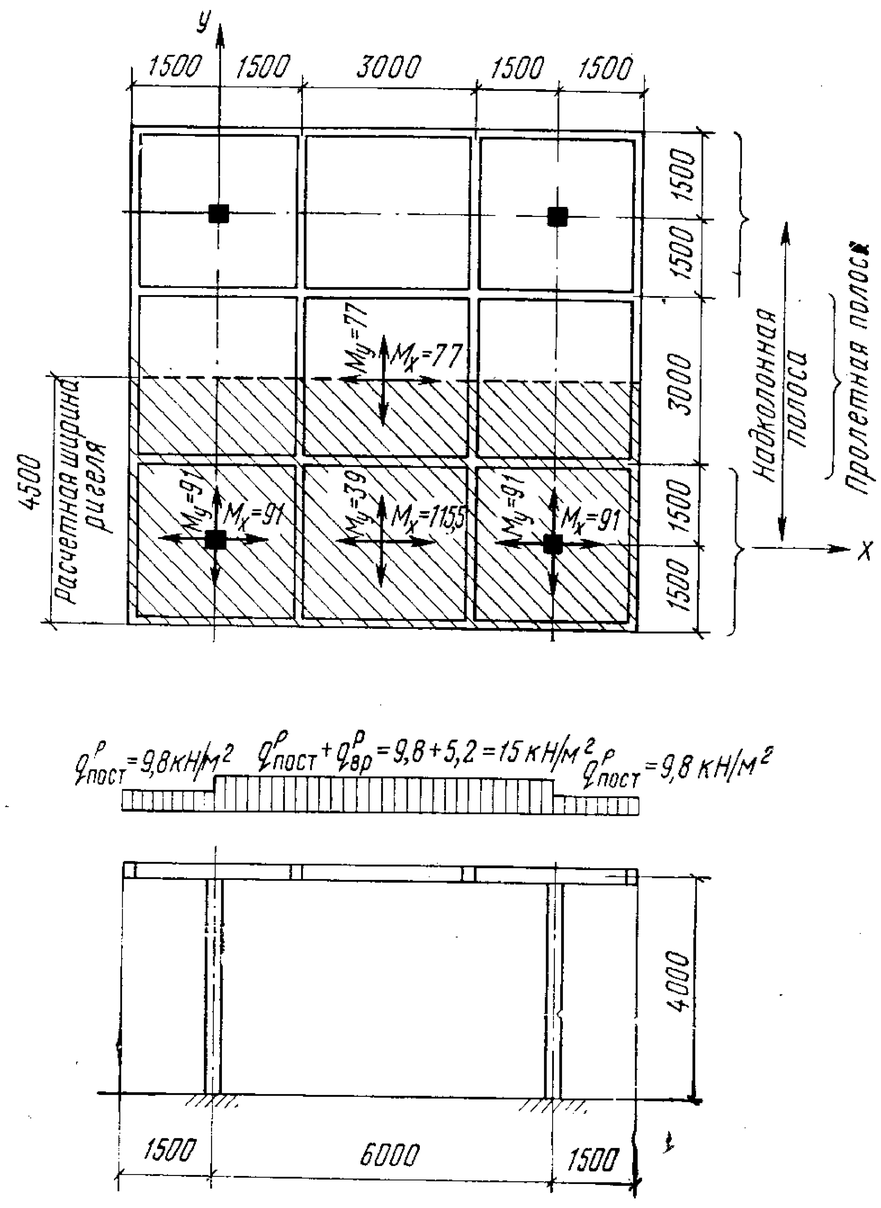


РИС. 38. К РАСЧЕТУ ОПЫТНОГО ФРАГМЕНТА ПО ПРОЧНОСТИ

Межколонная плита

$$M_x = 115{,}5 \text{ кН·м};$$
$$M_y = -39 \text{ кН·м}.$$

Определив сечение арматуры, получаем:

$F_{ax} = 20{,}7$ см² — при арматуре класса А-III;

$F_{ay} = 10{,}2$ см² — при арматуре класса А-I и бетоне марки 300.

Таким образом, верхняя сетка имеет рабочую арматуру в одном направлении ∅10 А-I с шагом 230 мм, а нижняя сетка в другом направлении ∅12 А-III с шагом 150 мм, распределительная арматура ∅6 А-I имеет шаг 200 мм.

Плита-вставка

$$M_x = M_y = +77 \text{ кН·м};$$

сечение нижней арматуры $F_a = 17{,}4$ см² при арматуре класса А-II и бетоне марки 300.

Принимаем нижнюю сетку, в которой рабочая арматура в двух направлениях состоит из ∅12 А-II с шагом 180 мм.

Колонна

$H = 4 \cdot 1{,}12 = 4{,}5$ м; сечение 30×30 см; бетон марки 300;

$$N = 245 \text{ кН};$$
$$M_x = M_y = -91 \text{ кН·м}$$

Расчетом на косое внецентренное сжатие определяем арматуру 8∅20 А-III.

2. Определение прогиба в центре плиты-вставки. Воспользуемся методикой, предложенной в § 4 главы III, применив метод сил.

От нормативной постоянной нагрузки $P_{дл} = 8{,}5$ кН/м² определяем эпюру $M_п$ изгибающих моментов в П-образной раме, имеющей ригель-плиту шириной 3 м (рис. 39,*а*). От невыгодного загружения нормативной временной нагрузкой $P_в = 4$ кН/м² определяем эпюру $M_в$ изгибающих моментов в этой раме (рис. 39,*б*).

От $P=1$ определяем эпюру изгибающих моментов M_1 (рис. 39,*в*).

Интегрируя соответствующие эпюры, определяем выражения прогибов: от постоянной нагрузки

$$F_п = \frac{205{,}5 \cdot 10^3}{B};$$

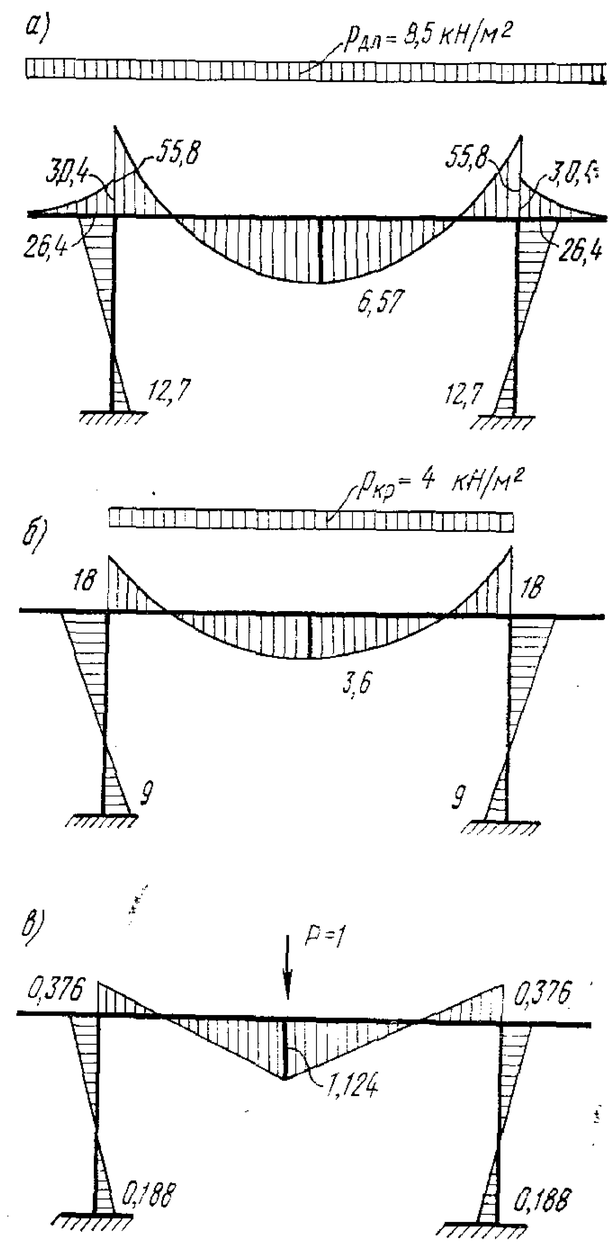


РИС. 39. К РАСЧЕТУ ОПЫТНОГО ФРАГМЕНТА ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

а — эпюра моментов от постоянной нагрузки; *б* — эпюра моментов от невыгодного загружения временной нагрузкой; *в* — эпюра моментов от единичной силы *P*-1

от временной нагрузки

$$F_в = \frac{90,9 \cdot 10^3}{B}.$$

По СНиП II-В.1-62* определяем условные изгибающие моменты для вычисления величин жесткостей B при различном действии нагрузок.

Момент от полной нормативной нагрузки

$$M_{пол} = \frac{48\ (205,5 + 90,9)\ 10^3}{5 \cdot 6^2} = 78,9 \cdot 10^3\ Н \cdot м.$$

Момент от длительно действующей (постоянной) нормативной нагрузки

$$M_{дл} = \frac{48 \cdot 205,5 \cdot 10^3}{5 \cdot 6^2} = 54,9 \cdot 10^3\ Н \cdot м.$$

По формулам СНиП II-В.1-62* определяем величину жесткости для кратковременного действия всей нагрузки при $M_{пол} = 78,9 \cdot 10^3 Н \cdot м$:

$$L = \frac{M_{пол}}{b\,h^2\,R_и^н} = 0,0313;$$

$$\mu = \frac{F_а}{b\,h_0}\ \frac{E_а}{E_б} = 0,0474;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5\ (L + T)}{10\ \mu\ n}} = 0,236;$$

$$z = h_0\ (1 - 0,5\,\xi) = 15,85\ см;$$

$$W_{б.т} = 1,75\ \frac{b\,h^2}{6} = 35\,000\ см^3;$$

$$M_{б.т} = 0,8\,W_{б.т}\,R^н = 58,8 \cdot 10^3\ Н \cdot м;$$

$$\psi_а = 1,3 - 1,1\ \frac{M_{б.т}}{M_{пол}} = 0,48;\quad \psi = 0,9;\quad \nu = 0,5;$$

$$B_1 = \frac{h_0\,z}{\frac{\psi_а}{E_а\,F_а} + \frac{\psi_б}{\xi\,h_0\,E_б\,\nu\,b}} = 23 \cdot 10^6\ Н \cdot м^2.$$

Тем же методом определяется B для кратковременного действия длительной нагрузки при $M_{дл} = 54,9 \cdot 10^3$ Н·м

$$B_2 = 40,9 \cdot 10^6\ Н \cdot м^2$$

и длительного действия длительной нагрузки

$$B_3 = 11,96 \cdot 10^6\ Н \cdot м^2.$$

Прогиб плиты-ригеля рамы посредине пролета

$$f_{пол} = f_1 - f_2 + f_3;$$

$$f_{пол} = \frac{(205,5 + 90,9)\ 10^3}{23 \cdot 10^6} - \frac{205,5 \cdot 10^3}{40,9 \cdot 10^6} + \frac{205,5 \cdot 10^3}{11,96 \cdot 10^6} =$$

$$= 0,02505\ м = 2,505\ см,$$

где $f_1 = 1,29$ см — деформация от кратковременного действия всей нагрузки;

$f_2 = 0,503$ см — начальная (кратковременная) деформация от длительно действующей части нагрузки;

$f_3 = 1,72$ см — полная деформация от длительно действующей части нагрузки.

Определим прогиб центра плиты-вставки, воспользовавшись формулой (II.21), в предположении, что плита размером 6×6 м оперта по контуру (по осям колонн); тогда для $P_{дл} = 8500$ Н/м² и $P_н = 12\ 500$ Н/м²

$$f_1 = 0,89\ см;\quad F_2 = 0,35\ см;\quad F_3 = 1,19\ см;$$

$$f = 0,89 - 0,35 + 1,19 = 1,73\ см.$$

Вычислим полные прогибы

$$f_{пол} = 2,505 + 1,73 = 4,24\ см;$$

$$f_1 = 1,29 + 0,89 = 2,18\ см.$$

§ 2. РАСЧЕТ ФРАГМЕНТА С ПОМОЩЬЮ ЭЛЕКТРОАНАЛОГОВОЙ МАШИНЫ КСМ-5

Дифференциальное уравнение изогнутой поверхности гибкой прямоугольной пластинки имеет вид (см. § 1, гл. II)

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2\ \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2\,\partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{q\ (x,\ y)}{D},$$

где цилиндрическая жесткость (см. § 4, гл. II)

$$D = \frac{E\,\delta^3}{12\ (1 - \mu)}.$$

Пренебрегая жесткостью колонн, запишем граничные условия шарнирного опирания пластинки:

$$\omega = 0;\quad \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} = 0.$$

Расчет производим по методике, изложенной в § 2 главы III.

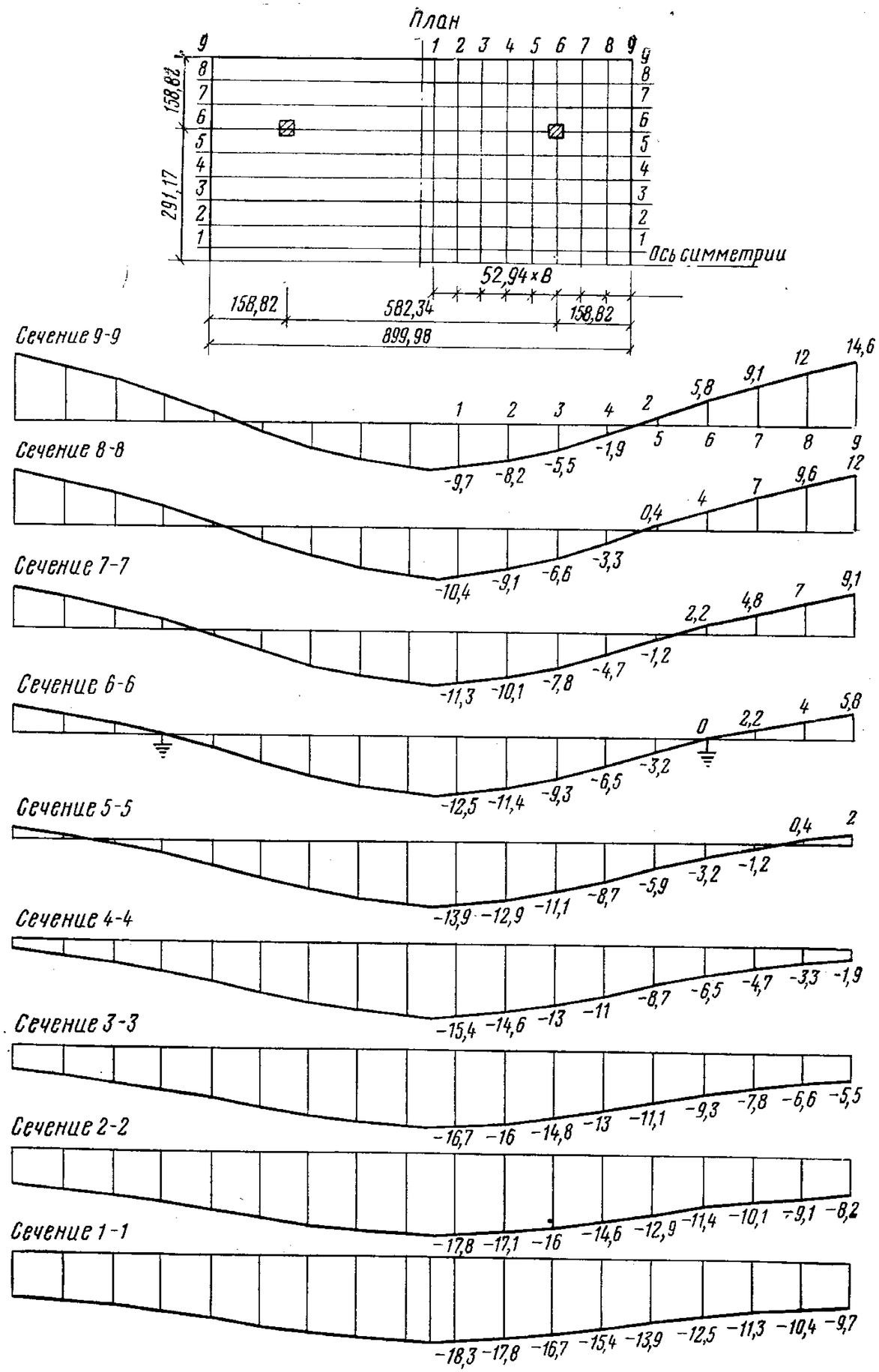


РИС. 40. ПРОГИБЫ В ПЕРЕКРЫТИИ, ОПРЕДЕЛЕННЫЕ МЕТОДОМ ЭЛЕКТРОАНАЛОГИИ, ММ

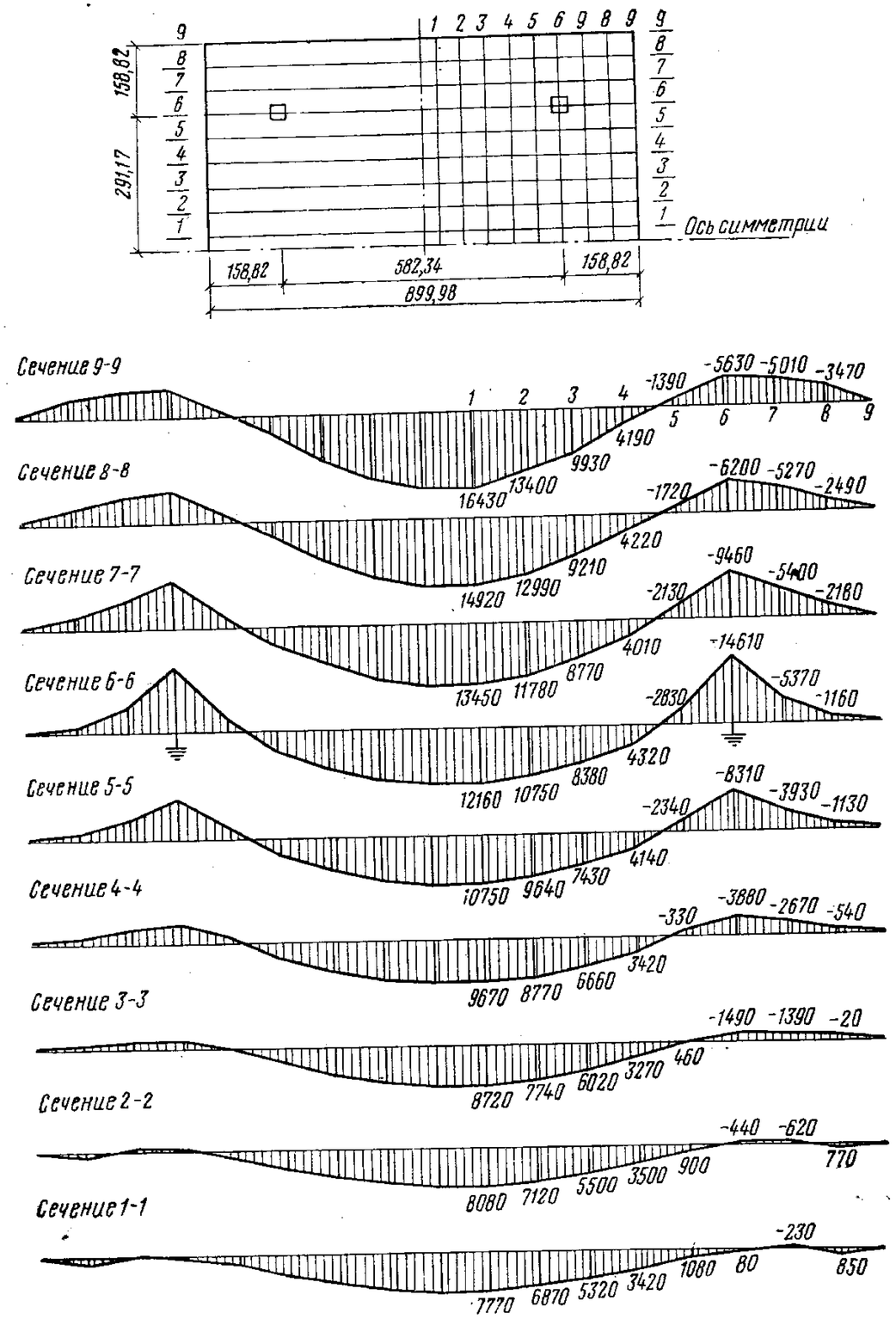


РИС. 41. ЭПЮРЫ МОМЕНТОВ К СЕЧЕНИЯМ ПЕРЕКРЫТИЯ, ОПРЕДЕЛЕННЫЕ МЕТОДОМ ЭЛЕКТРОАНАЛОГИИ, Н·см

Исходными данными для расчета послужили натурные измерения: $E_{ср}=230\,000\cdot10^5$ Па; $\delta=20$ см; размер плиты в плане 900×900 см; нормативная интенсивность нагрузки $P_н=11\ 900$ Н/м²; коэффициент Пуассона принят $\mu=0{,}2$.

Цилиндрическая жесткость

$$D=\frac{230\,000\cdot10^5\cdot0{,}2^3}{12\ (1-0{,}2^2)}=159{,}72\cdot10^5\ \text{Н}\cdot\text{м};$$

шаг разности $\Delta x=\Delta y=h$, где $h=52{,}94$ см; тогда правая часть бигармонического уравнения

$$Z=\frac{P^н\,h^4}{D}=\frac{11\,900\cdot0{,}5294^4}{159{,}72\cdot10^5}=0{,}585\cdot10^{-4}\ \text{м}^2.$$

С помощью переходных масштабов (тока, проводимостей и потенциалов) получаем прогибы плиты перекрытия (рис. 40).

Изгибающие моменты в каждой точке подсчитывались по формуле (III.6), записанной в конечно-разностном виде.

Значения изгибающих моментов даны на рис. 41.

§ 3. ИСПЫТАНИЕ НАТУРНОГО ФРАГМЕНТА

Физико-механические характеристики. Определение физико-механических характеристик элементов фрагмента проводилось теми же способами, что и для надколонных плит (см. главу IV).

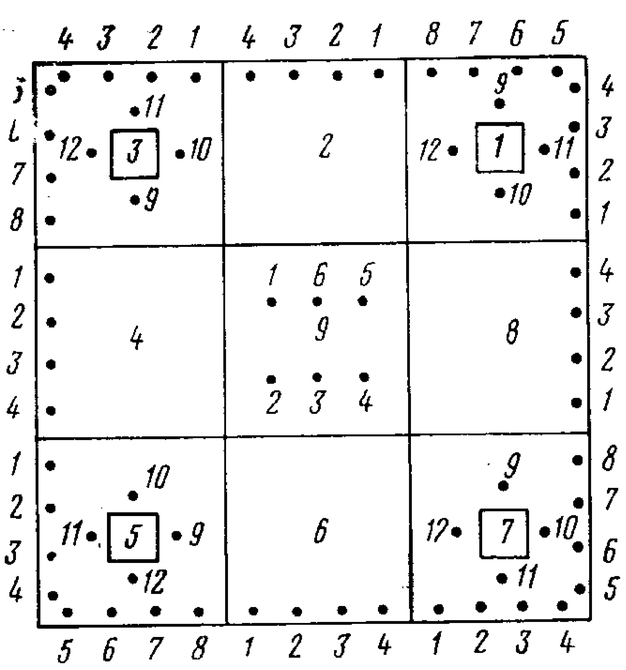


РИС. 42. СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ ТОЧЕК ПРОЗВУЧИВАНИЯ НА ПЛИТЕ ФРАГМЕНТА

Физико-механические характеристики бетона плит перекрытия фрагмента определялись путем прозвучивания отдельных плит перекрытий. Плиты типа П-1 прозвучивались в 12 точках каждая, плиты типа П-2 —в четырех точках, центральная плита П-3—в шести точках. На рис. 42 приводится схема расположения точек прозвучивания перекрытия фрагмента.

По замеренным скоростям ультразвука в бетоне перекрытия определялась прочность бетона. В связи с тем что перекрытие фрагмента имеет значительное армирование, при определении скорости ультразвука в бетоне был учтен специальный поправочный коэффициент.

По скорости ультразвука в бетонных кубах и в перекрытии фрагмента определялись прочность бетона в различных точках и средняя прочность бетона всего перекрытия. Призменная прочность бетона перекрытия фрагмента определялась по графику зависимости «скорость ультразвука — призменная прочность». График этой зависимости приведен на рис. 43.

