

624
М-23

А. П. Мандринов

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ



ББК 38.53
М 23
УДК 624.012.45.04(075.32)

Рецензент — канд. техн. наук доц. *Р. А. Леонова*

Редакторы — *Г. А. Лебедева, Л. И. Круглова*

Мандриков А. П.

М 23 Примеры расчета железобетонных конструкций:
Учеб. пособие для техникумов. — 2-е изд., перераб.
и доп. — М.: Стройиздат, 1989. — 506 с.

ISBN 5-274-01013-X

Даны примеры расчета, конструирования и проектирования основных несущих железобетонных конструкций — междуэтажных перекрытий, лестничных площадок и маршей, центрально- и внецентренно сжатых колонн и фундаментов. Приведены компоновка покрытий промышленных зданий и сборных элементов и их расчет. Изд. 1-е вышло в 1979 г.

Для учащихся строительных техникумов, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство».

М $\frac{3305000000-650}{047(01) - 89}$ 117—90

ББК 38.53

© Стройиздат, 1979
ISBN 5-274-01013-X © Стройиздат, 1989, с изменениями

XXVII съезд КПСС наметил обширную программу капитального строительства. Выполнение этой программы предусмотрено Основными направлениями экономического и социального развития СССР на 1986—1990 годы и на период до 2000 года. Капитальные вложения следует направлять прежде всего на реконструкцию и техническое перевооружение действующих предприятий и на сооружение объектов, определяющих научно-технический прогресс и решение социальных задач. При этом закладываемые в проекты строительства объектов решения должны предусматривать использование достижений научно-технического прогресса, новейших технологий, эффективных материалов и конструкций, обеспечивающих экономию материальных ресурсов. Только в XII пятилетке намечено обеспечить экономии металлопроката в размере 14—16 %, цемента — 10—12 %, лесных материалов — 12—14 % и снизить стоимость строительно-монтажных работ на 4—5 %.

Для успешного выполнения намеченной программы необходимо шире внедрять в практику строительства сборные конструкции заводского изготовления, такие материалы и конструктивные решения элементов зданий и сооружений, которые обеспечат повышение уровня индустриализации строительного производства, экономию строительных материалов, снижение стоимости и повышение качества строительства. Этой задаче в полной мере отвечает дальнейшее развитие использования и совершенствования железобетонных конструкций.

Проектирование экономически эффективных железобетонных конструкций основывается на знании особенностей их работы под нагрузкой, правильном выборе конструктивных форм, использовании типовых и унифицированных решений, обоснованных соответствующим расчетом.

Техники-строители, специалисты по проектированию зданий и сооружений должны хорошо ориентироваться

как в способах возведения объектов, так и в вопросах их расчета и конструирования. Поэтому цель данного пособия состоит в том, чтобы дать в развернутом виде примеры расчета и конструирования основных типов несущих железобетонных конструкций: балок, ферм, панелей, перекрытий, колонн, фундаментов и др.

Примеры даны достаточно подробно, что позволит учащемуся самостоятельно проследить за ходом решения. По мере необходимости отдельные положения расчета содержат краткие теоретические обоснования. Кроме примеров в книге приведены основные сведения о бетоне, арматуре и железобетоне, их физико-механические характеристики, основы расчета и конструирования железобетонных элементов¹, а также нормативный и справочный материал, необходимый для курсового и дипломного проектирования.

Учебное пособие «Примеры расчета железобетонных конструкций» для техникумов составлено в соответствии с планом, утвержденным Управлением руководящих кадров и учебных заведений Минуралсибстроя СССР, и программой учебного курса по дисциплине «Строительные конструкции» для специальности «Промышленное и гражданское строительство». В методическом отношении пособие соответствует учебнику «Строительные конструкции», составленному для техникумов коллективом авторов под редакцией д-ра техн. наук проф. Т. Н. Цая [17, 18].

Автор приносит благодарность канд. техн. наук доц. Р. А. Леоновой за ценные замечания, сделанные при рецензировании рукописи, а также технику Е. Д. Мандриковой за участие в оформлении рукописи и иллюстраций.

¹ По данным СНиП 2.03.01-84 и частично литературным источникам.