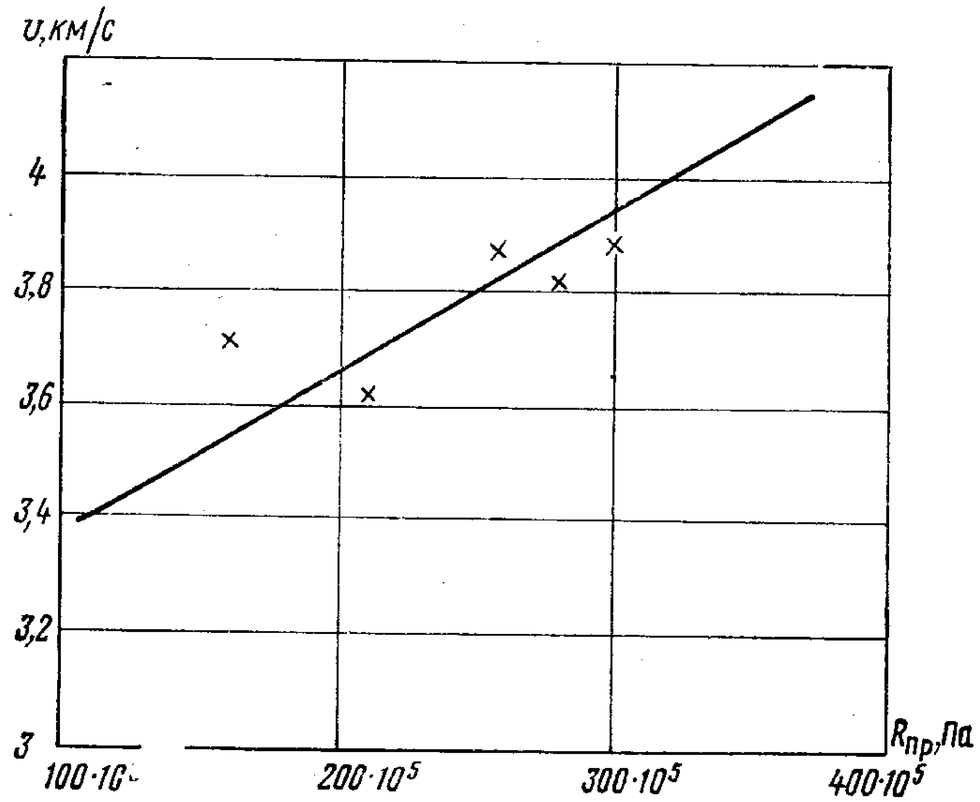


РИС. 43. ГРАФИК ЗАВИСИМОСТИ СКОРОСТИ УЛЬТРАЗВУКА ОТ ПРИЗМЕННОЙ ПРОЧНОСТИ

Для контроля прочность бетона определялась также с помощью молотка Кашкарова. Молотком простучали три плиты перекрытия — две крайние и одну центральную. Модуль упругости бетона перекрытия определялся при напряжениях 0,2 $R_{пр}$.

Таким образом, средние величины физико-механических характеристик бетона перекрытия фрагмента получились следующие: кубиковая прочность бетона — 293×10^5Па, призменная прочность бетона — $260\cdot10^5$ Па, начальный модуль упругости — $2{,}65\cdot10^{10}$ Па.

Статические испытания. Вертикальная нагрузка на

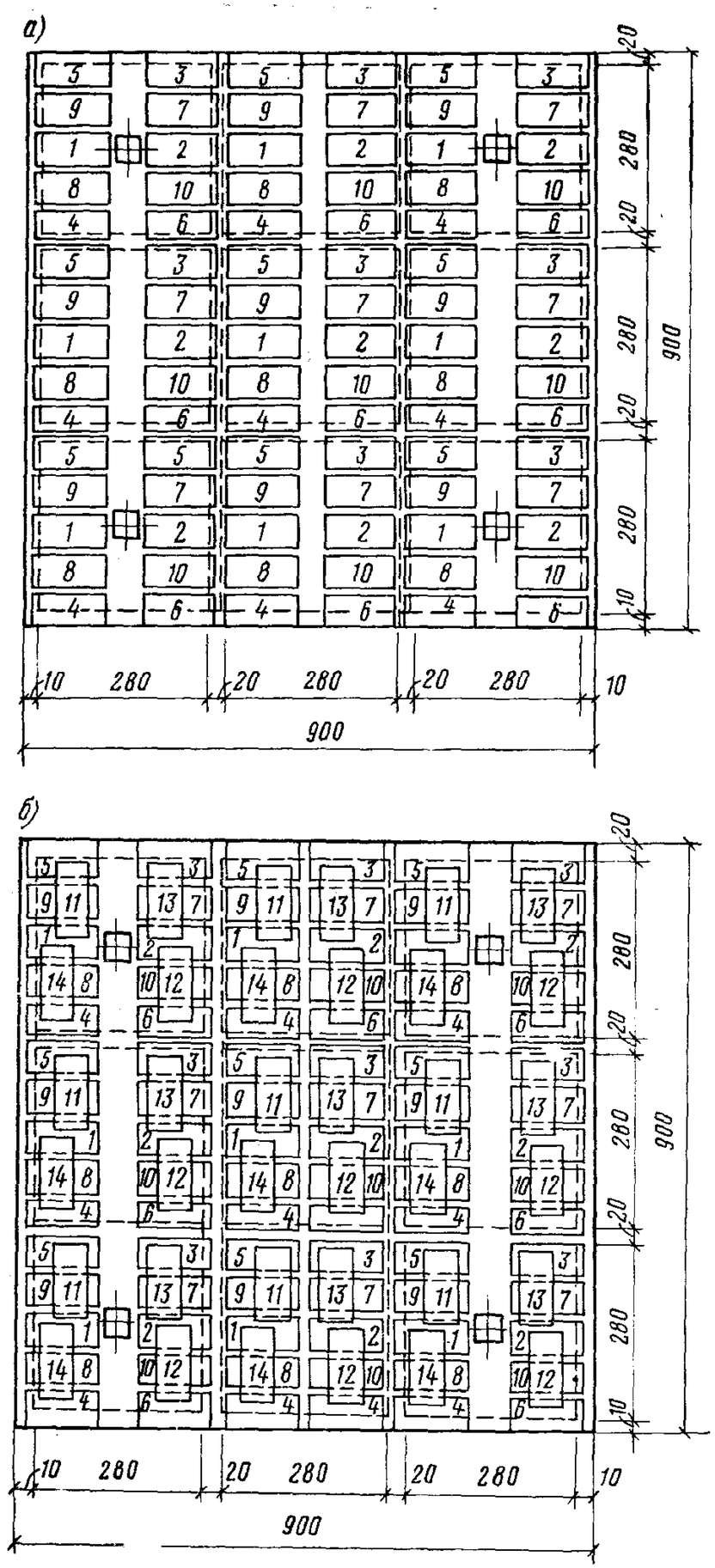


РИС. 44. СХЕМЫ ЗАГРУЗКИ ФРАГМЕНТА ПЕРЕКРЫТИЯ

а — нормативной нагрузкой; *б* — расчетной нагрузкой

фрагмент создавалась укладкой тарированных бетонных фундаментных блоков размером 40×60×140 см, массой 0,8 т каждый по слою песка толщиной 20 мм (для исключения влияния сил трения на прочность плиты).

Загружение фрагмента велось этапами. Величина нагрузки на каждом этапе составляла $^1/_5$ величины нормативной нагрузки на фрагмент. После каждого этапа загружения давалась десятиминутная выдержка. На каждом этапе загружения до нормативной нагрузки на фрагмент укладывалось 18 блоков общей массой 14,4 т. Схема загрузки нормативной нагрузкой фрагмента приводится на рис. 44, *а*. Номера на блоках указывают, в каком порядке были уложены блоки на каждой плите перекрытия фрагмента. После того как нагрузка на фрагмент достигла нормативной, была сделана 16-часовая выдержка, затем производилось загружение фрагмента до расчетной нагрузки с последующей выдержкой в течение 20 ч. Схема загрузки фрагмента до расчетной нагрузки приводится на рис. 44, *б*.

После разгрузки и 15-часовой выдержки фрагмент вновь нагружался этапами до расчетной нагрузки с двухчасовой выдержкой на этапе под нормативной нагрузкой. После часовой выдержки под расчетной нагрузкой фрагмент загрузили полуторной расчетной нагрузкой. Выдержка с полуторной расчетной нагрузкой продолжалась 1,6 ч, а затем этапами фрагмент был разгружен. Для замера величины прогиба перекрытия фрагмента были установлены прогибомеры системы Максимова с ценой деления 0,1 мм. Прогибомеры устанавливались так, чтобы получить линию прогиба надколонных и пролетных полос фрагмента. Всего был установлен 21 прогибомер. На рис. 45, *а* представлена схема расстановки приборов.

На крайней плите перекрытия фрагмента на рабочей арматуре было установлено шесть тензометров системы Гугенбергера на базе 20 мм для определения величины деформации арматуры (рис. 45, *б*). В процессе нагружения фрагмента велось наблюдение за моментом появления, характером и величиной раскрытия трещин.

Как отмечалось выше, фрагмент безбалочного бескапительного перекрытия был этапами равномерно нагружен до расчетной нагрузки с коэффициентом 1,5. При этом текучести рабочей арматуры или разрушения сжатой зоны бетона не наблюдалось.

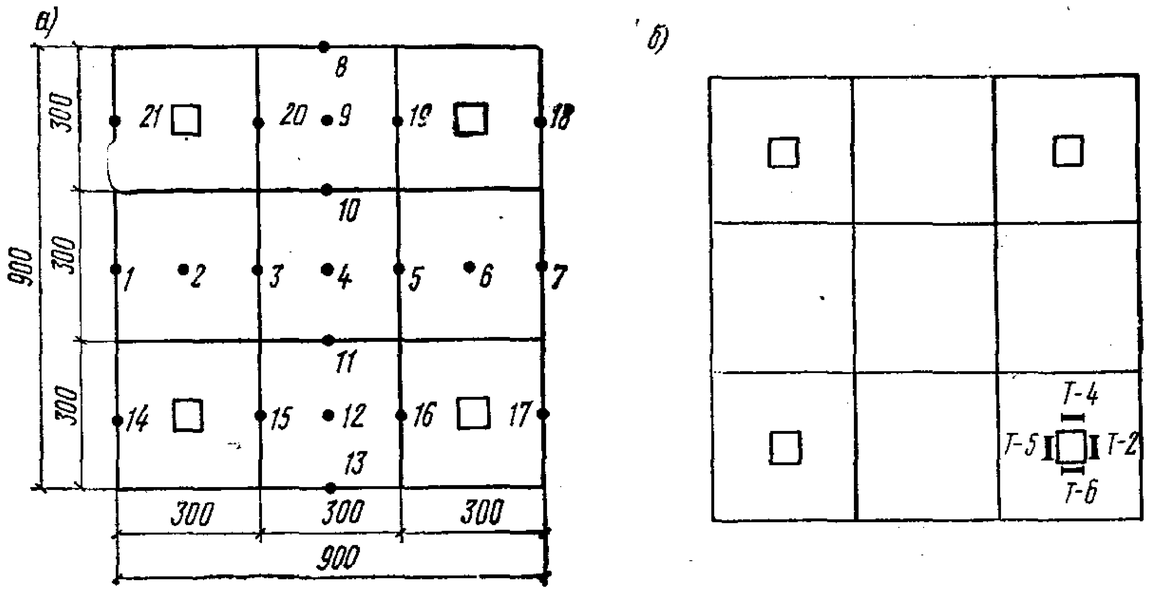


РИС. 45. СХЕМА РАССТАНОВКИ ПРИБОРОВ
а — прогибомеров; *б* — тензометров

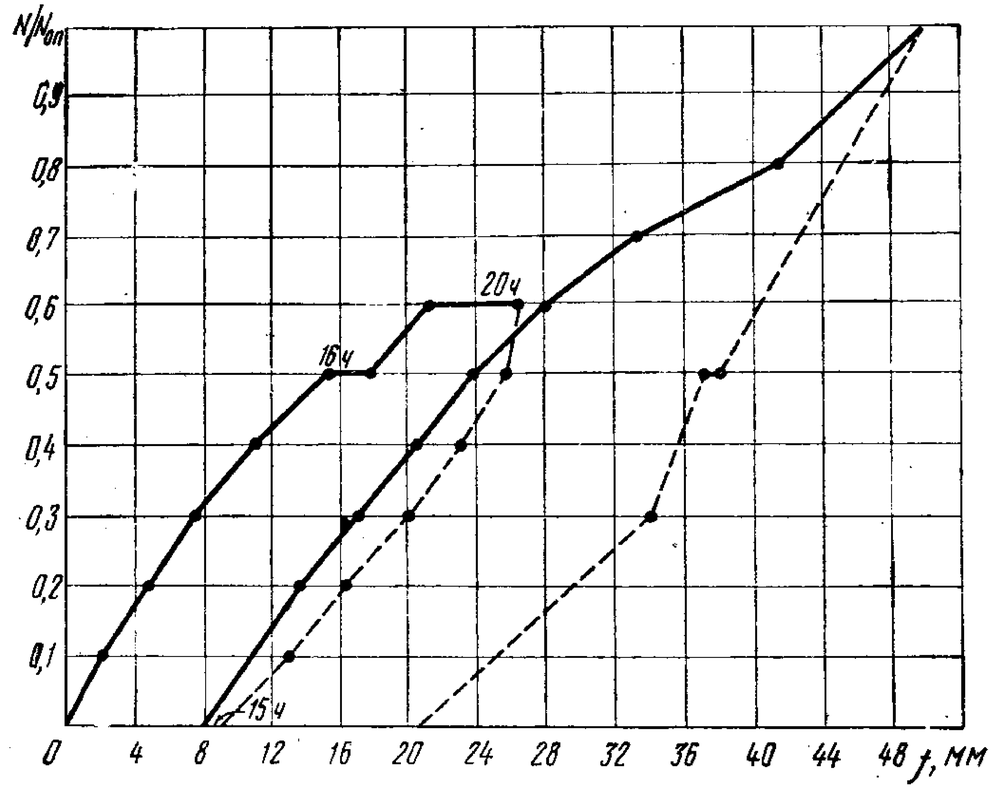


РИС. 48. ГРАФИК ПРОГИБОВ ПЕРЕКРЫТИЯ ФРАГМЕНТА В ТОЧКЕ *4*

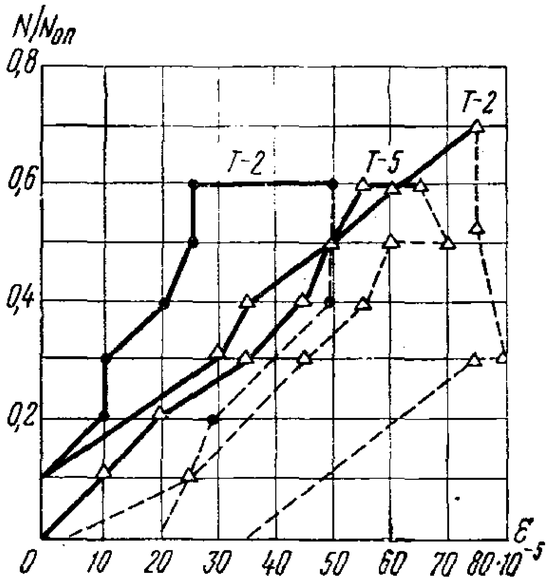


РИС. 46. ГРАФИК ЗАВИСИМОСТИ ДЕФОРМАЦИЙ ОТ НАГРУЗКИ В АРМАТУРЕ НАДКОЛОННОЙ ПЛИТЫ

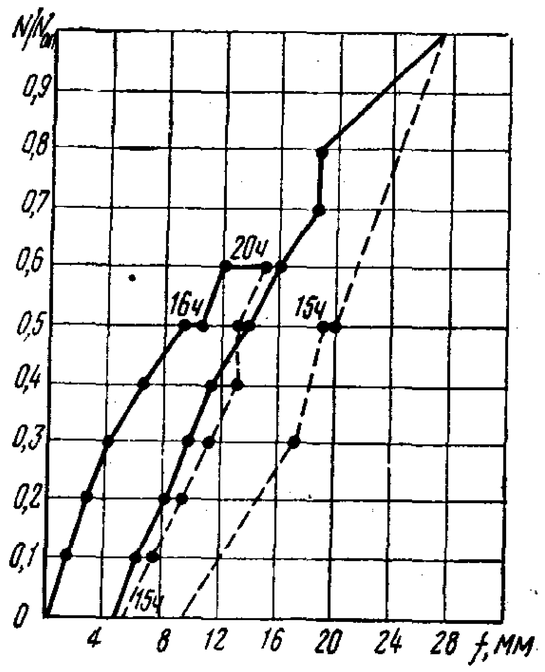


РИС. 47. ГРАФИК ПРОГИБОВ ПЕРЕКРЫТИЯ ФРАГМЕНТА В ТОЧКАХ *1* И *2*

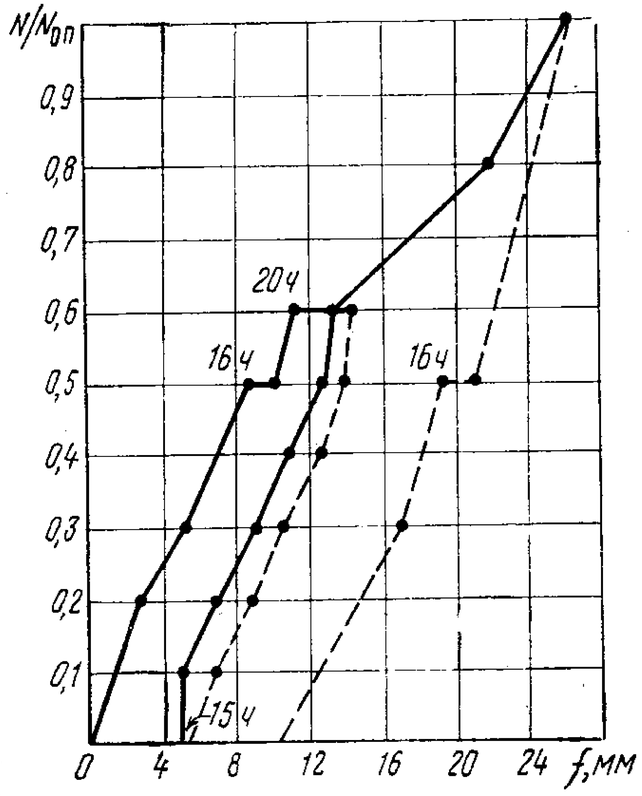


РИС. 49. ГРАФИК ПРОГИБОВ ФРАГМЕНТА В ТОЧКЕ *9*

Согласно ГОСТ 8829—66 при испытании конструкций на прочность величина контрольной нагрузки с учетом собственного веса конструкций принимается равной расчетной нагрузке с коэффициентом перегрузки 1,4.

На рис. 46 приводится график зависимости деформаций рабочей арматуры от нагрузки, замеренных в крайней плите перекрытия фрагмента. Как видно из графика, максимальная величина относительной деформации рабочей арматуры при расчетной нагрузке равнялась $80 \cdot 10^{-5}$, а напряжение соответственно $1600 \cdot 10^5$ Па, т. е в 1,7 раза ниже расчетного сопротивления ($2700 \cdot 10^5$ Па) — для арматуры класса А-II. Причем напряжения в рабочей арматуре в крайней плите перекрытия со стороны стыка выше, чем со стороны свободных концов (со стороны стыка $1300 \cdot 10^5$ — $1600 \cdot 10^5$ Па, со стороны свободных концов — $800 \cdot 10^5$ — $1000 \cdot 10^5$ Па), за счет перераспределения нагрузки между отдельными плитами перекрытия.

Таким образом, при загружении фрагмента расчетной нагрузкой с коэффициентом 1,5 разрушения бетона в сжатой зоне не произошло, и напряжения в арматуре

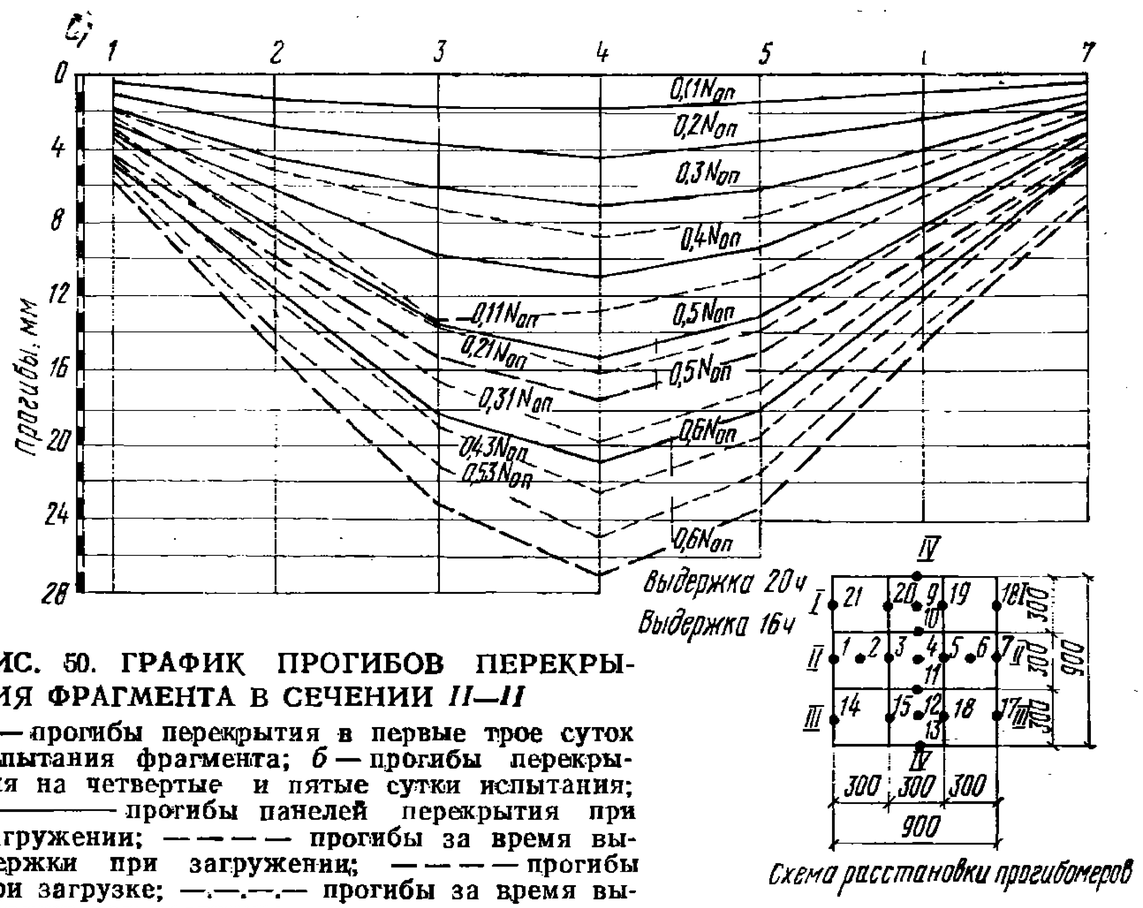
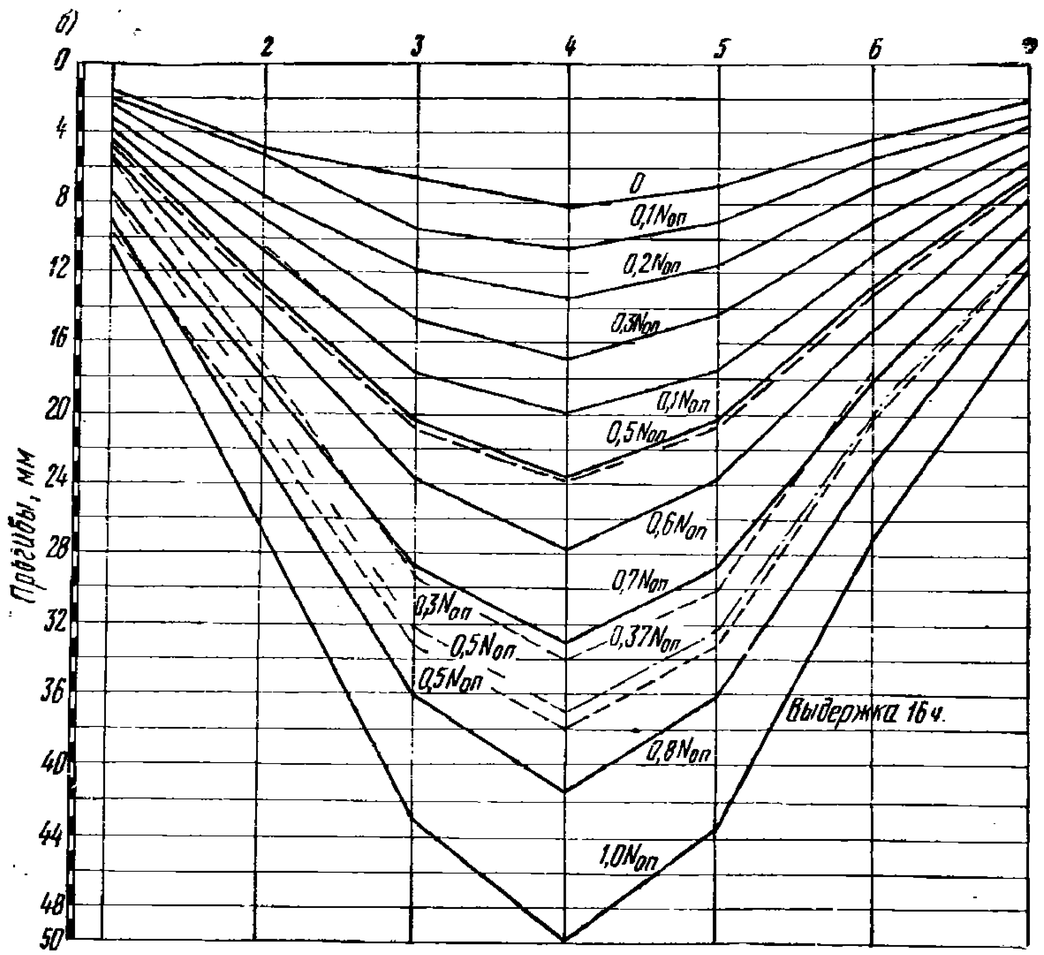


РИС. 50. ГРАФИК ПРОГИБОВ ПЕРЕКРЫТИЯ ФРАГМЕНТА В СЕЧЕНИИ *II—II*

а — прогибы перекрытия в первые трое суток испытания фрагмента; *б* — прогибы перекрытия на четвертые и пятые сутки испытания; ———— прогибы панелей перекрытия при загружении; — — — — прогибы за время выдержки при загружении; — — — — прогибы при загрузке; —.—.—.— прогибы за время выдержки при разгрузке



не достигли расчетного сопротивления на растяжение. Поэтому можно сделать заключение, что в соответствии с ГОСТ 8829—66 прочность испытанного фрагмента безбалочного бескапительного перекрытия достатона.