Усилия от внешних нагрузок и воздействий

- F — усилие в узле, точке сечения и т. п.;
- M — изгибающий момент;
- N — продольная сила;
- P — усилие предварительного обжатия, определяемое по формулам, с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;
- Q — поперечная сила;
- T — крутящий момент

Характеристики материалов, положения арматуры, напряжений и геометрических размеров сечений

- A — площадь всего бетона в поперечном сечении;
- A_b — площадь сечения сжатой зоны бетона;
- A_{bt} — площадь сечения растянутой зоны бетона;
- A_{red} — площадь приведенного сечения элемента;
- A_{loc1} — площадь смятия бетона;
- A_{sw} — площадь сечения хомутов, расположенных в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;
- $A_{s,inc}$ — площадь сечения отогнутых стержней, расположенных в одной наклонной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;
- A_s, A'_s — площади сечения ненапрягаемой и напрягаемой части арматуры в растянутой S и сжатой S' зоне сечения; при определении усилия предварительного обжатия P — площади сечения ненапрягаемой части арматуры соответственно S и S' ;
- A_{sp}, A'_{sp} — площади сечения напрягаемой части арматуры в растянутой S и сжатой S' зоне сечения;
- a, a' — расстояния от равнодействующей усилий в арматуре соответственно S и S' до ближайшей грани сечения;
- b — ширина прямоугольного сечения; ширина ребра таврового и двутаврового сечений;
- b_f, b'_f — ширина полки таврового и двутаврового сечений в растянутой и сжатой зонах;
- c — расчетная длина наклонного сечения;
- d — номинальный диаметр стержней арматурной стали;
- e_0 — эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения;
- e_{op} — эксцентриситет усилия предварительного обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения;

- $e_{0,tot}$ — эксцентриситет равнодействующей продольной силы N и усилия предварительного обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения;
 e, e' — расстояния от точки приложения продольной силы N до равнодействующей усилий в арматуре S и S' ;
 e_s, e_{sp} — расстояния от точки приложения продольной силы N и усилия предварительного обжатия P до центра тяжести площади сечения;
 E_b — начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;
 E_s — модуль упругости арматуры;
 g — равномерно распределенная нагрузка на перекрытии или покрытии;
 h — высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;
 h_f, h'_f — высота полки таврового и двутаврового сечений в растянутой и сжатой зонах;
 h_0, h'_0 — рабочая высота сечения, равная $h-a$ и $h-a'$;
 I — момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;
 I_{red} — момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести;
 I_s — момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;
 I_{b0} — момент инерции площади сечения сжатой зоны бетона относительно нулевой линии;
 I_{s0}, I'_{s0} — момент инерции площадей сечения арматуры S и S' относительно нулевой линии;
 i — радиус инерции поперечного сечения элемента относительно центра тяжести сечения;
 l — пролет элемента;
 l_0 — расчетная длина элемента, подвергающегося действию сжимающей продольной силы;
 p — временная (полезная) равномерно распределенная нагрузка на перекрытии или покрытии;
 q — нагрузка на единицу длины элемента;
 $R_b, R_{b,ser}$ — расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний первой и второй группы;
 $R_{bt}, R_{bt,ser}$ — расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний первой и второй группы;
 $R_{b,loc}$ — расчетное сопротивление бетона смятию;
 R_{bp} — передаточная прочность бетона;
 $R_s, R_{s,ser}$ — расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний первой и второй группы;
 R_{sw} — расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению;
 R_{sc} — расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;
 S и S' — обозначения продольной арматуры: расположенной в растянутой и сжатой зонах; при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении — расположенной у менее и более сжатой грани сечения; при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении для центрально растянутых элементов — всей арматуры, расположенной в поперечном сечении элемента; для

- внецентренно растянутых элементов — арматуры, расположенной у более и менее растянутой грани сечения;
- S_{b0}, S'_{b0} — статические моменты площадей сечения сжатой и растянутой зон бетона относительно нулевой линии;
- S_{s0}, S'_{s0} — статические моменты площадей сечения арматуры S и S' относительно нулевой линии;
- s — расстояние между хомутами (поперечными стержнями), измеренное по длине элемента;
- W — момент сопротивления сечения элемента;
- W_{red} — момент сопротивления приведенного сечения элемента для крайнего растянутого волокна, определяемый как для упругого материала;
- x — высота сжатой зоны бетона;
- γ_{sp} — коэффициент точности натяжения арматуры;
- μ — коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения арматуры S к площади поперечного сечения элемента bh_0 без учета свесов сжатых и растянутых полок;
- $\xi = x/h_0$ — относительная высота сжатой зоны бетона;
- $\sigma_{sp}, \sigma'_{sp}$ — предварительные напряжения в напрягаемой арматуре S и S' до обжатия бетона либо в момент снижения предварительного напряжения в бетоне до нуля при воздействии на элемент внешних фактических или условных сил, определяемых с учетом потерь;
- σ_{bp} — сжимающие напряжения в бетоне на стадии предварительного обжатия, определяемые с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре.