Прогибы перекрытия фрагмента. В процессе испытания были замерены прогибы перекрытия фрагмента по надколонной и средней полосам при нормативной и расчетной нагрузках.

На рис. 47—50, *а, б* приводятся графики прогибов перекрытия фрагмента по различным сечениям при нормативной, расчетной и расчетной с коэффициентом 1,5 нагрузкам. Из этих графиков видно, что прогибы при загружении перекрытия фрагмента нарастали плавно, а это свидетельствует о достаточно равномерном приложении нагрузки. Величина прогиба от кратковременного действия нормативной нагрузки без собственного веса плиты при испытании в сечении *I—I* оказалась равной 10,3 мм, в сечении *III—III*—10,8 мм. Величина прогиба центральной плиты фрагмента от действия всей нормативной нагрузки без собственного веса плиты равна 17,6 мм.

В методику проведения испытания включалась выдержка фрагмента под нагрузкой при нормативной и расчетной нагрузках с последующим снятием временной нагрузки для возможности замера остаточного прогиба перекрытия. Перекрытие под нормативной нагрузкой выдерживалось 16 ч, а под расчетной — соответственно 20 ч. Прогибы, возникающие за время выдержки фрагмента под нагрузкой, в месте максимального момента в точке *4* (см. рис. 47—50) составляли при нормативной нагрузке 2,4 мм. После разгрузки и выдержки фрагмента без нагрузки в течение 15 ч остаточный прогиб перекрытия составил величину, равную величине прогиба, возникшего при выдержке фрагмента под нагрузкой. Остаточный прогиб от нормативной нагрузки составил величину, равную 2,4 мм, или 15,7% от упругого прогиба, возникающего при загружении образца.

В табл. V.1 приводятся величины прогибов от кратковременного действия нормативной нагрузки с учетом прогиба от собственного веса плиты, подсчитанных теоретически и полученных экспериментально. Достаточно близкая сходимость результатов расчета и эксперимента говорит о применимости рекомендуемой методики определения прогибов (см. § 4, гл. III). Согласно ГОСТ

8829—66 конструкция признается годной, если измеренный прогиб превышает контрольный не более чем на 10%.

Таким образом, по жесткости безбалочное бескапительное перекрытие отвечает требованиям ГОСТ 8829—61.

ТАБЛИЦА V.1

№ сечения перекрытия фрагмента и № точек, в которых производился замер прогибов	Прогиб центральной плиты в надколонной полосе фрагмента, мм		Прогиб центральной плиты перекрытия фрагмента, мм		$\frac{f_{экс}}{f_{расч}} 100\%$
	экспериментальный $f_{экс}$	расчетный по фактическим данным $f_{расч}$	экспериментальный $f_{экс}$	расчетный по фактическим данным $f_{расч}$	
I—I, т. 9	12,9	12,9	—	—	97
III—III, т. 12	12,4	12,9	—	—	96
II—II, т. 4	—	—	21,3	21,8	98
IV—IV, т. 4	—	—	21,3	21,8	98

Трещины в конструкциях фрагмента. При испытании постоянно велось наблюдение за моментом появления, характером и величиной раскрытия трещин в перекрытии фрагмента. Величина раскрытия трещин замерялась с помощью лупы Польди с ценой деления 0,1 мм. При нормативной нагрузке на фрагмент трещин в растянутой зоне перекрытия обнаружено не было. Первые трещины были замечены в растянутой зоне центральной плиты перекрытия фрагмента при расчетной нагрузке. Направлены трещины от центра к краям плиты параллельно продольной оси фрагмента. Максимальное раскрытие трещин при расчетной нагрузке было в пределах 0,05—0,15 мм. На рис. 51 приводится схема трещин в плите перекрытия фрагмента при полуторной расчетной нагрузке. При расчетной нагрузке на фрагмент были обнаружены поперечные трещины на наружных гранях колонн с величиной раскрытия 0,1—0,2 мм. Трещины в колоннах образовались от поворота узлов рамы под нагрузкой. На рис. 52 приводится схема поперечных трещин в колоннах.

Согласно ГОСТ 8829—66 для конструкций, в отношении которых нет специальных ограничений по раскрытию трещин, контрольная ширина раскрытия трещин

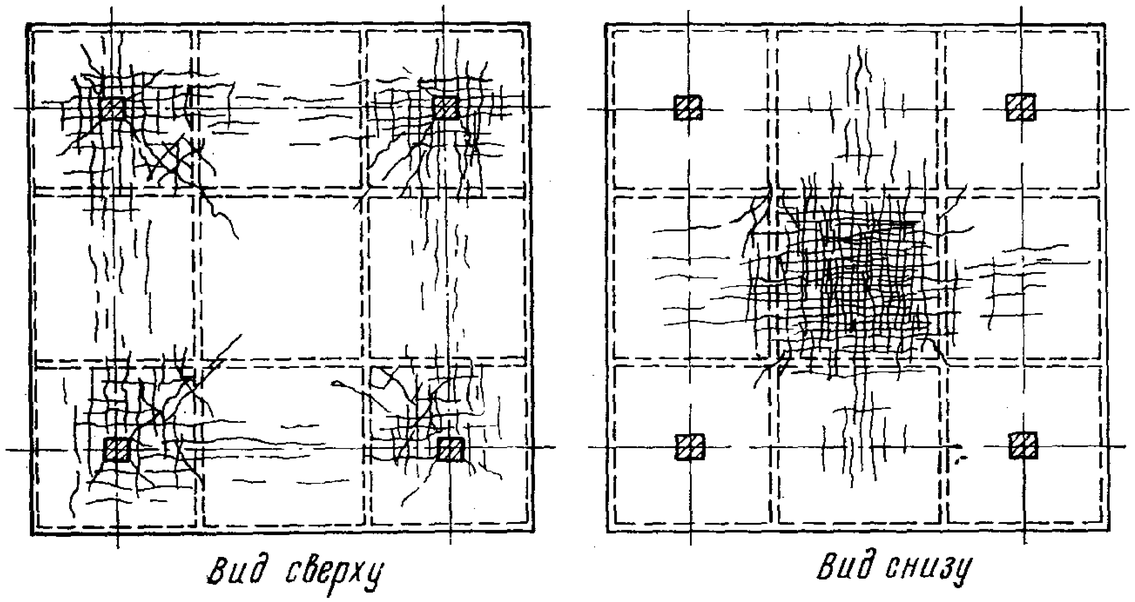


РИС. 51. СХЕМА ТРЕЩИН В ПЕРЕКРЫТИИ ФРАГМЕНТА

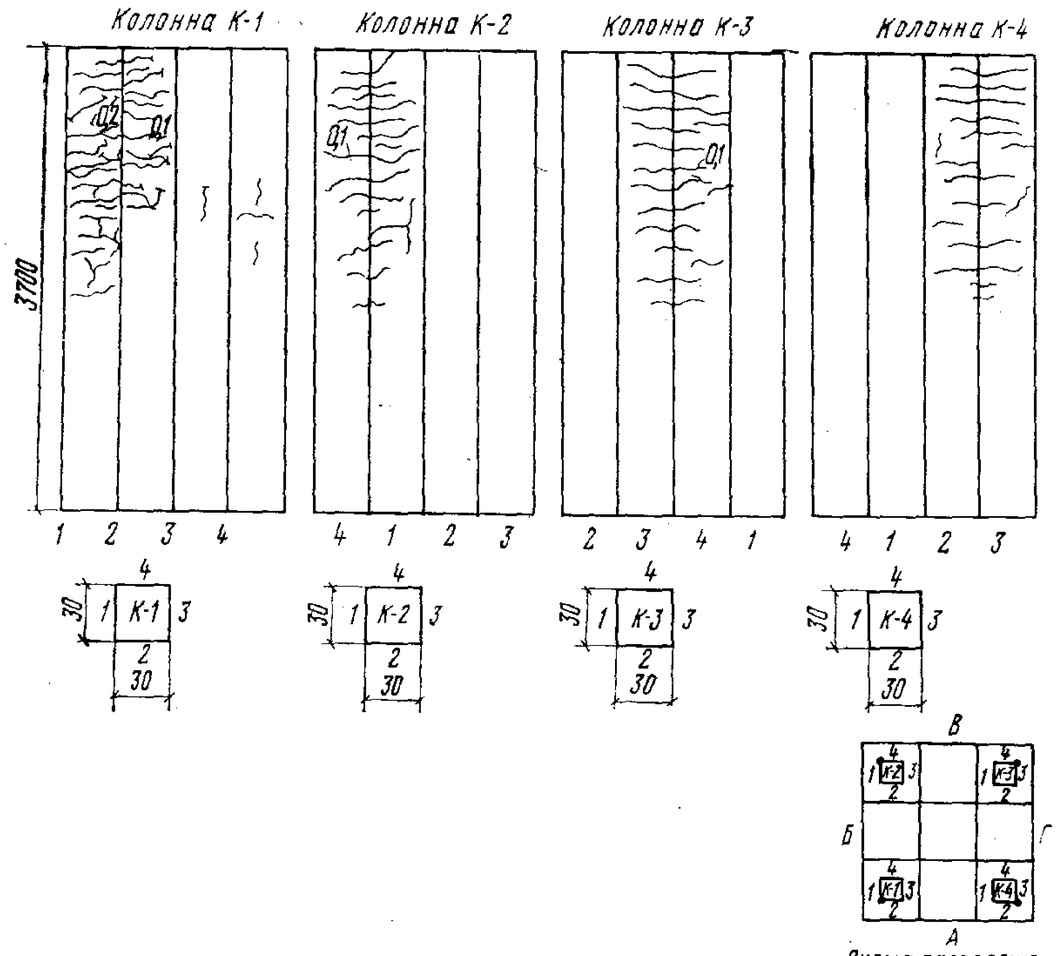


РИС. 52. СХЕМА ТРЕЩИН В КОЛОННАХ ФРАГМЕНТА

при испытании от нормативной нагрузки принимается не более 0,2 мм. Трещины в перекрытии фрагмента при нормативной нагрузке вообще не появились. Следовательно, перекрытие фрагмента по трещиностойкости отвечает требованиям ГОСТ 8829—66.

В замоноличенных стыках между сборными элементами перекрытий, а также в монолитном поясе по периметру плиты при нагрузках 1,5 $P_{расч}$ трещины не обнаружены. Следовательно, в период эксплуатации данную конструкцию следует считать монолитной.

Распределение изгибающего момента по ширине плиты. В главе II была установлена зависимость в распределении опорного и пролетного изгибающих моментов по ширине плиты. Эта зависимость установлена решением уравнения (III.2) и определением деформаций плиты, а затем и моментов. Представляется, что если экспериментальные прогибы плиты фрагмента совпадают с вычисленными по формуле (III.2), то принятое распределение изгибающих моментов по ширине плиты подтверждено экспериментом.

На рис. 53 дан совмещенный график изменения прогибов по длине плиты, вычисленных на электроаналоговой машине и определенных экспериментально. Из графика видно, что расхождение в величинах не превышает 5%. Значит, предложенное в главе III распределение изгибающих моментов по ширине ригеля можно принять для проектирования безбалочных бескапительных перекрытий. Расхождение в величинах деформаций консольной части плиты объясняется тем, что, метод упругой сетки, решаемый электроаналогией, не учитывает жесткости колонн.

На основании изложенного можно сделать следующие выводы.

1. Напряжения в рабочей арматуре в крайней плите перекрытия фрагмента при расчетной нагрузке на фрагмент, равной 15 кН/м², достигли максимального значения $1600 \cdot 10^5$ Па, что в 1,7 раза ниже расчетного сопротивления для арматуры класса А-II ($2700 \cdot 10^5$), принятого в СНиП II-В.1-62. Этот запас прочности получается, видимо, за счет того, что при расчете плиты нагрузка учитывается дважды во взаимно перпендикулярных направлениях.

2. При испытании была достигнута нагрузка 21,5 кН/м², при которой разрушения конструкции еще

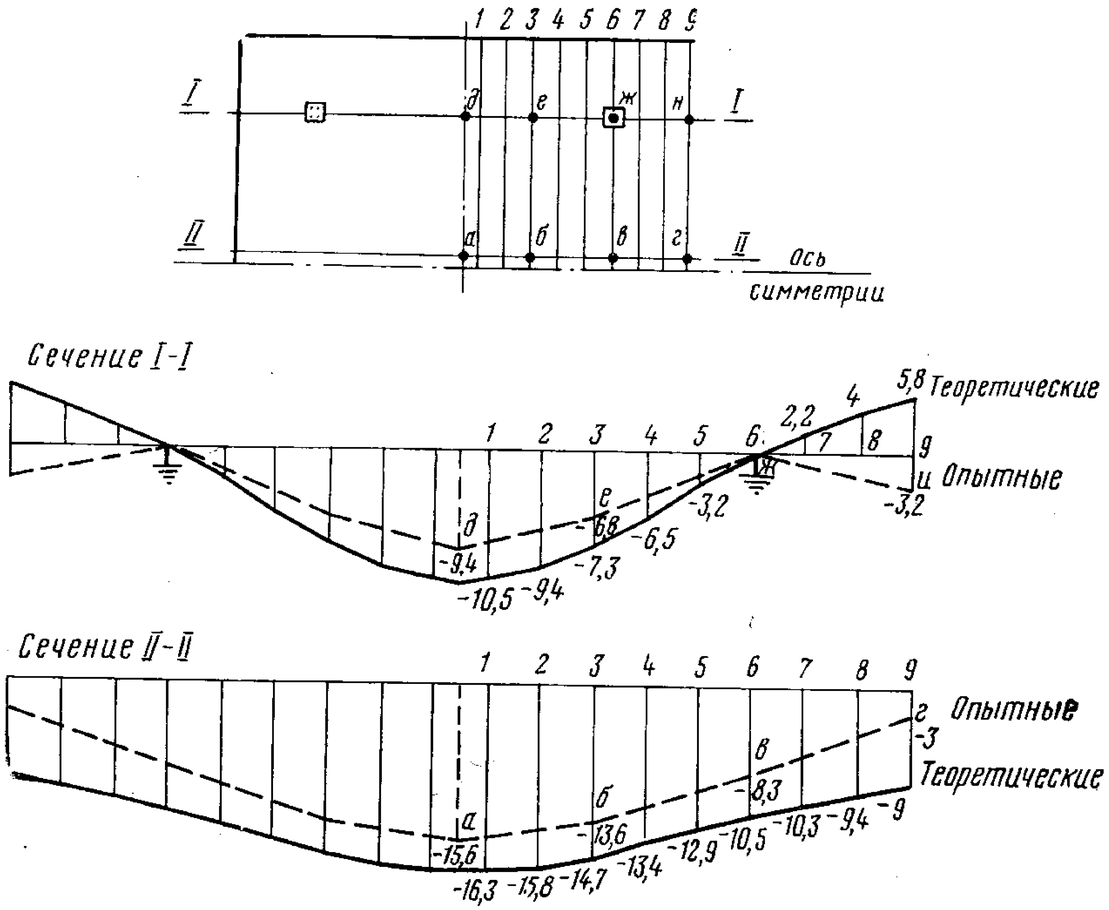


РИС. 53. ГРАФИКИ СРАВНЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ПРОГИБОВ С ПОЛУЧЕННЫМИ НА ЭЛЕКТРОАНАЛОГОВОЙ МАШИНЕ

не наступило. При расчетной нагрузке 15 кН/м² коэффициент перегрузки составляет 1,45. По ГОСТ 8829—66 значение коэффициента перегрузки должно быть не менее 1,4. Таким образом, конструкция перекрытия обладает достаточной прочностью.

В результате проведения авторами экспериментальных и теоретических исследований были установлены методика расчета безбалочных бескапительных перекрытий в системе рамного каркаса и принципы конструирования этих конструкций. Это послужило предпосылкой для проектирования и строительства общественных зданий в рекомендуемом каркасе с безбалочным бескапительным перекрытием.

Практика показала, что рекомендуемые конструкции технологичны в изготовлении и достаточно просты в монтаже при их экономической эффективности как по расходу материалов, так и по трудовым затратам. Это предопределяет массовое внедрение рассмотренных кон-

струкций в промышленность для жилищного, гражданского и промышленного строительства.

Результаты проведенных исследований и практика проектирования и строительства ряда сооружений с применением рекомендуемых конструкций дают основание сформулировать следующие выводы.

1. Железобетонный каркас с безбалочным бескапительным перекрытием является рамным в двух направлениях, воспринимающим вертикальные и горизонтальные нагрузки. Это позволяет исключить вертикальные связи, которые до сего времени являлись неотъемлемой частью каркасов гражданских зданий.

2. Статический расчет рамного каркаса с бескапительным перекрытием рекомендуется производить методом заменяющих рам, как наиболее простым и дающим близкие к опыту результаты. При отсутствии вертикальных связей расчет следует производить с учетом горизонтальных воздействий, применяя классические методы статического расчета.

Теоретические и экспериментальные исследования показали, что распределение изгибающего момента по ширине ригеля при числе пролетов четыре и более следует принимать (см. табл. III. 1):

для второго ряда колонн

$$M_0 = 0{,}72\,X; \qquad M_2 = 0{,}35\,X;$$
$$M_1 = 0{,}55\,M; \qquad M_3 = 0{,}45\,M;$$

для среднего ряда колонн

$$M_0 = 0{,}65\,X; \qquad M_2 = 0{,}35\,X;$$
$$M_1 = 0{,}55\,X; \qquad M_3 = 0{,}45\,X;$$

M и X — соответственно пролетный и опорный изгибающие моменты в заменяющей раме.

3. Определение прогибов безбалочного бескапительного перекрытия рекомендуется производить с помощью формул (III. 16) — (III. 21) с учетом снижения жесткости по СНиП II-В.1-62.

Предлагаемая методика определения деформаций плиты бескапительного перекрытия подтверждена результатами эксперимента и может быть рекомендована для практических расчетов.

Существующие рекомендации по определению прогибов не дают удовлетворительных результатов для рассматриваемой конструкции, так как рассчитаны на другие условия опирания плиты (капители, воротники).

4. Проведенные экспериментальные исследования показали, что введение в опорную зону бескапительной плиты поперечного или наклонного армирования увеличивает несущую способность плиты на продавливание в сравнении с неармированной опорной зоной.

Рекомендуемая методика расчета опорных зон бескапительных перекрытий, подтвержденная экспериментами, в которой рассматривается пространственная форма скалывания по наклонным плоскостям опорного сечения плиты, учитывает наличие поперечного или наклонного армирования в отличие от рекомендаций СНиП II-В.1-62* по этому вопросу.

5. Экспериментальные работы, а также практическое внедрение разработанных авторами конструкций показали, что увеличение несущей способности стыка колонны с плитой может быть достигнуто традиционными методами конструирования железобетона; это является более эффективным, нежели предложения о введении прочных вкладышей в опорную зону плит и использование их в качестве скрытых капителей.

6. Технико-экономический анализ показал, что рекомендуемые сборный и сборно-монолитный варианты экономичнее конструкций-аналогов, применяемых в настоящее время в промышленном и гражданском строительстве.

Эти выводы подтверждены не только экспериментально, но и практикой проектирования и строительства объектов с применением рекомендуемых конструкций: гостиницы «Владивосток», дома межрейсового отдыха рыбаков, магазинов, книгохранилища и других объектов во Владивостоке, а также зданий, запроектированных в районах сейсмичностью 8 баллов.

ГЛАВА VI

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ

Двухэтажное здание торгового центра с подвалом. Для расчета принимается протяженное двухпролетное здание торгового центра выполненное в безригельном каркасе. Поперечный разрез его приведен на рис. 54.

Толщина плит принимается 16 см, колонны сечением 30×30 см с шагом 6×6 м с жестким защемлением в фундаменте и рамным

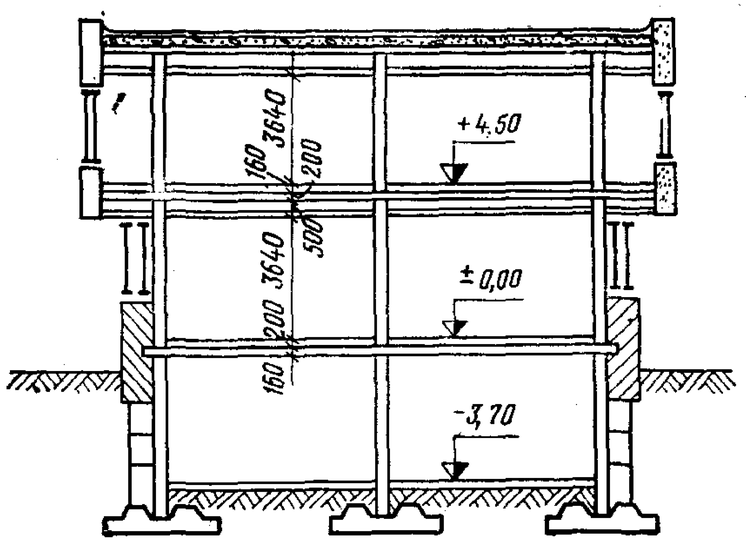


РИС. 54. ПОПЕРЕЧНЫЙ РАЗРЕЗ ЗДАНИЯ

соединением с надколонными плитами. Высота этажа H равна 4,5 м. Наружные стены из навесных керамзитобетонных панелей толщиной 300 мм, $\gamma = 10\ 000$ Н/м³.

1. *Сбор нагрузок на покрытие* (табл. VI.1).

а) Постоянная нагрузка

ТАБЛИЦА VI.1

Нагрузка	$q^н$, Н/м²	$k_п$	$q^р$, Н/м²
Железобетонная плита 25 000×0,16	4000	1,1	4400
Пароизоляция (один слой рубероида)	70	1,2	90
Утеплитель — керамзит (γ =5000 Н/м³, ($h_{ср}$ =20 см)	1000	1,2	1200
Армированная стяжка толщиной 5 см (γ =22 000 Н/м³)	1100	1,1	1210
Бронированный рубероид (три слоя)	200	1,1	220
Итого	6370	—	7120

б) Снеговая нагрузка (для IV снегового района) $p^н = 1500$ Н/м²; $k_п = 1{,}4$; $p^р = 1500 \cdot 1{,}4 = 2100$ Н/м².