Единицы измерений механических и физических величин

В учебном пособии единицы измерений механических и физических величин приведены по Международной системе единиц СИ, рекомендованной к применению НТС Госстандарта СССР.

Основные единицы измерений величин по системе СИ и их соотношение с единицами измерений по метрической системе, приведенные в пособии, следующие:

сила, нагрузка, вес — в ньютонах (Н) или кило-ньютонах (кН); соотношение: $1 \text{ кгс} = 9,80665 \text{ Н} \approx 9,81 \text{ Н}$ (округленно); $1 \text{ тс} = 9,80665 \text{ кН} \approx 9,81 \text{ кН}$;

линейная нагрузка, поверхностная нагрузка — в ньютонах на метр (Н/м); ньютонах на квадратный метр (Н/м²); соотношение: $1 \text{ кгс/м} \approx 9,81 \text{ Н/м}$; $1 \text{ кгс/м}^2 \approx 9,81 \text{ Н/м}^2$;

масса — в килограммах (кг) и тоннах (т);

давление, механическое напряжение, модуль продольной упругости и модуль сдвига — в паскалях (Па) или мегапаскалях (МПа) ($1 \text{ Па} = \text{Н/м}^2$; $1 \text{ МПа} = 10^6 \text{ Па}$); соотношение $1 \text{ кгс/см}^2 = 98066,5 \text{ Па} \approx 0,0981 \text{ МПа}$; $1 \text{ кгс/мм}^2 = 9\,806\,650 \text{ Па} \approx 9,81 \text{ МПа}$;

момент силы, момент пары сил — в ньютон-метрах (Н·м) или килоньютон-метрах (кН·м); соотношение: $1 \text{ кгс} \cdot \text{м} \approx 9,81 \text{ Н} \cdot \text{м}$; $1 \text{ тс} \cdot \text{м} \approx 9,81 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

При сопоставлении внешнего воздействия (силы, момента) и несущей способности по прочности материалов, а также при вычислении жесткости изгибаемых элементов принята размерность $\text{МПа} \cdot \text{см}^2 = 100 \text{ Н} = 0,1 \text{ кН}$.

ЖЕЛЕЗОБЕТОН— КОМПЛЕКСНЫЙ МАТЕРИАЛ

Железобетон (точнее сталебетон) представляет собой комплексный строительный материал, состоящий из бетона и стальных стержней, работающих в конструкции совместно в результате сил сцепления. Область применения этого материала практически не ограничена.

Известно, что бетон хорошо сопротивляется сжатию и значительно слабее растяжению (в 10—20 раз меньше, чем сжатию), а стальные стержни имеют высокую прочность как при растяжении, так и при сжатии. Основная идея создания железобетона и состоит в том, чтобы рационально использовать лучшие свойства составляющих их материалов при совместной работе. Поэтому стальные стержни (арматуру) располагают так, чтобы возникающие в железобетонном элементе растягивающие усилия воспринимались в большей степени арматурой.

В изгибаемых элементах, например в плитах, балках, настилах и др., основную арматуру размещают в нижней растянутой зоне сечения (рис. 1, а), а в верхней сжатой зоне ее либо совсем не устанавливают, либо устанавливают в небольшом количестве, необходимом для конструктивной связи стержней в единые каркасы и сетки. В элементах, работающих на сжатие, например в колоннах (рис. 1, б), включение в бетон небольшого количества арматуры также значительно (в 1,5—1,8 раза) повышает их несущую способность. Возникающие в колоннах растягивающие напряжения от поперечных деформаций воспринимаются хомутами или поперечными стержнями; последние служат также для связи продольных стержней в плоские или пространственные каркасы. В растянутых элементах (рис. 1, в) действующие усилия воспринимаются арматурой. В изгибаемых и внецентренно нагруженных элементах в местах действия поперечных сил возникают главные растягивающие напряжения, которые уже не могут восприниматься продольной арматурой растянутой зоны. Если в таких местах не установить арматуру, то по-