2. *Сбор нагрузок на междуэтажное перекрытие* (табл. VI.2)

а) Постоянная нагрузка

ТАБЛИЦА VI.2

Нагрузка	$q^н$, Н/м²	$k_п$	$q^р$, Н/м²
Железобетонная плита	4000	1,1	4400
Конструкция пола	2000	1,2	2400
Перегородки	500	1,1	550
Конструкции подшивного потолка и сантехнических разводок	1000	1,1	1100
Итого	7500	—	8450

б) Временная нагрузка: $q^н = 4000$ Н/м²; $k_п = 1{,}3$; $q^р = 4000 \cdot 1{,}3 = 5200$ Н/м².

Нагрузки на 1 пог. м ригеля рамы и сосредоточенные нагрузки приведены на рис. 55.

1. *Верхний ригель рамы*

а) Постоянная нагрузка

$$g_1^н = 6{,}37 \cdot 6 = 38{,}2 \text{ кН/м}; \quad g_1^р = 7{,}12 \cdot 6 = 42{,}7 \text{ кН/м}.$$

Вес наружной стены и парапета из керамзитобетонных панелей:

$$G_1^н = 0{,}3 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 10 = 36 \text{ кН};$$

$$G_1^р = 36 \cdot 1{,}2 = 43{,}2 \text{ кН}.$$

б) Снеговая нагрузка

$$q_1^н = 1{,}5 \cdot 6 = 9 \text{ кН/м};$$

$$q_1^р = 2{,}1 \cdot 6 = 12{,}6 \text{ кН/м}.$$

2. *Средний ригель рамы*

а) Постоянная нагрузка

$$g_2^н = 7{,}5 \cdot 6 = 45 \text{ кН/м};$$

$$g_2^р = 8{,}45 \cdot 6 = 50{,}7 \text{ кН/м}.$$

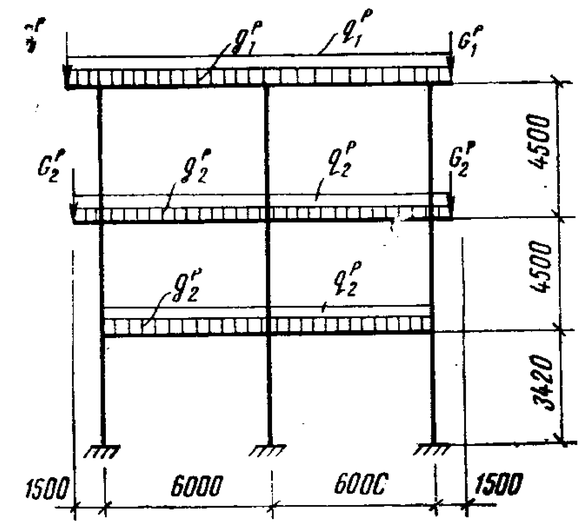


РИС. 55. СХЕМА ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

Вес наружной стены, простенков и остекления:

$$G_2^н = 0{,}3 \cdot 1{,}75 \cdot 6 \cdot 10 + 0{,}25 \cdot 2{,}5 \cdot 3 \cdot 10 + 1 \cdot 2{,}5 \cdot 3 = 57{,}7 \text{ кН};$$

$$G_2^р = 31{,}5 \cdot 1{,}2 + 18{,}8 \cdot 1{,}2 + 7{,}5 \cdot 1{,}1 = 68{,}5 \text{ кН}.$$

б) Временная нагрузка

$$q_2^н = 4 \cdot 6 = 24 \text{ кН/м}; \quad q_2^р = 5{,}2 \cdot 6 = 31{,}2 \text{ кН/м}.$$

3. *Нижний ригель рамы*

На нижний ригель рамы принимаем равномерно распределенную нагрузку, равную нагрузке на средний ригель, так как отсутствие подшивного потолка в подвале компенсируется большим количеством инженерных коммуникаций, проходящих под потолком подвала.

Дальнейший расчет ведем методом заменяющих рам. Расчет конструкций проводим в двух вариантах:

сборно-монолитный вариант;

сборный вариант.

Сборно-монолитный вариант. При этом варианте межколонные плиты и плиты-вставки после монтажа замоноличивают с установкой в петлевые выпуски продольной арматуры. Таким образом получается жесткая рамная конструкция, расчетная схема которой дана на рис. 56.

Определяем геометрические характеристики элементов рамы:

момент инерции ригеля

$$I_р = \frac{60 \cdot 1{,}6}{12} = 20{,}5 \text{ дм}^4;$$

момент инерции колонны

$$I_к = \frac{3 \cdot 3^3}{12} = 6{,}75 \text{ дм}^4;$$

погонные жесткости элементов рамы:

$$\lambda = \frac{I}{l}; \quad \lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_6 = \lambda_7 = \lambda_{11} = \lambda_{12} = \frac{20{,}5}{60} = 0{,}342;$$

$$\lambda_3 = \lambda_4 = \lambda_5 = \lambda_8 = \lambda_9 = \lambda_{10} = \frac{6{,}75}{45} = 0{,}15;$$

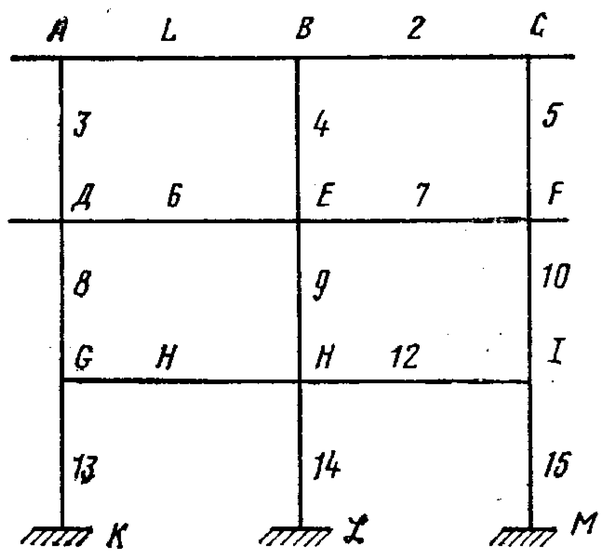


РИС. 56. РАСЧЕТНАЯ СХЕМА РАМЫ

$$\lambda_{13} = \lambda_{14} = \lambda_{15} = \frac{6{,}75}{34{,}2} = 0{,}197.$$

Определение коэффициента распределения в узлах рамы:

узел A

$$k_1 = \frac{\lambda_1}{\lambda_1 + \lambda_3} = \frac{0{,}342}{0{,}342 + 0{,}15} = 0{,}694;$$

$$k_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_1 + \lambda_3} = 0{,}306;$$

узел B

$$k_1 = \frac{\lambda_1}{\lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_4} = \frac{0{,}342}{0{,}342 + 0{,}342 + 0{,}15} = 0{,}41;$$

$$k_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_4} = 0{,}41; \quad k_4 = \frac{\lambda_4}{\lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_4} = 0{,}18;$$

узел C

$k_2 = 0{,}694$; $k_5 = 0{,}306$ (из-за симметрии);

узел D

$$k_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_3 + \lambda_6 + \lambda_8} = \frac{0{,}15}{0{,}15 + 0{,}15 + 0{,}342} = 0{,}234;$$

$$k_6 = \frac{\lambda_6}{\lambda_3 + \lambda_6 + \lambda_8} = 0{,}532; \quad k^8 = 0{,}234;$$

узел E

$$k_4 = \frac{\lambda_4}{\lambda_4 + \lambda_6 + \lambda_7 + \lambda_9} = \frac{0{,}15}{0{,}15 + 0{,}342 + 0{,}342 + 0{,}15} = 0{,}152;$$

$$k_6 = \frac{\lambda_6}{\lambda_4 + \lambda_6 + \lambda_7 + \lambda_9} = 0{,}348; \quad k_7 = 0{,}348; \quad k_9 = 0{,}152;$$

узел F

$k_5 = 0{,}234$; $k_7 = 0{,}532$; $k_{10} = 0{,}234$ (из-за симметрии);

узел G

$$k_8 = \frac{\lambda_8}{\lambda_8 + \lambda_{11} + \lambda_{13}} = \frac{0{,}15}{0{,}15 + 0{,}342 + 0{,}197} = 0{,}218;$$

$$k_{11} = \frac{\lambda_{11}}{\lambda_8 + \lambda_{11} + \lambda_{13}} = 0{,}496; \quad k_{13} \frac{\lambda_{13}}{\lambda_8 + \lambda_{11} + \lambda_{13}} = 0{,}286;$$

узел H

$$k_9 = \frac{\lambda_9}{\lambda_9 + \lambda_{11} + \lambda_{12} + \lambda_{14}} = \frac{0{,}15}{0{,}15 + 0{,}342 + 0{,}342 + 0{,}197} = 0{,}146;$$

$$k_{11} = \frac{\lambda_{11}}{\lambda_9 + \lambda_{11} + \lambda_{12} + \lambda_{14}} = 0{,}332;$$

$$k_{12} = \frac{\lambda_{12}}{\lambda_9 + \lambda_{11} + \lambda_{12} + \lambda_{14}} = 0{,}332;$$

$$k_{14} = \frac{\lambda_{14}}{\lambda_9 + \lambda_{11} + \lambda_{12} + \lambda_{14}} = 0{,}19;$$

Узел I

$k_{10} = 0{,}218$; $k_{12} = 0{,}496$; $k_{15} = 0{,}286$ (из-за симметрии).

Для всех узлов и стержней рамы коэффициент передачи равен 0,5.

Расчет рамы на вертикальную нагрузку. Учитывая большую вероятность равномерной загрузки торгового центра, расчет проводится на сплошное загружение временной нагрузкой. Опыт показывает, что погрешность в определении расчетных усилий будет небольшая. В случае необходимости более точного выявления усилий надо провести раздельный расчет рамы на варианты загружения временной нагрузкой и выбрать расчетную комбинацию изгибающих моментов. Для расчета опорных узлов рамы, представленной в этом примере, максимальные изгибающие моменты дает именно вариант сплошного загружения.

Расчет рамы выполняем методом Кросса в табличном варианте. Определяем начальные моменты разгонки.

Консольные моменты:

$$M_A = M_C = \frac{(42{,}7 + 12{,}6)\ 1{,}5^2}{2} + 43{,}2 \cdot 1{,}5 = 127 \text{ кН·м};$$

$$M_D = M_F = \frac{(50{,}7 + 31{,}2)\ 1{,}5^2}{2} + 68{,}5 \cdot 1{,}5 = 195 \text{ кН·м}.$$

Узловые моменты в верхних ригелях:

$$M_{оп} = \frac{55{,}3 \cdot 6^2}{12} = 165{,}9 \text{ кН·м}.$$

ТАБЛИЦА VI.3

Узел	A			B			C			D				
Стержень	Консоль	1	3	1	2	4	2	5	Консоль	Консоль	3	6	8	4
$k_р$	—	0,694	0,306	0,41	0,41	0,18	0,694	0,306	—	—	0,234	0·352	0,234	0,152
$k_п$	$k_п = 0,5$													
$k_р \times k_п$	—	0,347	0,153	0,205	0,205	0,09	0,347	0,153	—	—	0,117	0,266	0,117	0,076
$M_{защ}$	—1270	1659	—	—1659	1659	—	—1659	—	1270	—1950	—	2457	—	—
	—	0	—59	—135	135	0	0	59	—	—	—60	0	—268	0
	—	0	38	20	—20	0	0	—38	—	—	9	0	6	0
	—	0	—2	—13	13	0	0	2	—	—	—6	0	—4	0
	—	0	1	—1	—1	0	0	—1	—	—	0	0	0	0
$\Sigma M_{вт}$	—	0	—22	—127	127	0	0	22	—	—	—57	0	—266	0
$\Sigma M_{вт} + M_{защ}$	—1270	1659	—22	—1786	1786	0	—1659	22	1270	—1950	—57	2457	—266	0
$-M_{вт}$	—	—255	—112	0	0	0	255	112	—	—	—43	—98	—43	—
$M_{оп}$	—1270	1404	—134	—1786	1786	0	—1404	134	1270	—1950	—100	2359	—309	0

Продолжение табл. VI.3

E			F				G			H				I			K	L	M
6	7	9	5	7	10	Консоль	8	11	13	9	11	12	14	10	12	15	13	14	15
0,348	0,348	0,152	0,234	0,532	0,234	—	0,218	0,496	0,286	0,146	0,332	0,332	0,19	0,218	0,496	0,286	—	—	—
								$k_п=0,5$											
0,174	0,174	0,076	0,117	0,266	0,117	—	0,109	0,248	0,143	0,073	0,166	0,166	0,095	0,109	0,248	0,143	—	—	—
—2457	2457	—	—	—2457	—	1950	—	2457	—	—	—2457	2457	—	—	—2457	—	—	—	—
—135	135	0	60	0	268	—	— 59	0	—	0	—609	609	—	59	0	—	—352	0	352
87	—87	0	—9	0	—6	—	38	0	—	0	15	—15	—	—38	0	—	8	0	—8
—4	4	0	6	0	4	—	— 2	0	—	0	— 9	9	—	2	0	—	— 5	0	5
3	— 3	0	0	0	0	—	1	0	—	0	0	0	—	— 1	0	—	0	0	0
—49	49	0	57	0	266	—	— 22	0	—	0	— 603	603	—	22	—	—	—349	0	349
—2506	2506	0	57	—2457	266	1950	— 22	2457	—	0	—3060	3060	—	22	—2457	—	—349	0	349
—	—	—	43	98	43	—	—531	—1208	—696	—	—	—	—	531	1208	696	—	—	—
—2506	2506	0	100	—2359	309	1950	—553	1249	—696	0	—3060	3060	0	553	—1249	696	—349	0	349

Узловые моменты в средних и нижних ригелях:

$$M_{оп} = \frac{81,9 \cdot 6^2}{12} = 246,7 \text{ кН·м}.$$

Для разгонки начальные моменты увеличиваем в 10 раз. Определение опорных моментов приведено в табл. VI.3.

Вычисляем пролетные моменты в ригелях рамы.

Верхние ригели (рис. 57):

$$R_A = \frac{55,3 \cdot 6}{2} - \frac{178,6 - 140,4}{6} = 159,5 \text{ кН};$$

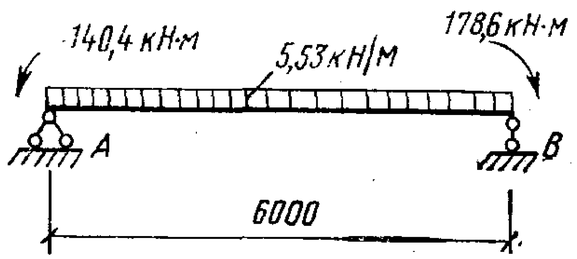


РИС. 57. СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ ВЕРХНЕГО РИГЕЛЯ

$$R_B = \frac{55,3 \cdot 6}{2} + \frac{178,6 - 140,4}{6} = 172,3 \text{ кН};$$

$$159,5 - 55,3x = 0; \quad x = \frac{159,5}{55,3} = 2,88 \text{ м};$$

$$M^{макс} = 159,5 \cdot 2,88 - \frac{55,3 \cdot 2,88^2}{2} = 230 \text{ кН·м}.$$

Средние ригели (рис. 58):

$$R_D = \frac{81,9 \cdot 6}{2} - \frac{250,6 - 235,9}{6} = 242,7 \text{ кН};$$

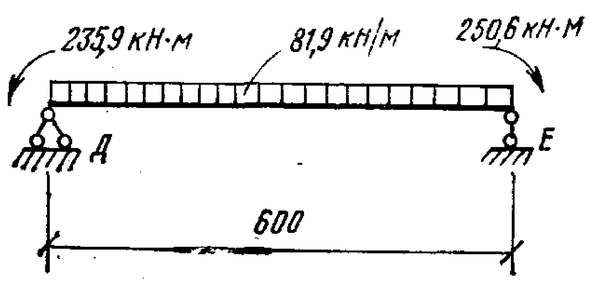


РИС. 58. СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ СРЕДНЕГО РИГЕЛЯ

$$R_E = \frac{81,9 \cdot 6}{2} + \frac{250,6 - 235,9}{6} = 248,7 \text{ кН};$$

$$242,7 - 81,9x = 0; \quad x = \frac{242,7}{81,9} = 2,97 \text{ м};$$

$$M^{макс} = 242,7 \cdot 2,97 - \frac{81,9 \cdot 2,97^2}{2} = 360 \text{ кН·м}.$$

Нижние ригели (рис. 59):

$$R_G = \frac{81,9 \cdot 6}{2} - \frac{306 - 124,9}{6} = 215,5 \text{ кН};$$

$$R_H = \frac{81,9 \cdot 6}{2} + \frac{306 - 124,9}{6} = 275,9 \text{ кН};$$

$$215,5 - 81,9x = 0; \quad x = \frac{215,5}{81,9} = 2,62 \text{ м};$$

$$M^{макс} = 215,5 \cdot 2,62 - \frac{81,9 \cdot 2,62^2}{2} = 283 \text{ кН·м}.$$

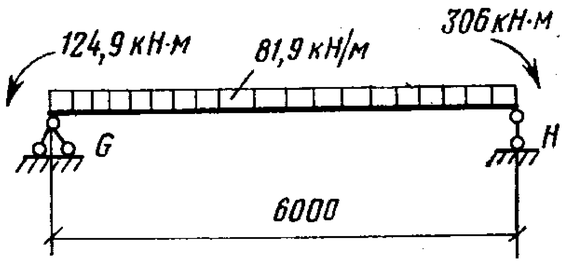


РИС. 59. СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ НИЖНЕГО РИГЕЛЯ

В продольном направлении имеем многопролетную раму той же этажности. Моменты в этой раме меньшие по величине, а армирование плит и колонн должно быть симметричным по конструктивным соображениям и для удобства монтажа, поэтому расчетные моменты в обоих направлениях принимаются по расчету поперечной рамы. Полученные изгибающие моменты распределяем между надколонными и пролетными полосами ригеля рамы. Так как расчетная ширина полосы равна ширине сборного элемента перекрытия, то в результате распределения получаем расчетные моменты на полную ширину плиты (3 м).

В соответствии с рекомендациями данной работы (см. табл. III.1) проводим распределение изгибающих моментов. Моменты поперечного направления обозначаем M_x, продольного — M_y (рис. 60).

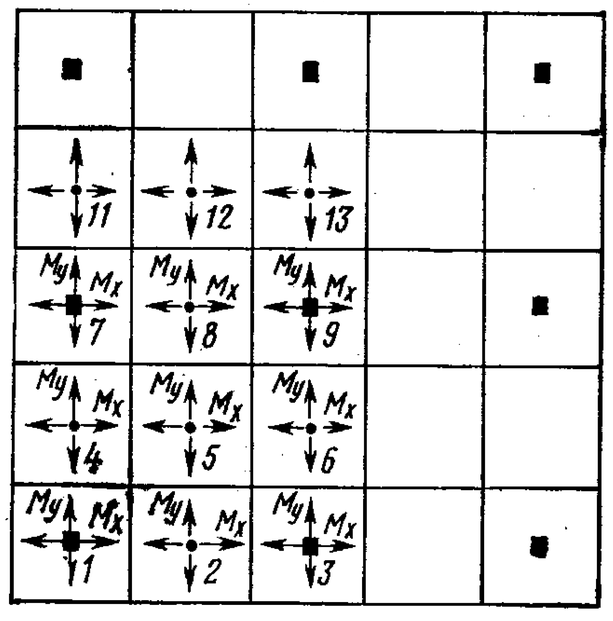


РИС. 60. НАПРАВЛЕНИЕ ДЕЙСТВИЯ МОМЕНТОВ В ПЛИТАХ ПЕРЕКРЫТИЯ

Плиты верхнего яруса рамы

Плита № 1. В обоих направлениях опорный момент в надколонной полосе

$$M_x = M_y = -0,72 \cdot 140,4 = -101 \text{ кН·м}.$$

Плита № 2:

$M_x = 0,52 \cdot 230 = 120$ кН·м — пролетный момент в надколонной полосе;

$M_y = -0,28 \cdot 140,4 = -39,4$ кН·м — опорный момент в пролетной полосе;

Плита № 3. В обоих направлениях опорные моменты в надколонной полосе:

$$M_x = 0{,}72 \cdot 178{,}6 = -128{,}6 \text{ кН·м};$$
$$M_y = -0{,}72 \cdot 140{,}4 = -101 \text{ кН·м}.$$

Плита № 4:

M_x — опорный момент в пролетной полосе;

$M_x = -0{,}28 \cdot 140{,}4 = -39{,}4$ кН·м;

M_y — пролетный момент в надколонной полосе;

$M_y = 0{,}52 \cdot 230 = 120$ кН·м.

Плита № 5:

M_x и M_y — пролетные моменты в пролетных полосах;

M_x и $M_y = 0{,}48 \cdot 230 = 110$ кН·м.

Плита № 6:

M_x — опорный момент в пролетной полосе;

$M_x = -0{,}28 \cdot 178{,}6 = -50$ кН·м;

M_y — пролетный момент в надколонной полосе;

$M_y = 0{,}52 \cdot 230 = 120$ кН·м.

Плита № 7:

M_x и M_y — опорные моменты в надколонной полосе:
$M_x = -0{,}72 \cdot 140{,}4 = -101$ кН·м; $M_y = -0{,}72 \cdot 178{,}6 = -128{,}6$ кН·м.

Плита № 8:

M_x — пролетный момент в надколонной полосе;
$M_x = 0{,}52 \cdot 230 = 120$ кН·м;
M_y — опорный момент в пролетной полосе;
$M_y = -0{,}28 \cdot 178{,}6 = -50$ кН·м.

Плита № 9:

M_x и M_y — опорные моменты в надколонной полосе;
$M_x = M_y = -0{,}72 \cdot 178{,}6 = -128{,}6$ кН·м.

Плиты среднего яруса рамы

Плита № 1:

$$M_x = M_y = -0{,}72 \cdot 235{,}9 = -170 \text{ кН·м}.$$

Плита № 2:

$$M_x = 0{,}52 \cdot 360 = 187{,}2 \text{ кН·м};$$
$$M_y = -0{,}28 \cdot 235{,}9 = -65{,}9 \text{ кН·м}.$$

Плита № 3:

$$M_x = -0{,}72 \cdot 250{,}6 = 180{,}6 \text{ кН·м};$$
$$M_y = -0{,}72 \cdot 235{,}9 = -170 \text{ кН·м}.$$

Плита № 4:

$$M_x = -0{,}28 \cdot 235{,}9 = -65{,}9 \text{ кН·м};$$
$$M_y = 0{,}52 \cdot 360 = 187{,}2 \text{ кН·м}.$$

Плита № 5:

$$M_x = M_y = 0{,}48 \cdot 360 = 172{,}8 \text{ кН·м}.$$

Плита № 6:

$$M_x = -0{,}28 \cdot 250{,}6 = -70 \text{ кН·м};$$
$$M_y = 0{,}52 \cdot 360 = 187{,}2 \text{ кН·м}.$$

Плита № 7:

$M_x = -0{,}72 \cdot 235{,}9 = -170$ кН·м; $M_y = -0{,}72 \cdot 250{,}6 = -180{,}6$ кН·м.

Плита № 8:

$M_x = 0{,}52 \cdot 360 = 187{,}2$ кН·м; $M_y = -0{,}28 \cdot 250{,}6 = -70$ кН·м.

Плита № 9:

$$M_x = M_y = -0{,}72 \cdot 250{,}6 = 180{,}6 \text{ кН·м}.$$

Плиты нижнего яруса рамы

Плита № 1·

$$M_x = M_y = -0{,}72 \cdot 124{,}9 = -90 \text{ кН·м}.$$

Плита № 2:

$$M_x = 0{,}52 \cdot 283 = 147 \text{ кН·м};$$
$$M_y = -0{,}28 \cdot 124{,}9 = -34{,}9 \text{ кН·м}.$$

Плита № 3:

$$M_x = -0{,}72 \cdot 306 = -220 \text{ кН·м};$$
$$M_y = -0{,}72 \cdot 124{,}9 = -90 \text{ кН·м}.$$

Плита № 4:

$$M_x = -0{,}28 \cdot 306 = -86 \text{ кН·м};$$
$$M_y = 0{,}52 \cdot 283 = 147 \text{ кН·м}.$$

Плита № 5:

$$M_x = M_y = 0{,}48 \cdot 283 = 136 \text{ кН·м}.$$

Плита № 6:

$$M_x = -0{,}28 \cdot 306 = -86 \text{ кН·м};$$
$$M_y = 0{,}52 \cdot 283 = 147 \text{ кН·м}.$$

Плита № 7:

$$M_x = -0{,}72 \cdot 124{,}9 = -90 \text{ кН·м};$$
$$M_y = -0{,}72 \cdot 306 = -220 \text{ кН·м}.$$

Плита № 8:

$M_x = 0{,}52 \cdot 283 = 147$ кН·м; $M_y = -0{,}28 \cdot 306 = -86$ кН·м.

Плита № 9:

$$M_x = M_y = -0{,}72 \cdot 306 = -220 \text{ кН·м}.$$

Для плит трех типов: надколонной, межколонной и плиты-вставки подбираем арматуру по наибольшим изгибающим моментам. Характеристики сечения: бетон марки 300; $R_а = 160 \cdot 10^5$ Па; арматура классов А-III и А-I; $b = 300$ см; $h = 16$ см.

Надколонная плита:

$$M_x = M_y = -220 \text{ кН·м}; \quad h_0 = 13{,}5 \text{ см};$$

$$A_0 = \frac{220\,000}{3 \cdot 0{,}135^2 \cdot 160 \cdot 10^5} = 0{,}252; \quad \alpha = 0{,}296;$$

$$F_а = 0{,}296 \cdot 300 \cdot 13{,}5 \; \frac{160 \cdot 10^5}{3400 \cdot 10^5} = 56{,}4 \text{ см}^2.$$

Принимаем арматуру ∅20 А-III с шагом 150 мм в обоих направлениях. Плита армируется в верхней зоне.

Межколонная плита:

$$M_x = 187{,}2 \text{ кН·м}; \quad M_y = -70 \text{ кН·м}; \quad h_0 = 14 \text{ см};$$

на момент M_x:

$$A_0 = \frac{187\,200}{3 \cdot 0{,}14^2 \cdot 160 \cdot 10^5} = 0{,}199; \quad \alpha = 0{,}224;$$

$$F_а = 0{,}224 \cdot 300 \cdot 14 \; \frac{160 \cdot 10^5}{3400 \cdot 10^5} = 44{,}2 \text{ см}^2;$$

на момент M_y:

$$A_0 = \frac{700}{3 \cdot 0{,}14^2 \cdot 160 \cdot 10^5} = 0{,}0745; \quad \alpha = 0{,}0775;$$

$$F_а = 0{,}0775 \cdot 300 \cdot 14 \; \frac{160 \cdot 10^5}{3400 \cdot 10^5} = 15{,}3 \text{ см}^2.$$

Таким образом, плита армируется нижней сеткой из арматуры ∅ 18А-III с шагом 150 мм в направлении поперек рамы и верхней сеткой из арматуры ∅ 10А-III с шагом 150 мм в направлении вдоль рамы. Распределительная арматура в обеих сетках ∅ 6А-I с шагом 300 мм.

Плита-вставка:

$$M_x = M_y = 172{,}8 \text{ кН·м}; \quad A_0 = \frac{172\,800}{3 \cdot 0{,}135^2 \cdot 160 \cdot 10^5} = 0{,}197;$$

$$\alpha = 0{,}221; \quad F_а = 0{,}221 \cdot 300 \cdot 13{,}5 \cdot \frac{160 \cdot 10^5}{3400 \cdot 10^5} = 42 \text{ см}^2.$$

Принимаем рабочую арматуру в нижней зоне плиты ∅ 18А-III с шагом 150 мм в обоих направлениях.

Проводим расчет крайней колонны нижнего яруса рамы:

$$M_x = M_y = 69{,}6 \text{ кН·м}; \quad N = 159{,}5 + 242{,}7 + 215{,}5 + 42{,}7 + 55{,}3 \cdot 1{,}5 + 68{,}5 + 81{,}9 \cdot 1{,}5 \approx 940 \text{ кН}.$$

Проверка высоты сжатой зоны:

$$x = \frac{N_п}{R_и b} = \frac{940\,000}{160 \cdot 10^5 \cdot 0{,}3} = 0{,}196 \text{ м} = 19{,}6 \text{ см};$$

$h_0 = 26$ см; $\dfrac{x}{h_0} = \dfrac{19{,}6}{26} > 0{,}55$—случай больших эксцентриситетов.

Для учета влияния продольного изгиба определяем коэффициент η:

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{N_п}{c R_и b h} \left(\dfrac{l_0}{h}\right)^2}; \quad \frac{l_0}{h} = \frac{342}{30} \approx 11{,}5.$$

При армировании колонны 8 ∅ 25А-III

$$\mu = \frac{F_а}{F} = \frac{19{,}64}{900} = 0{,}021;$$

$$e = \frac{696}{94} = 7{,}4 \text{ см}; \quad \frac{e}{h} = 0{,}248.$$

По графику 4,3 Инструкции [10] $C = 700$

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{94 \cdot 11{,}5^2}{700 \cdot 0{,}16 \cdot 30 \cdot 30}} = \frac{1}{1 - 0{,}125} = 1{,}14.$$

Проверка на косое внецентренное сжатие. Предварительно проверяем арматуру в одном направлении при $x > 0{,}55\, h_0$:

$$F_а = F'_а = \frac{N_п e - 0{,}4\, b h_0^2 R_и}{R_{а.с} (h_0 - a')};$$

$$e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 7{,}4 \cdot 1{,}14 + \frac{26 - 4}{2} = 19{,}4 \text{ см};$$

$$F_а = F'_а = \frac{940 \cdot 19{,}4 - 0{,}4 \cdot 30 \cdot 26^2 \cdot 1{,}6}{34 \cdot 22} = 7 \text{ см}^2 \; (4 ∅ 16А\text{-III}).$$

Предельная продольная сила при заданном эсцентиситете:

$$N_{пр} = \frac{0{,}4\, R_и b h_0^2 + R_{а.с} F'_а (h_0 - a')}{e};$$

$$N_{пр} = \frac{0{,}4 \cdot 30 \cdot 26^2 \cdot 1{,}6 + 34 \cdot 22 \cdot 19{,}64}{19{,}4} = 1425 \text{ кН};$$

$$N_ц = 30 \cdot 30 \cdot 1{,}3 + 19{,}64 \cdot 2 \cdot 34 = 2510 \text{ кН}.$$

Проверка несущей способности сечения:

$$\frac{N_п}{N_x} + \frac{N_п}{N_y} - \frac{N_п}{N_ц} = \frac{940}{1425} + \frac{940}{1425} - \frac{940}{2510} = 0{,}945 < 1.$$

4 Зак. 504

Сечение проходит. Принимаем армирование нижней колонны 8 ∅ 25 А-III.

Расчет стыка колонны с надколонной плитой. На основании выводов данной работы стык на поперечную силу Q рассчитывается по формуле $Q=\Sigma R_a F_0 \sin\alpha + Q_б$ (при армировании зоны стыка только отогнутыми стержнями). При $\alpha=45°$ (угол наклона отгибов) и угле наклона пирамиды продавливания, тоже равном 45°, получаем $Q_б=0{,}15 R_u b_{ср} h_0$. В этих формулах F_0 — сечение отгибов по каждой грани колонны;

$b_{ср}=\dfrac{b_в+b_н}{2}$ — средний периметр оснований пирамиды продавливания.

Расчетная поперечная сила принимается по средней колонне третьего яруса $Q=275{,}9\cdot 2\approx 552$ кН; на каждую грань колонны $Q=138$ кН.

Проверка условия формулы (II.16):

$$Q \leqslant 0{,}2\, R_и\, b_{ср}\, h_0\,;$$

$$h_0=14 \text{ см};\quad b_{ср}=\frac{30+30+14+14}{2}=44 \text{ см};$$

$$Q=0{,}2\cdot 1{,}6\cdot 44\cdot 14=197 \text{ кН} > 138 \text{ кН};$$

$$Q=R_{а.х}\, F_0 \sin\alpha + 0{,}15\, R_и\, b_{ср}\, h_0\,.$$

Требуемое сечение отгибов по каждой стороне колонны

$$F_0=\frac{Q-0{,}15\, R_и\, b_{ср}\, h_0}{R_{а.х}\sin\alpha}=\frac{13{,}8-0{,}15\cdot 1{,}6\cdot 44\cdot 14}{21\cdot 0{,}707}<0,$$

отгибы ставятся конструктивно. Принимаем 4∅10 А-II с каждой стороны колонны.

Расчет по деформациям. Определяем прогиб центральной точки плиты-вставки по методике, предлагаемой в данной работе (см. гл. III, § 4). Прогиб средней точки рамы с ригелем шириной 3 м находим по следующей расчетной схеме (рис. 61):

$$I_р=\frac{30\cdot 1{,}6^3}{12}=10{,}25 \text{ дм}^4;\quad I_к=6{,}75 \text{ дм}^4.$$

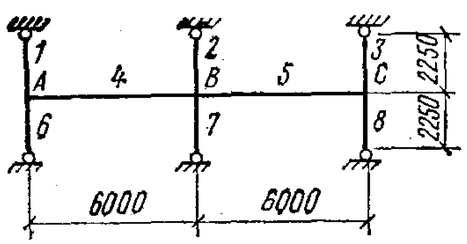


РИС. 61. РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОГИБА

Погонные жесткости элементов рамы:

$$\lambda_4=\lambda_5=\frac{10{,}25}{60}=0{,}171;$$

$$\lambda_1=\lambda_2=\lambda_3=\lambda_6=\lambda_7=\lambda_8=\frac{6{,}75\cdot 3}{22{,}5\cdot 4}=0{,}225.$$

Коэффициенты распределения:
узел A:

$$k_1=\frac{0{,}225}{0{,}225+0{,}225+0{,}171}=0{,}362;\quad k_6=0{,}362;$$

$$k_4=\frac{0{,}171}{0{,}621}=0{,}276;$$

узел B:

$$k_2=k_7=\frac{0{,}225}{2\ (0{,}225+0{,}171)}=0{,}284;$$

$$k_4=k_5=\frac{0{,}171}{2\ (0{,}225+0{,}171)}=0{,}216.$$

Начальные моменты от нормативной нагрузки:
постоянная нагрузка

$$M_A^к=M_C^к=\frac{57{,}7\cdot 1{,}5}{2}+\frac{45\cdot 1{,}5^2}{2\cdot 2}=68{,}6 \text{ кН·м};$$

$$M_A=M_B=M_C=\frac{45\cdot 6^2}{12\cdot 2}=67{,}5 \text{ кН·м};$$

временная нагрузка

$$M_A=M_B=\frac{24\cdot 6^2}{12\cdot 2}=36 \text{ кН·м};$$

от единичной нагрузки посредине ригеля AB

$$M_A=M_B=\frac{1\cdot 6}{8}=0{,}75 \text{ м}.$$

Определение узловых моментов в раме по методу Кросса приведено в табл. VI.4, в которой начальные моменты увеличены в 10 раз. Рассматривая ригель как разрезную балку, находим пролетные моменты:

от постоянной нагрузки

$$M_{пр}=\frac{45\cdot 6^2}{8\cdot 2}=101 \text{ кН·м};$$

от временной нагрузки

$$M_{пр}=\frac{24\cdot 6^2}{8\cdot 2}=54 \text{ кН·м};$$

от единичной нагрузки

$$M_{пр}=\frac{1\cdot 6}{4}=1{,}5 \text{ м}.$$

ТАБЛИЦА VI.4

Узел		A			B				C			
Стержень	Консоль	1	4	6	2	4	5	7	3	5	8	Консоль
$k_р$	—	0,362	0,276	0,362	0,284	0,216	0,216	0,284	0,362	0,276	0,362	—
$k_п$	—	0	0,5	0	0	0,5	0,5	0	0	0,5	0	—
$k_р \times k_п$	—	0	0,138	0	0	0,108	0,108	0	0	0,138	0	—
Постоянная												
$M_{защ}$	—686	—	675	—	—	—675	675	—	—	—675	—	686
	—	—	0	—	—	2	—2	—	—	0	—	—
$\Sigma M_{вт}$	—	—	—	—	—	2	—2	—	—	0	—	—
$\Sigma M_{вт} + M_{защ}$	—686	0	675	0	0	—673	673	0	0	—675	0	686
$-M_{вт}$	—	4	3	4	—	—	—	—	—4	— 3	—4	—
$M_{оп}$	—686	4	678	4	0	—673	673	0	—4	—678	—4	686
Временная нагрузка												
$M_{защ}$	—	—	360	—	—	—360	—	—	—	—	—	—
	—	—	39	—	—	— 50	—	—	—	39	—	—
	—	—	5	—	—	— 5	—5	—	—	5	—	—
	—	—	1	—	—	— 1	—1	—	—	1	—	—

Продолжение табл. VI.4

Узел		A			B				C			
Стержень	Консоль	1	4	6	2	4	5	7	3	5	8	Консоль
Временная нагрузка												
$\Sigma M_{вт}$	—	—	45	—	—	— 56	— 6	—	—	45	—	—
$\Sigma M_{вт} + M_{защ}$	—	—	405	—	—	—416	— 6	—	—	45	—	—
$-M_{вт}$	—	—147	—111	—147	120	91	91	120	—16	—13	—16	—
$M_{оп}$	—	—147	294	—147	120	—325	85	120	—16	32	—16	—
Единичная сила												
$M_{защ}$	—	—	75	—	—	— 75	—	—	—	—	—	—
	—	—	8	—	—	— 10	—	—	—	8	—	—
	—	—	1	—	—	— 1	— 1	—	—	1	—	—
$\Sigma M_{вт}$	—	—	9	—	—	— 11	— 1	—	—	9	—	—
$\Sigma M_{вт} + M_{защ}$	—	—	84	—	—	— 86	— 1	—	—	9	—	—
$-M_{вт}$	—	— 30	— 24	— 30	25	19	18	25	— 3	— 3	— 3	—
$M_{оп}$	—	— 30	60	— 30	25	— 67	17	25	— 3	6	— 3	—

Эпюры изгибающих моментов приведены на рис. 62.

Выражение прогиба от постоянной нагрузки:

$$\frac{I_р}{I_к} = \frac{10,25}{6,75} = 1,52;$$

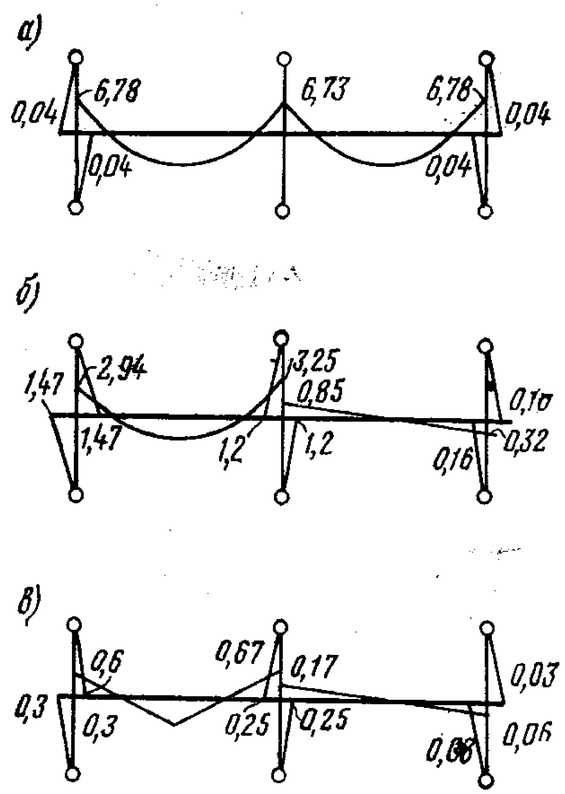


РИС. 62. ЭПЮРЫ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В РАМЕ

а — от постоянной нагрузки; *б* — от временной нагрузки; *в* — от единичной нагрузки

$$f_п = \frac{101\cdot 1,5\cdot 6\cdot 10^3}{3B} +$$

$$+ \frac{[67,3\ (0,6 + 2\cdot 0,67) + 67,8\ (2\cdot 0,6 + 0,67)]\ 6\cdot 10^3}{6B} -$$

$$- \frac{(67,8 + 67,3)\ 1,5\cdot 6\cdot 10^3}{4B} - \frac{(0,6 + 0,67)\ 101\cdot 6\cdot 10^3}{3B} -$$

$$- \frac{(0,17 - 0,06)\ 101\cdot 6\cdot 10^3}{3B} +$$

$$+ \frac{[67,3\ (2\cdot 0,17 + 0,06] + 67,8\ (0,17 + 2\cdot 0,06)\ 6\cdot 10^3}{6B} -$$

$$- \frac{2\cdot 0,04\cdot 0,3\cdot 2,25\cdot 1,52\cdot 10^3}{3B} = \frac{0,4\cdot 10^3}{B}.$$

Выражение прогиба от временной нагрузки:

$$f_{вр} = \frac{54\cdot 1,5\cdot 6\cdot 10^3}{3B} + \frac{[32,5\ (0,6 + 2\cdot 0,67) + 29,4\ (2\cdot 0,6 + 0,67)]\ 6\cdot 10^3}{6B} -$$

$$- \frac{(29,4 + 32,5)\ 1,5\cdot 6\cdot 10^3}{4B} - \frac{(0,6 + 0,67)\ 54\cdot 6\cdot 10^3}{3B} +$$

$$+ \frac{[8,5\ (2\cdot 0,17 + 0,06) - 3,2\ (0,17 + 2\cdot 0,06)]\ 6\cdot 10^3}{6B} +$$

$$+ \frac{2\cdot 2,25\cdot 1,52\cdot 10^3}{3B}\ (1,47\cdot 0,3 + 1,2\cdot 0,25 + 0,16\cdot 0,03) =$$

$$= \frac{23,2\cdot 10^3}{B}.$$

Для определения величин жесткости B находим момент в эквивалентной балке на двух опорах от равномерно распределенной нагрузки (с тем же прогибом).

Момент от полной нормативной нагрузки

$$\text{по}\quad f = \frac{(0,4\cdot 0 + 23,2)\ 10^3}{B} = \frac{5\,M^н\,l^2}{48\,B};$$

$$M^н = \frac{48\ (0,4 + 23,2)\ 10^3}{5\cdot 6^2} = 6,3\cdot 10^3\ \text{Н·м}.$$

Момент от длительно действующей нагрузки

$$M_{дл} = \frac{48\cdot 0,4\cdot 10^3}{5\cdot 6^2} = 0,107\cdot 10^3\ \text{Н·м}.$$

По формулам СНиП II-В.1-62 определяем величины жесткости B

а) Кратковременное действие всей нагрузки

$$b = 300\ \text{см};\quad h = 16\ \text{см};\quad h_0 = 14\ \text{см};$$

$$R^н_и = 260\cdot 10^5\ \text{Па};\quad E_б = 315\,000\cdot 10^5\ \text{Па};$$

$$R^н_р = 21\cdot 10^5\ \text{Па};\quad E_а = 2\,000\,000\cdot 10^5\ \text{Па};$$

$$L = \frac{M^н}{b\,h_0^2\ R^н_и} = \frac{6300}{3\cdot 0,14^2\cdot 260\cdot 10^5} = 0,00412;$$

$$F_а = 50,9\ \text{см}^2;\quad \mu = \frac{F_а}{b\,h_0} = \frac{50,9}{300\cdot 14} = 0,0121;$$

$$n = \frac{E_а}{E_б} = 6,34;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \dfrac{1 + 5L}{10\,\mu\,n}} = \frac{1}{1,8 + \dfrac{1 + 0,0206}{10\cdot 6,34\cdot 0,0121}} = 0,32;$$

$$z = h_0\ (1 - 0,5\,\xi) = 14\ (1 - 0,5\cdot 0,32) = 11,8\ \text{см};$$

$$W_{б\cdot т} = 1,75\,\frac{b\,h^2}{6} = 22\,400\ \text{см}^3 = 0,0224\ \text{м}^3;$$

$$M_{б\cdot т} = 0,8\ W_{б.т}\ R^н_р = 0,8\cdot 0,0224\cdot 21\cdot 10^5 = 37\,600\ \text{Н·м};$$

$$\psi_a = 1{,}3 - 1{,}1\ \frac{M_{б.т}}{M} \quad (\text{принимаем } \psi_a = 0);$$

$$\psi_б = 0{,}9;\ \nu = 0{,}5;$$

$$B_1 = \frac{h_0 z}{\dfrac{\psi_a}{E_a F_a} + \dfrac{\psi_б}{\xi h_0 E_б \nu b}} =$$

$$= \frac{0{,}14 \cdot 0{,}118 \cdot 0{,}32 \cdot 3 \cdot 0{,}14 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}315 \cdot 10^{11}}{0{,}9} = 38{,}8 \cdot 10^6 \ \text{Н·м}^2.$$

б) Кратковременное действие длительной нагрузки

$$M = 0{,}107 \cdot 10^3 \ \text{Н·м};\quad L \approx 0;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + 1{,}31} = 0{,}322;$$

$$z = h_0\ (1 - 0{,}5\,\xi) = 11{,}6 \ \text{см};$$

$$B_2 = \frac{0{,}14 \cdot 0{,}116 \cdot 0{,}322 \cdot 3 \cdot 0{,}14 \cdot 0{,}315 \cdot 10^{11} \cdot 0{,}5}{0{,}9} = 38{,}4 \cdot 10^6 \ \text{Н·м}^2.$$

в) Длительное действие длительной нагрузки

$$B_3 = \frac{38{,}4 \cdot 10^6}{0{,}5}\ 0{,}15 = 11{,}5 \cdot 10^6 \ \text{Н·м}^2.$$

Прогиб ригеля рамы

$$f = f_1 - f_2 + f_3 = \frac{23{,}6 \cdot 10^3}{38{,}8 \cdot 10^6} - \frac{0{,}4 \cdot 10^3}{38{,}4 \cdot 10^6} + \frac{0{,}4 \cdot 10^3}{11{,}5 \cdot 10^6} =$$

$$= 0{,}00064 \ \text{м} = 0{,}064 \ \text{см}.$$

Определяем прогиб центра плиты-вставки размером 6×6 м, опертой по контуру по осям колонн.

Для плит с соотношением сторон 1:1 прогиб средней точки определяется по формуле

$$f = 0{,}00406\ \frac{p\,b^5}{B};$$

$$q^н = 11\,500 \ \text{Н/м}^2 = 1{,}15 \ \text{Н/см}^2;$$

$$q_{дл} = 7500 \ \text{Н/м}^2 = 0{,}75 \ \text{Н/см}^2.$$

Коэффициент при прогибе

$$0{,}406\ \frac{b^5}{10^{10}} = \frac{0{,}00406 \cdot 6^5 \cdot 10^{10}}{10^{10}} = 31{,}5;$$

$$f = \frac{1{,}15 \cdot 31{,}5}{38{,}8} - \frac{0{,}75 \cdot 31{,}5}{38{,}4} + \frac{0{,}75 \cdot 31{,}5}{11{,}5} = 2{,}376 \ \text{см}.$$

Полный прогиб центральной точки

$$f_n = 0{,}064 + 2{,}376 = 2{,}44 \ \text{см}.$$

Расчет конструкций перекрытия по раскрытию трещин проводился по аналогичной методике.

Вариант решения в сборном железобетоне. Нагрузки на здание даны на стр. 87.

Каркас здания — сборный, стыки плит перекрытия не замоноличиваются, плита-вставка свободно опирается на межколонные плиты, которые, в свою очередь, опираются на надколонные плиты; при этом обеспечивается рамный стык надколонной плиты с колонной. Схема перекрытия приведена на рис. 63.

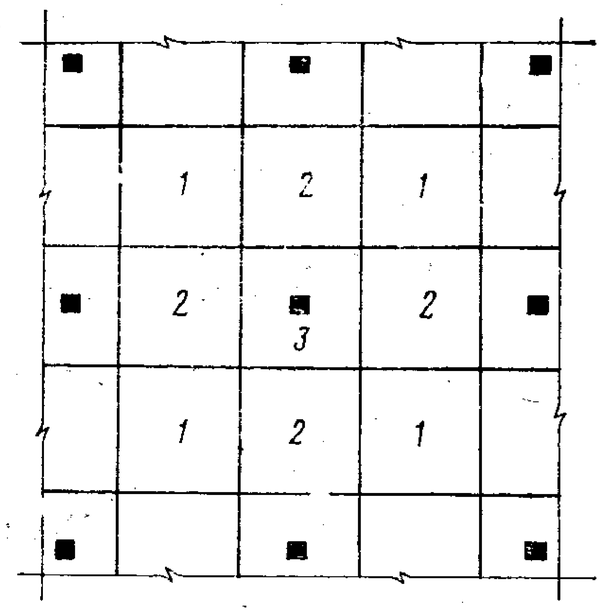


РИС. 63. СХЕМА ПЕРЕКРЫТИЯ

Расчет плиты-вставки 1. Плита шарнирно оперта по контуру и загружена равномерно распределенной нагрузкой. Стороны плиты $l_x \approx l_y = 3$ м и

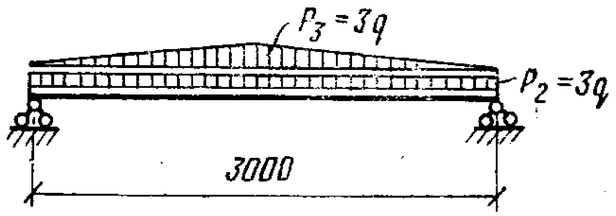


РИС. 64. РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ПЛИТЫ 2

$l_x/l_y = 1$. Расчет ведем на единичную нагрузку. После умножения полученных усилий на фактическую нагрузку получаем усилия в плитах каждого яруса.

Из таблиц работы [11] для расчета плит, опертых по контуру, находим:

$$\varphi_x = \varphi_y = 27;$$

$$M_x = \frac{q\,l_x^2}{\varphi_x} = M_y = \frac{q\,l_y^2}{\varphi_y} = \frac{q \cdot 3^2}{27} = \frac{q}{3}.$$

Опорная реакция плиты распределяется по треугольнику и является краевой нагрузкой на межколонные плиты. Максимальная интенсивность опорной реакции $P_1 = 1{,}5q$.

Расчет межколонной плиты 2 (рис. 64). Нагрузки на плиту и усилия в ней:

$$P_1 = 1{,}5\,q;\quad P_2 = 3\,q;\quad P_3 = 2\,P_1 = 3\,q;$$

$$R_A = R_B = \frac{3\,q \cdot 3}{2} + \frac{3\,q \cdot 3}{2 \cdot 2} = 4{,}5\,q + 2{,}25\,q = 6{,}75\,q;$$

$$M_{пр} = \frac{P_3\,l^2}{12} + \frac{P_2\,l^2}{8} = \frac{3\,q \cdot 3^2}{12} + \frac{3\,q \cdot 3^2}{8} =$$

$$= 2{,}25\,q + 3{,}38\,q = 5{,}63\,q.$$

Расчет средней надколонной плиты. 3. Плита жестко защемлена в колонне и работает как двусторонняя консоль в двух направлениях (рис. 65). Вырезая 1 пог. м плиты, получаем

$$P_4 = q; \quad N = \frac{6{,}75\,q}{3} = 2{,}25\,q\,;$$

$$M_{\text{конс}} = \frac{q\cdot 1{,}5^2}{2} + 2{,}25\,q\cdot 1{,}5 = 4{,}5\,q.$$

Момент на всю ширину плиты $M_{\text{конс}} = 13{,}5q$.

Определение расчетных моментов в плитах по ярусам

1) Верхний ярус (кровля)

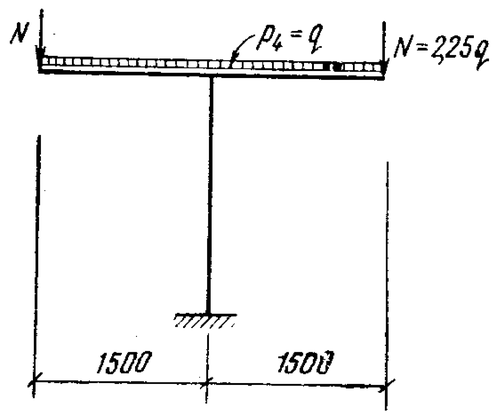


РИС. 65. РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ПЛИТЫ 3

$$q = \frac{42{,}7 + 12{,}6}{6} = 9{,}24 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетные моменты в плитах (на ширину 3 м):

плита-вставка

$$M_{\text{расч}} = \frac{9{,}24\cdot 3}{3} = 9{,}24 \text{ кН·м};$$

межколонная плита:

$$M_{\text{расч}} = 5{,}63\cdot 9{,}24 = 52 \text{ кН·м};$$

надколонная плита

$$M_{\text{расч}} = 13{,}5\cdot 9{,}24 = 125 \text{ кН·м}.$$

2) Средний и нижний ярусы (второй и первый этажи)

$$q = \frac{50{,}7 + 31{,}2}{6} = 13{,}7 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетные моменты в плитах:

плита-вставка

$$M_{\text{расч}} = \frac{13{,}7\cdot 3}{3} = 13{,}7 \text{ кН·м};$$

межколонная плита

$$M_{\text{расч}} = 5{,}63\cdot 13{,}7 = 77 \text{ кН·м};$$

надколонная плита

$$M_{\text{расч}} = 13{,}5\cdot 13{,}7 = 185 \text{ кН·м}.$$

Расчет колонны крайнего ряда

1) Верхний ярус (рис. 66)

$$N_1 = 2{,}25\cdot 9{,}24\cdot 3 = 62{,}3 \text{ кН};$$

$$q = 9{,}24\cdot 3 = 27{,}7 \text{ кН/м};$$

$$G_1 = \frac{43{,}2}{2} = 21{,}6 \text{ кН};$$

$$M_x^{\text{л}} = 21{,}6\cdot 1{,}5 + \frac{27{,}7\cdot 1{,}5^2}{2} = 63{,}6 \text{ кН·м};$$

$$M_x^{\text{п}} = M_y = 62{,}3\cdot 1{,}5 + \frac{27{,}7\cdot 1{,}5^2}{2} = 95{,}5 + 31{,}2 \approx 125 \text{ кН·м}.$$

Момент на колонну

$$M_x^{\text{к}} = 125 - 63{,}6 = 61{,}4 \text{ кН·м}.$$

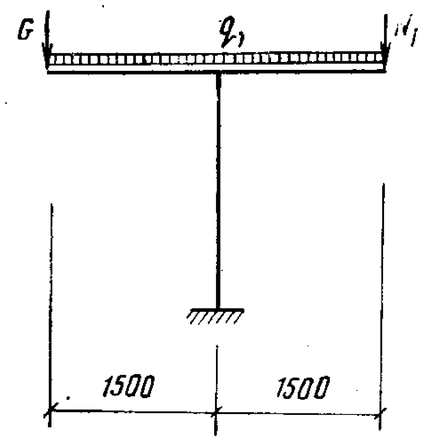


РИС. 66. ОПРЕДЕЛЕНИЕ МОМЕНТОВ В КОЛОННЕ ВЕРХНЕГО ЯРУСА

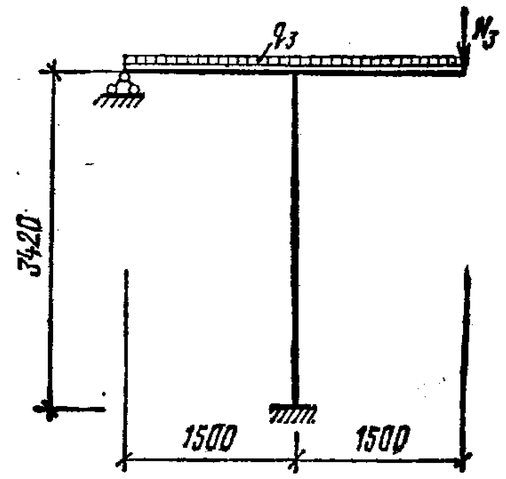


РИС. 67. ОПРЕДЕЛЕНИЕ МОМЕНТОВ В КОЛОННЕ НИЖНЕГО ЯРУСА

2) Средний ярус

$$N_2 = 6{,}75\cdot 13{,}7 = 92{,}5 \text{ кН}; \quad G_2 = \frac{68{,}5}{2} = 34{,}2 \text{ кН};$$

$$q_2 = 13{,}7\cdot 3 = 41{,}1 \text{ кН/м};$$

$$M_x^{\text{л}} = 34{,}2\cdot 1{,}5 + \frac{41{,}1\cdot 1{,}5^2}{2} = 107{,}5 \text{ кН·м};$$

$$M_x^{\text{п}} = M_y = 92{,}5\cdot 1{,}5 + \frac{41{,}1\cdot 1{,}5^2}{2} = 185 \text{ кН·м}.$$

Момент на колонну

$$M_x^{\text{к}} = 185 - 107{,}5 = 77{,}5 \text{ кН·м}.$$

3) Нижний ярус (рис. 67):

$$N_3 = 92{,}5 \text{ кН};$$

$$q_3 = 41{,}1 \text{ кН/м};$$

$$M_x^{\text{п}} = M_y = 185 \text{ кН·м};$$

$$M_x^{\text{л}} = \frac{41{,}1\cdot 1{,}5^2}{8} = 11{,}6 \text{ кН·м},$$

Начальный момент на колонну

$$M_к = 185 - 11,6 = 173,4 \text{ кН·м}.$$

Определение погонных жесткостей:

плиты

$$\lambda = \frac{30 \cdot 1,6^3 \cdot 3}{12 \cdot 15 \cdot 4} = 0,512;$$

нижней колонны

$$\lambda = \frac{3 \cdot 3^3}{12 \cdot 34,2} = 0,198.$$

Момент на нижнюю колонну

$$M_x^к = \frac{173,4 \cdot 0,198}{0,198 + 0,512} = 47,5 \text{ кН·м}.$$

Расчетная схема колонны показана на рис. 68. Колонна рассчитывается как неразрезная трехпролетная балка, защемленная внизу

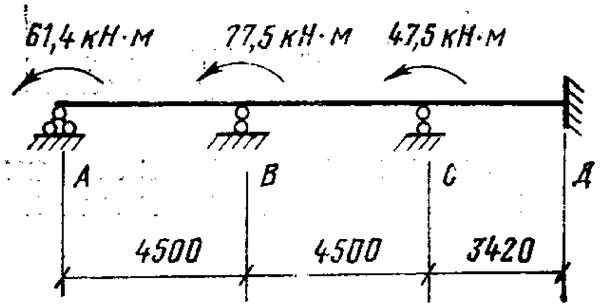


РИС. 68. РАСЧЕТНАЯ СХЕМА КОЛОННЫ

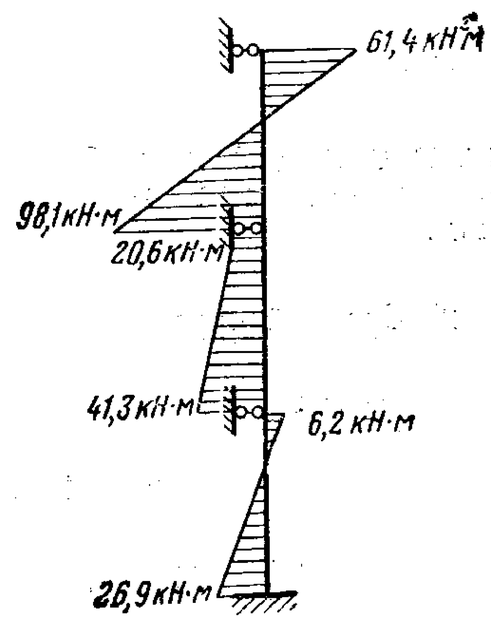


РИС. 69. ЭПЮРА МОМЕНТА В КОЛОННЕ

и загруженная сосредоточенными моментами на опорах. Для решения уравнений трех моментов определяем фиктивные опорные реакции:

$$R_B^ф = -10,9; \quad R_C^ф = -41,3; \quad R_D^ф = -27.$$

Уравнения трех моментов:

$$-61,4 \cdot 4,5 + 2 M_B \cdot 2 \cdot 4,5 + M_C \cdot 4,5 = 6 \cdot 10,9;$$

$$M_B \cdot 4,5 + 2 M_C (4,5 + 3,42) + M_D \cdot 3,42 = 6 \cdot 41,3;$$

$$M_C \cdot 3,42 + 2 M_D \cdot 3,42 = 6 \cdot 27.$$

После решения уравнения получаем значения изгибающих моментов в колонне:

$$M_B = 20,6 \text{ кН·м}; \quad M_C = -6,25 \text{ кН·м}; \quad M_D = 26,9 \text{ кН·м}.$$

Эпюра моментов в колонне дана на рис. 69.

Вертикальные нагрузки на крайнюю колонну среднего ряда:

верхний ярус

$$N_1 = 43,2 + (42,7 + 12,6)\ 4,5 = 292 \text{ кН};$$

средний ярус

$$N_2 = 292 + 68,5 + (50,7 + 31,2)\ 4,5 = 729 \text{ кН};$$

нижний ярус

$$N_3 = 729 + 81,9 \cdot 3,75 = 1036 \text{ кН}.$$

Подбор арматуры

а) Колонна верхнего яруса

$$N = 292 \text{ кН}; \quad M_x = 98,1 \text{ кН}.$$

Для сечения колонн 300×300 м

$$\lambda = \frac{450}{30} = 15;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{c R_и b h} \left(\frac{l}{k}\right)^2} = \frac{1}{1 - \frac{292\,000 \cdot 15^2}{400 \cdot 160 \cdot 10^5 \cdot 0,3 \cdot 0,3}} = 1,13;$$

$$e_0 = \frac{98,1}{292} = 0,336 \text{ м} = 33,6 \text{ см}; \quad e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2} =$$

$$= 33,6 \cdot 1,13 + \frac{26 - 4}{3} = 49 \text{ см};$$

$$x = \frac{N}{R_и b} = \frac{292\,000}{160 \cdot 10^5 \cdot 0,3} = 0,0608 \text{ м} = 6,08 \text{ см} < 0,55 h_0:$$

$$x < 2a';$$

$$F_a = F_a' = \frac{N\ [e - (h_0 - a')]}{R_a\ (h_0 - a)} = \frac{292\ (0,49 - 0,22)\ 10^4}{3400 \cdot 10^5 \cdot 0,22} = 10,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем $F_a = F_a' = 4$ Ø 20А-III.

б) Колонна среднего яруса

$$N = 729 \text{ кН}; \quad M_x = 41,3 \text{ кН·м}; \quad \lambda = 15;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{729 \cdot 15^2}{400 \cdot 160 \cdot 10^5 \cdot 0,3 \cdot 0,3}} = 1,4;$$

$$e_0 = \frac{41,3}{729} = 0,0566 \text{ м} = 5,66 \text{ см}; \quad e = e_0 \eta + \frac{h_0 + a'}{2} =$$

$$= 5,66 \cdot 1,4 + 11 = 19 \text{ см};$$

$$x = \frac{N}{R_и b} = \frac{729}{160 \cdot 10^5 \cdot 0,3} = 0,152 \text{ м} = 15,2 \text{ см} > 0,55 h_0;$$

$$F_a = F_a' = \frac{N e - 0,4 R_и b h_0^2}{R_{ac} (h_0 - a')} =$$

$$= \frac{729 \cdot 19 - 0,4 \cdot 160 \cdot 10^5 \cdot 0,3 \cdot 0,26^2}{3400 \cdot 10^5 \cdot 0,22} 10^4 = 1,14 \text{ см}^2$$ (армирование конструктивно).

в) Колонна нижнего яруса

На основании предыдущего расчета

$$\eta = 1,2;$$

$$N = 1036 \text{ кН}; \quad M_x = 26,9 \text{ кН·м};$$

$$e = \frac{269 \cdot 10^2}{1036} = 2,6 \text{ см}; \quad e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2} =$$

$$= 2,6 \cdot 1,2 + 11 = 14,1 \text{ см};$$

$$x > 0,55 h_0;$$

$$F_a = F_a' = \frac{1036 \cdot 0,141 - 0,4 \cdot 160 \cdot 10^5 \cdot 0,3 \cdot 0,26^2}{3400 \cdot 10^5 \cdot 0,22} 10^4 =$$

$= 2,14$ см² (армирование конструктивно).

Расчет крайней колонны крайнего ряда

Поправочный коэффициент на нагрузки из-за уменьшения грузовой площади

$$\alpha = \frac{4,5}{6} = 0,75.$$

1) Верхний ярус:

$$N = 292 \cdot 0,75 = 219 \text{ кН}; \quad M_x = M_y = 98,1 \cdot 0,75 = 73,5 \text{ кН·м}.$$

$$e = 49 \text{ см}.$$

Принимаем армирование 4 Ø 22А-III в обоих направлениях ($F_a = F_a' = 15,2$ см²);

$e = 49$ см;

$$N_x^п = N_y^п = \frac{R_a F_a (h_0 - a')}{e_0 - (h_0 - a')} = \frac{3400 \cdot 10^5 \cdot 0,00152 \cdot 0,22}{0,49 - 0,22} =$$

$$= 422\,000 \text{ Н} = 422 \text{ кН};$$

$$N_ц = 130 \cdot 10^5 \cdot 0,3 \cdot 0,3 + 0,0038 \cdot 3400 \cdot 10^5 = 246\,000 \text{ Н} = 246 \text{ кН};$$

$$\frac{N}{N_x^п} + \frac{N}{N_y^п} - \frac{N}{N_п} = \frac{219}{422} + \frac{219}{422} - \frac{219}{246} = 0,95 < 1$$

(прочность сечения достаточна).

2) Средний ярус:

$$N = 729 \cdot 0,75 = 546 \text{ кН};$$

$$M_x = M_y = 41,3 \cdot 0,75 = 31 \text{ кН·м};$$

$$e_x = e_y = 19 \text{ см};$$

$$x = \frac{N}{R_и b} = 11,4 \text{ см} < 0,55 h_0 = 14,3 \text{ см}$$ (случай малых эксцентриситетов);

$$N_п = \frac{R_и b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{a.c} F_a (h_0 - a')}{e} =$$

$$= \frac{160 \cdot 10^5 \cdot 0,3 \cdot 0,114 (0,26 - 0,057) + 3400 \cdot 10^5 \cdot 0,00152 \cdot 0,22}{0,19} =$$

$$= 1\,180\,000 \text{ Н} = 1180 \text{ кН}; \quad N_ц = 2460 \text{ кН};$$

$$\frac{N}{N_x^п} + \frac{N}{N_y^п} - \frac{N}{N_ц} = \frac{546}{1180} + \frac{546}{1180} - \frac{546}{2460} = 0,704 < 1$$

(прочность сечения достаточна).

3) Нижний ярус:

$$N = 0,75 \cdot 1036 = 776 \text{ кН}; \quad M_x = M_y = 0,75 \cdot 26,9 = 20,2 \text{ кН·м};$$

$$e = 14,1 \text{ см};$$

$$x = \frac{776,6 \cdot 10^5}{160 \cdot 10^5 \cdot 0,3} = 0,162 \text{ м} = 16,2 \text{ см} > 0,55 h_0$$ — случай больших эксцентриситетов;

$$N_x^п = N_y^п = \frac{0,4 R_и b h_0^2 + R_{a.c} F_a (h_0 - a')}{e} = 1730 \text{ кН}$$

(сечение проходит).

Подбор арматуры в плитах перекрытий

а) Плита-вставка:

$$M_{макс} = 13,7 \text{ кН·м};$$

$$A_0 = \frac{M}{b h_0^2 R_и} = \frac{13\,700}{3 \cdot 0,14^2 \cdot 160 \cdot 10^5} = 0,0145;$$

$$\alpha = 0,0145;$$

$$F_a = 0,0145 \cdot 3 \cdot 0,14 \frac{160 \cdot 10^5 \cdot 10^4}{3400 \cdot 10^5} = 2,9 \text{ см}^2.$$

Принимаем Ø 10 А-II с шагом 200 мм ($F_a = 11,78$ см²) в обоих направлениях в нижней зоне.

б) Межколонная плита:

$$M_{макс} = 77 \text{ кН·м};$$

$$A_0 = \frac{77\,000}{3 \cdot 0,14^2 \cdot 160 \cdot 10^5} = 0,0818; \quad \alpha = 0,0953;$$

$$F_a = 0,0953 \cdot 3 \cdot 0,14 \frac{160 \cdot 10^5 \cdot 10^4}{3400 \cdot 10^5} = 18,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем Ø 12 А-III с шагом 150 мм ($F_а = 22{,}6$ см²). В поперечном направлении — Ø 8 А-III с шагом 200 мм.

в) Надколонная плита:

$$M_{макс} = 185 \text{ кН·м};$$

$$A_0 = \frac{185\,000}{3 \cdot 0{,}14^2 \cdot 160 \cdot 10^5} = 0{,}197; \quad \alpha = 0{,}221;$$

$$F_а = 0{,}221 \cdot 3 \cdot 0{,}14 \; \frac{160 \cdot 10^5 \cdot 10^4}{3400 \cdot 10^5} = 43{,}5 \text{ см}^2.$$

Принимаем Ø 18А-III с шагом 150 мм ($F_а = 50{,}9$ см²) в обоих направлениях в верхней зоне.

Расчет перекрытия по деформациям

Прогиб центральной точки плиты-вставки определяется из выражения

$$f = f_1 + f_2 + f_3,$$

где f_1 — прогиб самой плиты-вставки;
f_2 — прогиб средней точки межколонной плиты;
f_3 — прогиб крайней точки надколонной плиты.

1) Прогиб плиты-вставки:

$$M^н = 11{,}5 \text{ кН·м}; \quad M^н_{дл} = 7{,}5 \text{ кН·м};$$

$$q = 11{,}5 \text{ кН/м}^2; \quad q_{дл} = 7{,}5 \text{ кН/м}^2.$$

Бетон марки 300: $R^н_и = 260 \cdot 10^5$ Па; $R^н_р = 21 \cdot 10^5$ Па; $E_б = 0{,}315 \cdot 10^{11}$ Па. Арматура $F_а = 11{,}78$ см²; $E_а = 2 \cdot 10^{11}$ Па.

а) Кратковременное действие всей нагрузки:

$$L = \frac{M^н}{b h_0^2 R^н_и} = \frac{11\,500}{3 \cdot 0{,}14^2 \cdot 260 \cdot 10^5} = 0{,}0075;$$

$$n = \frac{E_а}{E_б} = 6{,}35;$$

$$\mu n = \frac{11{,}78 \cdot 6{,}35}{300 \cdot 14} = 0{,}018;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5L}{10 \mu n}} = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 0{,}0375}{0{,}18}} = 0{,}132;$$

$$z = h_0 (1 - 0{,}5 \xi) = 14 - (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}132) = 13 \text{ см};$$

$$W_{б.т} = 1{,}75 \; \frac{300 \cdot 14^2}{6} = 20\,550 \text{ см}^3 = 0{,}02055 \text{ м}^3;$$

$$M_{б.т} = 0{,}8 W_{б.т} R^н_р = 0{,}8 \cdot 0{,}02055 \cdot 21 \cdot 10^5 = 34\,500 \text{ Н·м} = 34{,}5 \text{ кН·м};$$

$$\psi_а = 1{,}3 - 1{,}1 \; \frac{M_{б.т}}{M^н} = 1{,}3 - 1{,}1 \; \frac{34{,}5}{11{,}5} < 0.$$

Принимаем: $\varphi_а = 0$; $\varphi_б = 0{,}9$; $\gamma = 0{,}5$;

$$B_1 = \frac{h_0 z}{\frac{\psi_б}{\xi b h_0 E_б \nu}} = \frac{0{,}14 \cdot 0{,}13 \cdot 0{,}132 \cdot 1 \cdot 0{,}14}{0{,}9} \times$$

$$\times \frac{0{,}365 \cdot 10^{11} \cdot 0{,}5}{0{,}9} = 6{,}8 \cdot 10^6 \text{ Н·м}^2.$$

б) Кратковременное действие длительной нагрузки:

$$L = \frac{M_{дл}}{b h_0^2 R^н_и} = \frac{7500}{3 \cdot 0{,}14^2 \cdot 260 \cdot 10^5} = 0{,}0049;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 0{,}0245}{0{,}18}} = 0{,}134;$$

$$z = h_0 (1 - 0{,}5 \xi) = 13 \text{ см}; \quad \psi_а = 0; \quad \psi_б = 0{,}9; \quad \nu = 0{,}5;$$

$$B_2 = \frac{0{,}14 \cdot 0{,}13 \cdot 0{,}134 \cdot 1 \cdot 0{,}14 \cdot 0{,}365 \cdot 10^{11} \cdot 0{,}5}{0{,}9} = 6{,}9 \cdot 10^6 \text{ Н·м}^2.$$

в) Длительное действие длительной нагрузки:

$$B_3 = \frac{B_2 \cdot 0{,}15}{0{,}5} = 2{,}07 \cdot 10^6 \text{ Н·м}^2.$$

Прогиб плиты:

$$f_1 = 0{,}00406 \; \frac{P l^5}{B} =$$

$$= 0{,}00406 \; \frac{3^5 \cdot 10^{10}}{10^6} \left(\frac{1{,}15}{6{,}8} - \frac{0{,}75}{6{,}9} + \frac{0{,}75}{2{,}07} \right) =$$

$$= 0{,}00418 \text{ м} = 0{,}418 \text{ см}.$$

2) Прогиб межколонной плиты:

$$M^н = 5{,}63 \cdot 11{,}5 = 64{,}8 \text{ кН·м};$$

$$M_{дл} = 5{,}63 \cdot 7{,}5 = 42{,}3 \text{ кН·м};$$

$$F_а = 22{,}6 \text{ см}^2.$$

а) Кратковременное действие всей нагрузки:

$$L = \frac{64\,800}{3 \cdot 0{,}14^2 \cdot 260 \cdot 10^5} = 0{,}0424;$$

$$\mu n = \frac{22{,}6 \cdot 6{,}35}{300 \cdot 14} = 0{,}0342;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5L}{10 \mu n}} + \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 0{,}212}{10 \cdot 0{,}0342}} = 0{,}174;$$

$$z = h_0 (1 - 0{,}5 \xi) = 12{,}8 \text{ см};$$

$$W_{б.т} = 1,75\frac{300\cdot 14^2}{6} = 20\,600 \text{ см}^3 = 0,0206 \text{ м}^3;$$

$$M_{б.т} = 0,8\cdot 0,0206\cdot 21\cdot 10^5 = 34\,600 \text{ Н·м} = 34,6 \text{ кН·м};$$

$$\psi_а = 1,3 - 1,1\frac{M_{б.т}}{M^н} = 1,3 - 1,1\frac{34,6}{64,8} = 0,715;$$

$$\psi_б = 0,9; \quad \nu = 0,5;$$

$$B_1 = \frac{h_0 z}{\dfrac{\psi_а}{E_а F_а} + \dfrac{\psi_б}{\xi b h_0 E_б \nu}} = 7,6\cdot 10^6 \text{ Н·м}^2.$$

б) Кратковременное действие длительной нагрузки:

$$L = \frac{42\,300}{3\cdot 0,14^2\cdot 260\cdot 10^5} = 0,0276;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \dfrac{1 + 0,138}{0,342}} = 0,186;$$

$$z = h_0\,(1 - 0,5\,\xi) = 12,7 \text{ см};$$

$$\psi_а = 1,3 - 1,1\frac{34,6}{42,3} = 0,4;$$

$$\psi_б = 0,9; \quad \nu = 0,5;$$

$$B_2 = \frac{0,14\cdot 0,127}{\dfrac{0,4}{2\cdot 10^{11}\cdot 0,00226} + \dfrac{0,9}{0,186\cdot 3\cdot 0,14\cdot 0,315\cdot 10^{11}\cdot 0,5}} = 11\cdot 10^6 \text{ Н·м}^2.$$

в) Длительное действие длительной нагрузки:

$$\psi_а = 1,3 - \frac{0,8\cdot 34,6}{42,3} = 0,645;$$

$$B_3 = \frac{0,14\cdot 0,127}{\dfrac{0,645}{2\cdot 10^{11}\cdot 0,00226} + \dfrac{0,9}{0,186\cdot 3\cdot 0,14\cdot 0,315\cdot 10^{11}\cdot 0,15}} = 4,6\cdot 10^6 \text{ Н·м}^2;$$

$$f_2 = \frac{5\cdot 64,8\cdot 10^3\cdot 3^2}{48\cdot 7,6\cdot 10^6} - \frac{5\cdot 42,3\cdot 10^3\cdot 3^2}{48\cdot 11\cdot 10^6} + \frac{5\cdot 42,3\cdot 10^3\cdot 3^2}{48\cdot 4,6\cdot 10^6} = 0,013 \text{ м} = 1,3 \text{ см}.$$

3) Прогиб надколонной плиты f_3:

$$M^н = 13,5\cdot 11,5 = 155 \text{ кН·м};$$

$$M_{дл} = 13,5\cdot 7,5 = 101 \text{ кН·м};$$

$$F_а = 50,9 \text{ см}^2.$$

а) Кратковременное действие всей нагрузки:

$$L = \frac{155\,000}{3\cdot 0,14^2\cdot 260\cdot 10^5} = 0,102;$$

$$\mu n = \frac{50,9\cdot 6,35}{300\cdot 14} = 0,077;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \dfrac{1 + 5\cdot 0,102}{10\cdot 0,077}} = 0,266;$$

$$z = h_0\,(1 - 0,5\,\xi) = 12,1 \text{ см};$$

$$M_{б.т} = 34,6 \text{ кН·м};$$

$$\psi_а = 1,3 - 1,1\frac{M_{б.т}}{M^н} = 1,3 - \frac{1,1\cdot 34,6}{155} \approx 1;$$

$$\psi_б = 0,9; \quad \nu = 0,5;$$

$$B_1 = \frac{0,14\cdot 0,121}{\dfrac{1}{0,00509\cdot 2\cdot 10^{11}} + \dfrac{0,9}{0,266\cdot 0,3\cdot 0,14\cdot 0,315\cdot 10^{11}\cdot 0,5}} = 11,3\cdot 10^6 \text{ Н·м}^2.$$

б) Кратковременное действие длительной нагрузки:

$$L = \frac{101\,000}{3\cdot 0,14^2\cdot 260\cdot 10^5} = 0,066; \quad \mu n = 0,077;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \dfrac{1 + 5\cdot 0,066}{10\cdot 0,077}} = 0,284;$$

$$z = h_0\,(1 - 0,5\,\xi) = 12 \text{ см}; \quad M_{б.т} = 34,6;$$

$$\psi_а = 1,3 - 1,1\frac{34,6}{101} = 0,92; \quad \psi_б = 0,9; \quad \nu = 0,5;$$

$$B_2 = \frac{0,14\cdot 0,12}{\dfrac{0,92}{0,00509\cdot 2\cdot 10^{11}} + \dfrac{0,9}{0,284\cdot 3\cdot 0,14\cdot 0,315\cdot 10^{11}\cdot 0,5}} = 12,1\cdot 10^6 \text{ Н·м}^2.$$

в) Длительное действие длительной нагрузки:

$$\psi_а = 1,3 - \frac{0,8\cdot 34,6}{101}; \quad \psi_а = 1; \quad \psi_б = 0,9;$$

$$\nu = 0,15;$$

$$B_3 = 6,5\cdot 10^6 \text{ Н·м}^2;$$

$$f = \frac{155\cdot 10^3\cdot 1,5^2}{3\cdot 11,3\cdot 10^6} - \frac{101\cdot 10^3\cdot 1,5^2}{3\cdot 12,1\cdot 10^6} + \frac{101\cdot 10^3\cdot 1,5^2}{3\cdot 6,5\cdot 10^6} = (1,03 - 0,63 + 1,17)\ 10^{-2} = 0,0157 \text{ м} = 1,57 \text{ см}.$$

Полный прогиб

$$f = 0,42 + 1,3 + 1,57 = 3,29 \text{ см}.$$

Конструкции сборно-монолитного варианта приведены на рис. 70—78.

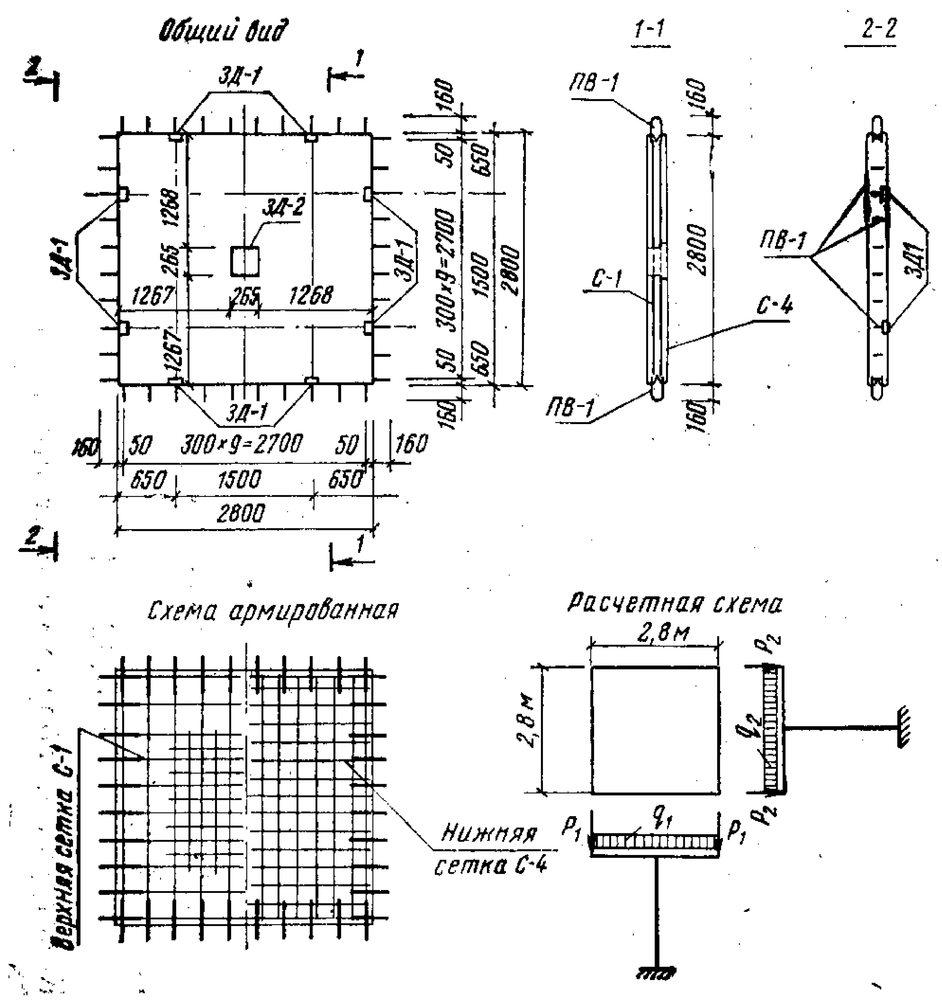


РИС. 70. КОНСТРУКЦИЯ НАДКОЛОННОЙ ПЛИТЫ

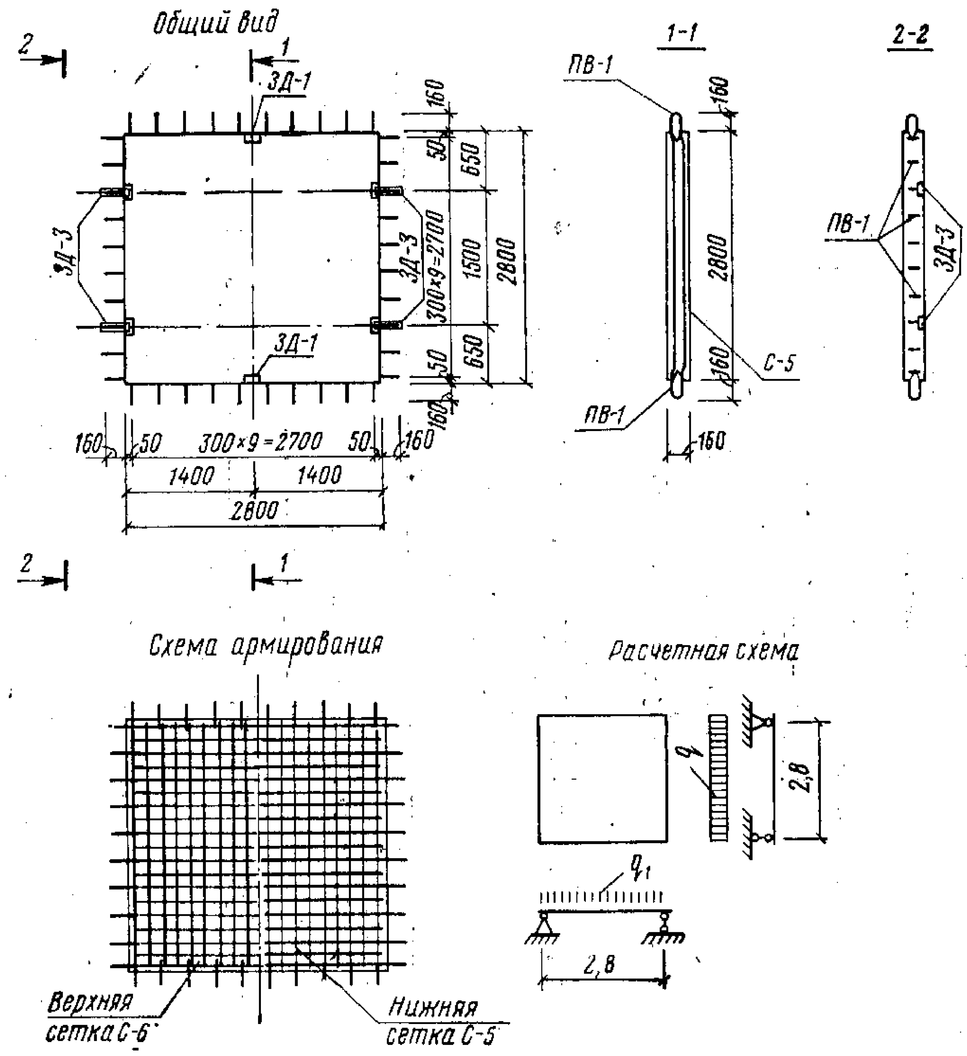


РИС. 71. КОНСТРУКЦИЯ МЕЖКОЛОННОЙ ПЛИТЫ

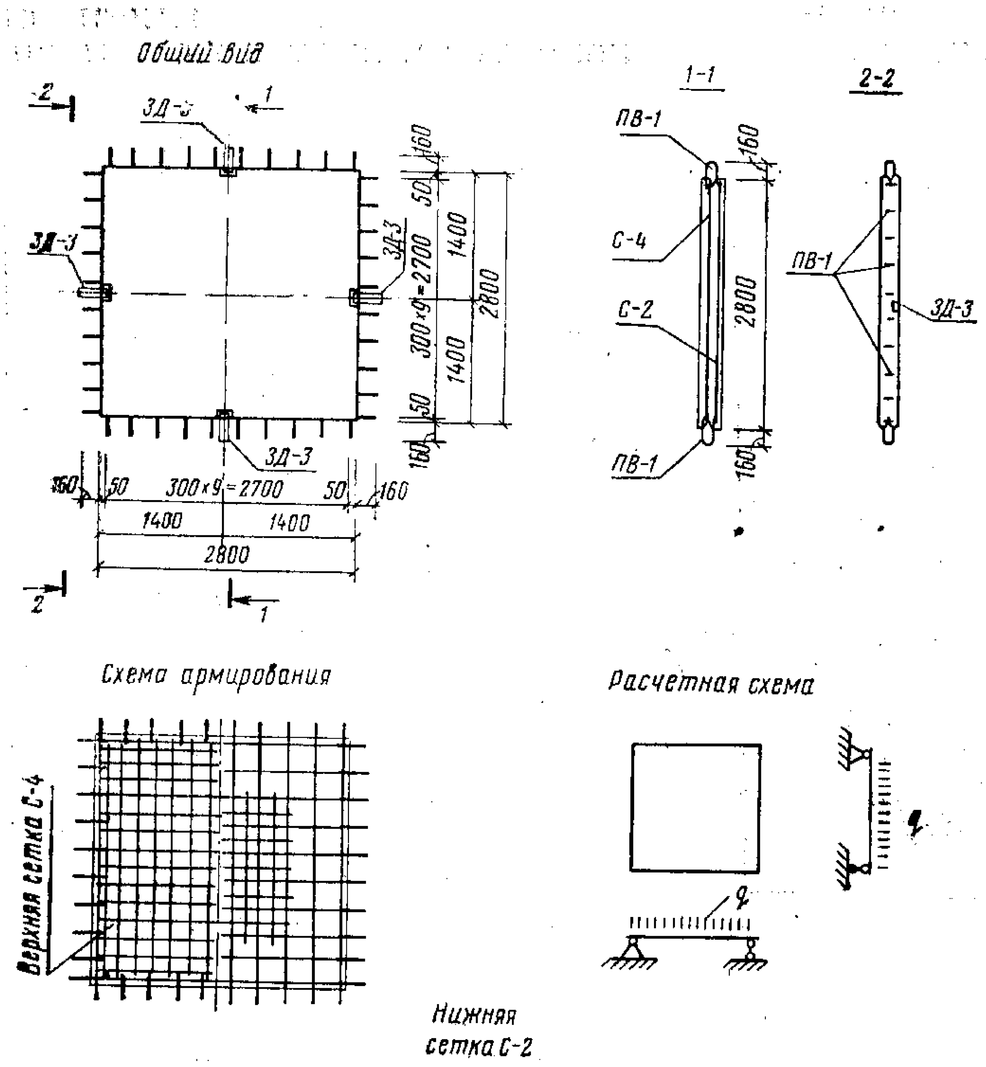


РИС. 72. КОНСТРУКЦИЯ ПЛИТЫ-ВСТАВКИ

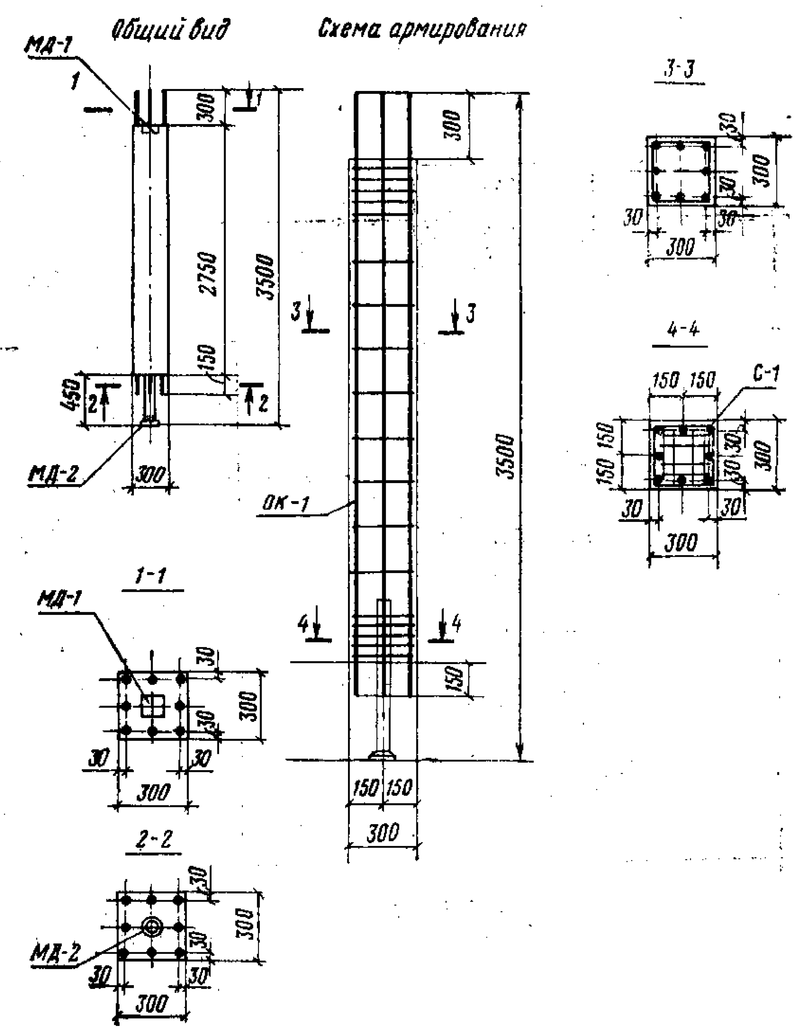


РИС. 73. КОНСТРУКЦИЯ КОЛОННЫ

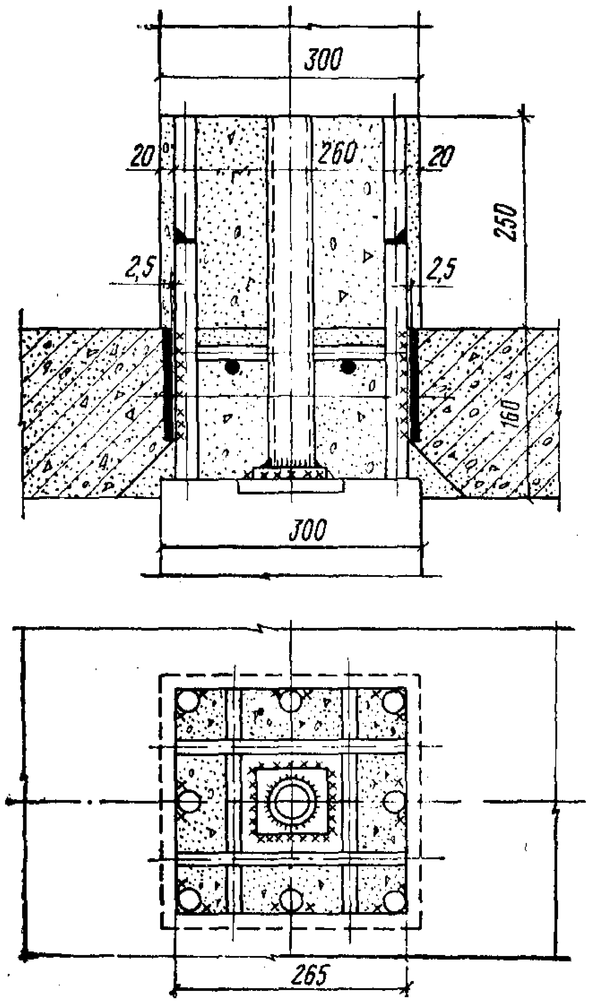


РИС. 74. СТЫК КОЛОННИ И НАДКОЛОННОЙ ПЛИТЫ

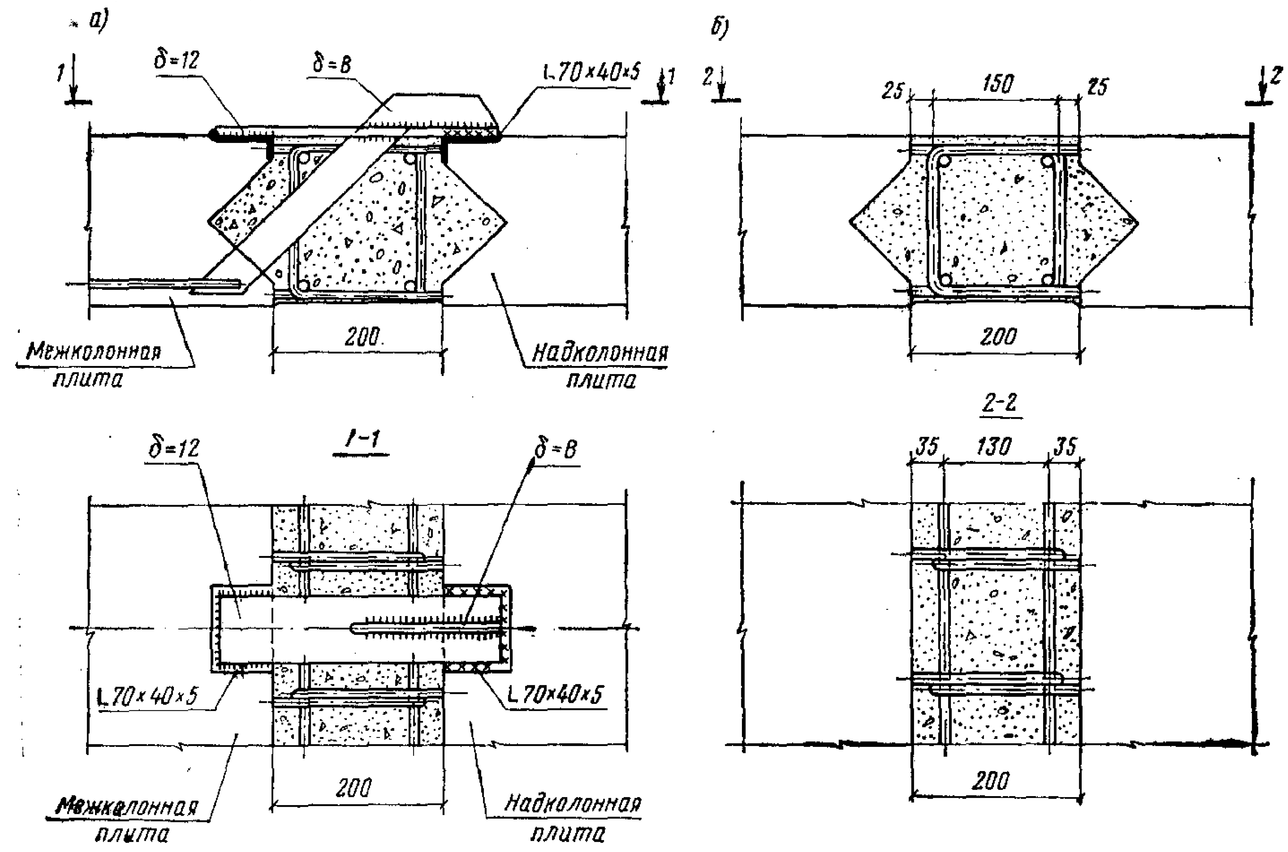


РИС. 75. СТЫКИ ПЛИТ
а — монтажный; б — монолитный

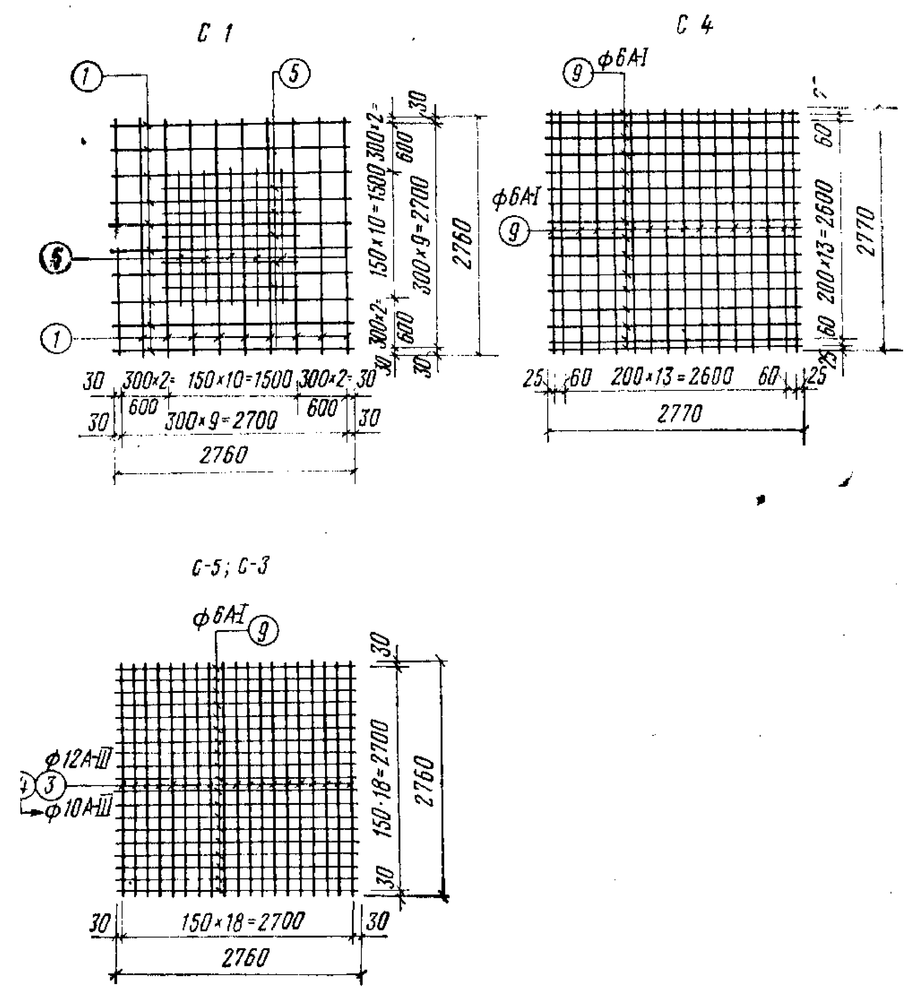


РИС. 76. АРМАТУРНЫЕ СЕТКИ ПЛИТ

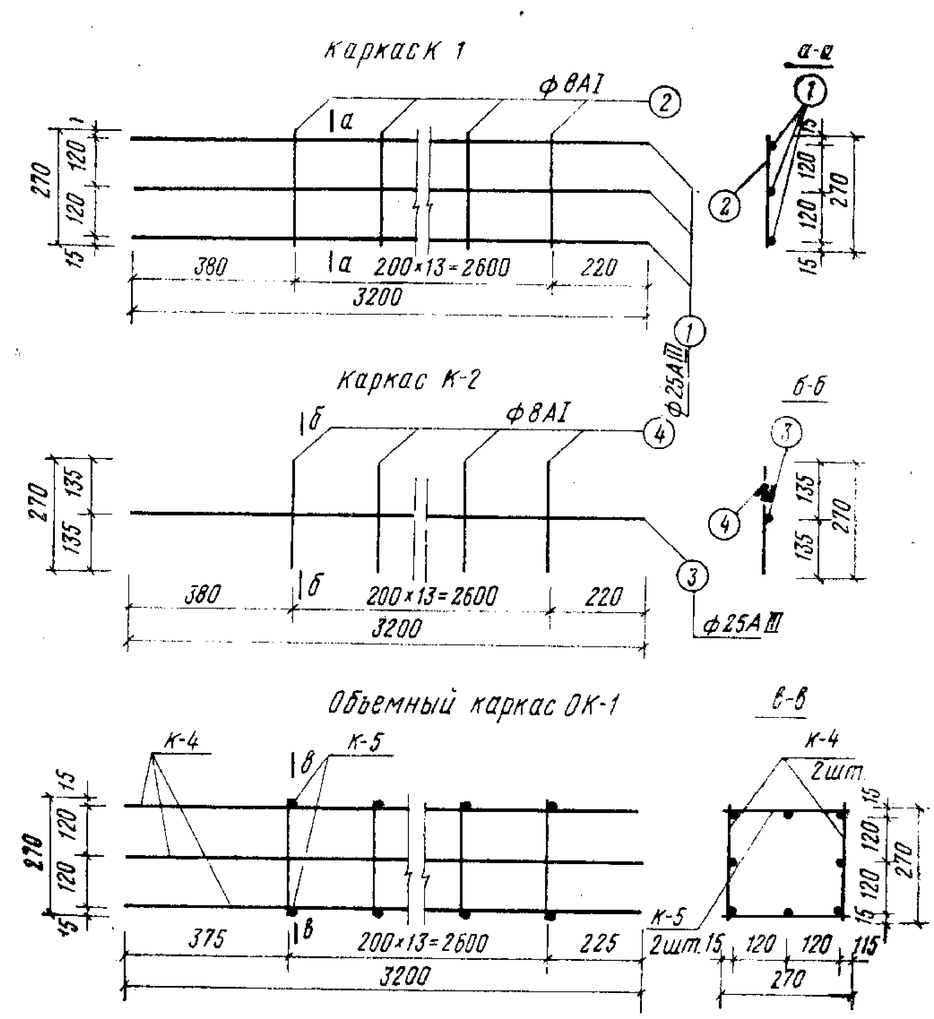


РИС. 77. АРМАТУРНЫЕ КАРКАСЫ КОЛОННИ

Спецификация металла на каркасы

Марка и количество элементов, шт	Эскизы	№ позиции	Сечение, мм	Количество на 1 элемент	Длина позиции, мм	Длина на 1 элемент, м	Масса, кг на 1 элемент, кг	Масса, кг всего элементов
К-1 шт 8		1	Ф6А-III	3	140	0,42	0,93	1,28
		2	Ф12А-II	1	390	0,39	0,35	
К-2 шт. 4		1	Ф6А-III	3	140	0,42	0,93	1,5
		3	Ф12А-II	1	640	0,64	0,57	

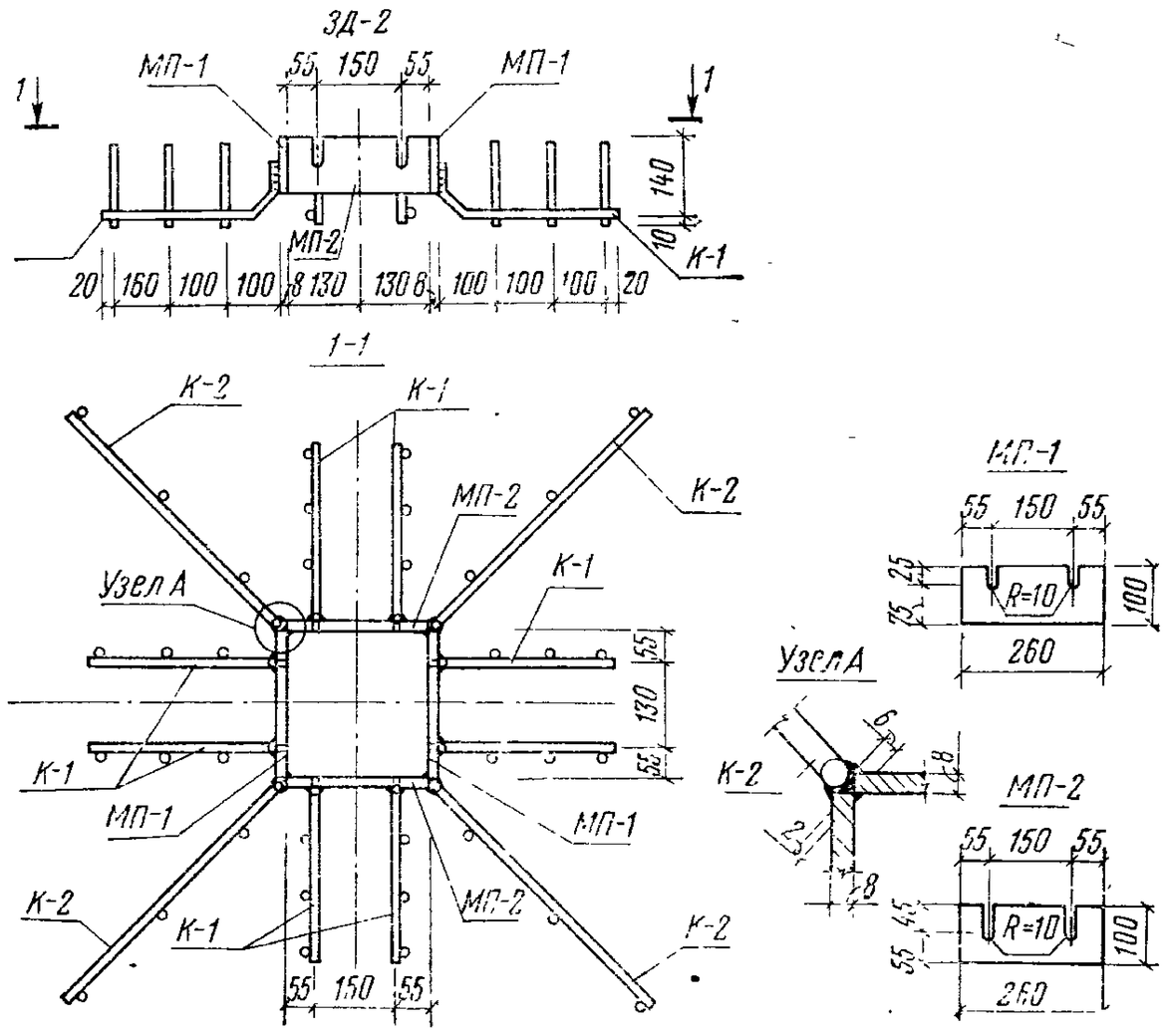


РИС. 78. ЦЕНТРАЛЬНАЯ ЗАКЛАДНАЯ ДЕТАЛЬ НАДКОЛОННОЙ ПЛИТЫ

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Антонов К. К., Кусаков А. Н. Экспериментальные исследования железобетонных плит, опертых на податливый контур. «Бетон и железобетон», 1965, № 5.

2. Боришанский М. С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах на стадии разрушения. М., Госстройиздат, 1946.

3. Бургман В. В., Фишерова М. Ф. Многоэтажные здания, возводимые методом подъема перекрытий или этажей. Сб. трудов ЦНИИ промзданий, вып. 4. Совершенствование типов промышленных зданий. М., Стройиздат, 1967.

4. Временные указания по проектированию гражданских зданий, возводимых методом подъема перекрытий и этажей (проект). ЛенЗНИИЭП. Л., 1971.

5. Глуховский А. Д. Железобетонные безбалочные бескапительные перекрытия для многоэтажных зданий. М., Госстройиздат 1956.

6. Дорфман А. Э., Сендеров Б. В., Торопцев А. В., Шапиро Г. А. Новые конструкции безбалочных бескапительных перекрытий для общественных зданий. М., ЦНТИ, 1970.

7. Дорфман А. Э., Левонтин Л. И., Сендеров Б. В., Шустерман М. Г. Испытание фрагмента безбалочного бескапительного перекрытия во Владивостоке. Сб. трудов ЦНИИЭП жилища № 3. М., Стройиздат, 1970.

8. Дорфман А. Э., Фомичев В. Л. Определение напряженного состояния стыка колонны с плитой безбалочного бескапительного перекрытия методами электроаналогии. Сб. трудов ЦНИИЭП жилища № 4. М., Стройиздат, 1972.

9. Инструкция по проектированию железобетонных конструкции. НИИЖБ Госстроя СССР. М., Стройиздат, 1968.

10. Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. М., Госстройиздат, 1961.

11. Калманок А. С. Строительная механика пластин. М., Машстройиздат, 1951.

12. Карпухин Н. С. Железобетонные конструкции. М., Госстройиздат, 1957.

13. Крылов С. М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. М., Стройиздат, 1964.

14. Королев А. И., Крылов С. М. Способ расчета прогибов железобетонных плит, опертых по контуру, и безбалочных перекрытий при действии кратковременной нагрузки. Сборник трудов НИИЖБ, вып. 26 «Исследование прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных конструкций». М., Госстройиздат, 1962.

15. Международные рекомендации для расчета и осуществления обычных и предварительно-напряженных конструкций. Рекомендации под ред. А. А. Гвоздева, Б. А. Калатурова, Я. М. Нимеровского. М., 1970.

16. Самусь В. М. Электрическое моделирование оболочек типа фюзеляжа самолета. В сб.: Электрическое моделирование. Киев, 1962.

17. Сергиевский А. Д. О расчете плит на продавливание. «Бетон и железобетон», 1962, № 6.

18. СНиП II-В.1-62*.

19. Улицкий И. И., Ривкин С. А., Самойлов М. В., Дыховичный А. А. Железобетонные конструкции. Киев, Гостехиздат, 1958.

20. Фишерова М. Ф. Диссертация на тему: «Исследование безбалочных бескапительных перекрытий, возводимых методом подъема, для многоэтажных промышленных зданий».

21. Шахназарян С. Х., Саакян Р. О., Саакян А. О. Опыт проектирования и строительства девятиэтажных жилых домов методом подъема этажей в Армянской ССР. М., Стройиздат, 1968.

22. Шахназарян С. Х., Саакян Р. О., Саакян А. О. Строительство жилых домов методом подъема этажей в Армянской ССР. М., Стройиздат, 1966.

23. Штаерман М. Я., Ивянский А. М. Безбалочные перекрытия. М., Госстройиздат, 1953.

24. Andersson J. L. Lenomstasning av Lift Slabs (Punching of lift Slabs) «Nordick Betong», Heft 3, 1963.

25. Andersson J. L. Dimensionerering av Lift Slabs med hänsyn till genomstansing (Design of Lift Slabs with Reference to Punching) «Nordich Betong», Heft 1, 1964.

26. Bach C., Graf O. Versuche allseitig auf liegenden guadretischen und rechteckigen Eisenbetonplatten. Berlin, 1965.

27. Brook G. Effect of Shear on Ultimate Strength Rectangular Beams with Tensile Reinforcement. «Journal of the American Concrete Institute», 1960, 31 No 7, pp. 619—637.

28. Boll K. Das Hybdecken Verfahren und andere moderne Herstellungsmethode beim Neubau der pädagogischen Hochschule und staatliche Sportschule in Zudwigsburg. «Beton», Heft 1, s. 19—26 und Heft 2, s. 67—76, 1966.

29. Comite Europeen du Beton. 10 session pleniere. Dalles, Structures Planes. Londres, 26 octobre, 1965, Theme 11: Ponconnement.

30. Corley By W. Cene, Hawkins N. M. Shearhead Reinforcement for Slabs. «Journal of the American Concrete Institute», No 10, p. 811—824, 1968.

31. Craemer H. Versuche an Stahlbetonplatten, ausgewertet nach Plastizitatstheorie. «Beton und Stahlbetonbau», 1955, No 2, s. 58—60.

32. Duddeck H. Praktische Berechnung der Pilzdecke ohne Stützenkopf Verstärkung (Flachdecke). «Beton und Stahlbetonbau», 1963, Heft 3, s. 56—63.

33. Elstner R. C., Hognestad E. Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs. «Journal of tre American Concrete Institute», 1956, 28, No 1, 29—58.

34. Morice P. B. Local Effect of Concentrated Load on Bridge Deck Slab Panels. «Civil Engineering. A Public Works Review», 1956, 51, No 597, 304—306, No 598, 436—438.

35. Musil F. Zuldane stropy na stavbè administrativni bodony ve Veseli nad Moravou. «Pozemni Stavby», 1964, No 2, stz. 69—74.

36. Olszak W. Probleme der Grenzlasttheorie der Orthotropen Platten. «Achta technica acad. sci. hung.», 1956, 14, 1—2.

37. Rosenthal J. Experimental Investigation of Flate Plate Floors. «Journal of the American Concrete Institute», 1959, 31, No 2, 153—166.

38. Zur Berechnung von Pilzdecken. «Beton und Stahlbetonbau», 1963, No 10, oct., s. 221—226; No 11, nov., s. 251—266, No 12, dec., s. 277—281.

39. Teylor R. Flat — slab design. Background to tre code of practice recomendations. — «Concrete», 1967, 1, No 2, 67—9.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Введение	3
Глава I. Краткий обзор развития конструктивных форм безбалочных перекрытий и исследований этих конструкций	8
§ 1. Конструктивные решения	8
§ 2. Методы статического расчета	11
§ 3. Исследования работы стыка плиты с колонной	15
§ 4. Расчет по деформациям и раскрытию трещин	19
Глава II. Унифицированные сборно-монолитные железобетонные конструкции безбалочных бескапительных перекрытий	22
§ 1. Особенности конструкции, изготовление и монтаж	22
§ 2. Технико-экономические показатели рекомендуемых конструкций	33
Глава III. Статический расчет	36
§ 1. Определение внутренних усилий в элементах каркаса — плитах перекрытий и колоннах	37
§ 2. Расчет ригеля-плиты на действие изгибающего момента	42
§ 3. Расчет плиты на продавливание	46
§ 4. Определение прогибов в перекрытии	49
Глава IV. Экспериментальное исследование продавливания надколонных плит	51
§ 1. Расчет опорных зон опытных плит	52
§ 2. Испытание надколонных плит с помощью бетонных блоков	54
§ 3. Испытание надколонной плиты на песчаном основании	57
§ 4. Испытание фрагмента стыка плиты и колонны на продавливание	58
§ 5. Испытание надколонных плит на жестком бетонном контуре	60
Глава V. Экспериментальные исследования прочности и деформаций плиты на натурном фрагменте	64
§ 1. Статический расчет фрагмента	65
§ 2. Расчет фрагмента с помощью электроаналоговой машины КСМ-5	69
§ 3. Испытание натурного фрагмента	72
Глава VI. Примеры расчета и конструирования	85
Список литературы	121

Анатолий Эммануилович Дорфман
Леонид Натанович Левонтин

ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕЗБАЛОЧНЫХ БЕСКАПИТЕЛЬНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Редакция литературы по строительной физике и конструкциям
Зав. редакцией Т. В. Горячева
Редактор С. Б. Обухова
Мл. редактор Э. И. Федотова
Оформление обложки художника А. А. Бекназарова
Технические редакторы Г. В. Климушкина и Н. Г. Бочкова
Корректор Е. Н. Кудрявцева

Сдано в набор 25/VI 1975 г.
Подписано к печати 17/X 1975 г.
Формат 84×108 1/32 д. л.
Бумага типографская № 2 6,72 усл. печ. л. (уч.-изд. 6,70 л.)
Тираж 4000 экз. Изд. № AVIII—3243 Зак. № 504 Цена 45 к.

Стройиздат
103006, Москва, Каляевская, 23а

Подольская типография Союзполиграфпрома при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
г. Подольск, ул. Кирова, д. 25

Таблица соотношений между некоторыми единицами физических величин, подлежащими изъятию и единицами СИ

Наименование величины	Единица				Соотношение единиц
	подлежащих изъятию		СИ		
	наименование	обозначение	наименование	обозначение	
Сила; нагрузка; вес	килограмм-сила тонна сила грамм-сила	кгс тс гс	ньютон	Н	1 кгс ~ 9,8 Н ~ 10 Н 1 тс ~ $9{,}8 \cdot 10^3$ Н ~ 10 кН 1 гс ~ $9{,}8 \cdot 10^{-3}$ Н ~ 10 мН
Линейная нагрузка	килограмм-сила на метр	кгс/м	ньютон на метр	Н/м	1 кгс/м ~ 10 Н/м
Поверхностная нагрузка	килограмм-сила на квадратный метр	кгс/м²	ньютон на квадратный метр	Н/м²	1 кгс/м² ~ 10 Н/м²
Давление	килограмм-сила на квадратный сантиметр миллиметр водяного столба миллиметр ртутного столба	кгс/см² мм вод. ст. мм рт. ст.	паскаль	Па	1 кгс/см² ~ $9{,}8 \cdot 10^4$ Па ~ ~ 10^5 Па ~ 0,1 МПа 1 мм вод. ст. ~ 9,8 Па ~ ~ 10 Па 1 мм рт. ст. ~ 133,3 Па

Продолжение

Наименование величины	Единица				Соотношение единиц
	подлежащая изъятию		СИ		
	наименование	обозначение	наименование	обозначение	
Удельная теплоемкость	калория на грамм·градус Цельсия килокалория на килограмм-градус Цельсия	кал/(г·°С) ккал/(кг×°С)	джоуль на килограмм·кельвин	Дж/(кг·К)	1 кал/(г·°С) ~ ~ $4{,}2 \cdot 10^3$ Дж/(кг·К) 1 ккал/(кг·°С) ~ ~ 4,2 кДж/(кг·К)
Теплопроводность	калория в секунду на сантиметр-градус Цельсия килокалория в час на метр-градус Цельсия	кал/(с·см×°С) ккал/(ч·м×°С)	ватт на метр-кельвин	Вт/(м·К)	1 кал/(с·см·°С) ~ ~ 420 Вт/(м·К) 1 ккал/(ч·м·°С) ~ ~ 1,16 Вт/(м·К)
Коэффициент теплообмена (теплоотдачи); коэффициент теплопередачи	калория в секунду на квадратный сантиметр-градус Цельсия килокалория в час на квадратный метр-градус Цельсия	кал/(с×см²·°С) ккал/(ч×м²·°С)	ватт на квадратный метр-кельвин	Вт/(м²·К)	1 кал/(с·см²·°С) ~ ~ 42 кВт/(м²·К) 1 ккал/(ч·м²·°С) ~ ~ 1,16 кВт/(м²·К)

Продолжение

Наименование величины	Единица				Соотношение единиц
	подлежащая изъятию		СИ		
	наименование	обозначение	наименование	обозначение	
Механическое напряжение Модуль продольной упругости; модуль сдвига; модуль объемного сжатия	килограмм-сила на квадратный миллиметр килограмм-сила на квадратный сантиметр	кгс/мм^2 кгс/см^2	паскаль	Па	1 кгс/мм^2 ~ 9,8·10^6 Па ~ ~ 10^7 Па ~ 10 МПа 1 кгс/см^2 ~ 9,8·10^4 Па ~ ~ 10^5 Па ~ 0,1 МПа
Момент силы; момент пары сил	килограмм-сила-метр	кгс·м	ньютон-метр	Н·м	1 кгс·м ~ 9,8 Н·м ~ ~ 10 Н·м
Работа (энергия)	килограмм-сила-метр	кгс·м	джоуль	Дж	1 кгс·м ~ 9,8 Дж ~ ~ 10 Дж
Количество теплоты	калория килокалория	кал ккал	джоуль	Дж	1 кал ~ 4,2 Дж 1 ккал ~ 4,2 кДж
Мощность	килограмм-сила-метр в секунду лошадиная сила калория в секунду килокалория в час	кгс·м/с л. с. кал/с ккал/ч	ватт	Вт	1 кгс·м/с ~ 9,8 Вт ~ ~ 10 Вт 1 л. с. ~ 735,5 Вт 1 кал/с ~ 4,2 Вт 1 ккал/ч ~ 1,16 Вт