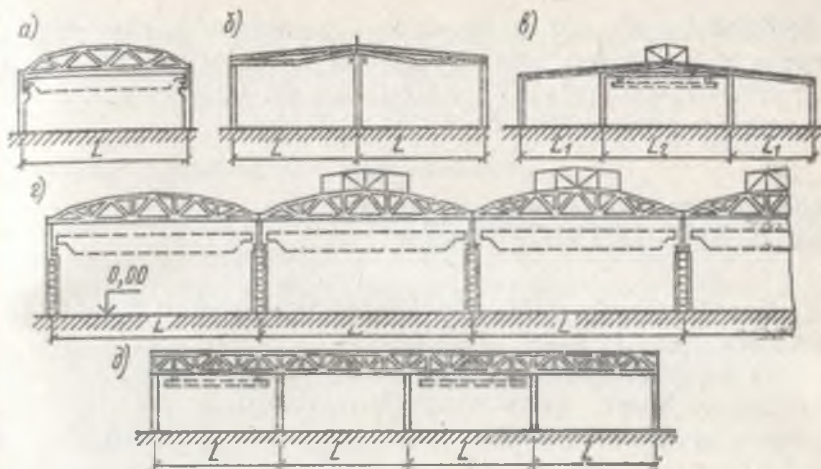


Рис. 1. Каркасы поперечника одноэтажных зданий

являются наклонные трещины примерно под углом 45° . Для восприятия главных растягивающих напряжений и предотвращения образования трещин в балках устанавливают хомуты или поперечные стержни. При необходимости нижнюю продольную арматуру отгибают под углом $45\text{--}60^\circ$ вверх с заделкой в сжатой зоне бетона.

Основу совместной работы бетона и стальной арматуры составляет благоприятное природное сочетание их некоторых физико-механических свойств, а именно:

1) сталь и бетон имеют близкие по значению коэффициенты линейного расширения — для бетона $0,00001\text{--}0,000015$, для стали $0,000012$, поэтому при обычных температурных изменениях (до 100°C) дополнительные напряжения в зоне контакта арматуры с бетоном не возникают и сцепление не нарушается, оба материала работают совместно;

2) бетон при твердении дает некоторую усадку, вследствие чего его сцепление с арматурой еще больше увеличивается;

3) плотный тяжелый бетон является хорошей защитой арматуры от коррозии и огня.

Благодаря многочисленным положительным свойствам железобетона — долговечности, огнестойкости, высокой прочности и жесткости, плотности, гигиеничности и сравнительно небольшим эксплуатационным расходам — конструкции из него широко применяют во всех областях строительства. Предварительное напряжение

железобетона дает возможность повысить трещиностойкость и жесткость конструкций и тем самым еще более расширить область их использования, особенно для покрытий и перекрытий больших пролетов.

КЛАССИФИКАЦИЯ И ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Все железобетонные конструкции можно разделить на несколько видов:

а) по назначению — для жилищного, общественного, промышленного, сельскохозяйственного и мелиоративного, транспортного, энергетического строительства и др.;

б) по материалу — из тяжелого и мелкозернистого бетона, из легкого бетона плотной и поризованной структуры, из ячеистого бетона, из напрягающего бетона;

в) по способу выполнения — монолитные, возводимые непосредственно на объекте строительства; сборные, изготавливаемые на заводах и полигонах; сборно-монолитные, возводимые из сборных элементов с добетонированием отдельных участков на месте строительства;

г) по способу армирования — с обычным армированием (каркасами, сетками и отдельными стержнями) и с предварительным напряжением арматуры из высокопрочных стержней, проволоки или арматурных канатов.

С развитием строительной индустрии широкое распространение получили сборные железобетонные конструкции, которые в наибольшей степени отвечают требованиям максимальной индустриализации строительства. Монолитный железобетон в настоящее время применяется в особых случаях при достаточном технико-экономическом обосновании, например в индивидуальных с нетиповыми пролетами зданиях, в зданиях, возводимых в подвижной опалубке. Сборно-монолитные конструкции выгодны для большепролетных и других сооружений, когда добетонирование участков и замоноличивание стыков конструкций повышает общую пространственную прочность и жесткость здания или сооружения, в результате чего достигается и экономический эффект. На

основные виды сборных конструкций имеются каталоги с указанием номенклатуры изделий, выпускаемых заводами для того или иного вида строительства.

РАЗВИТИЕ ПРОИЗВОДСТВА ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Железобетон, несмотря на некоторые недостатки (большой собственный вес изделий, высокую тепло- и звукопроводность, возможность появления трещин при изготовлении и эксплуатации конструкций и др.), которые малозначительны в сравнении с его многочисленными достоинствами, является основой современного капитального строительства. Массовое применение, как отмечено выше, имеют сборные железобетонные конструкции, которые не только отвечают требованиям индустриализации строительства, но и позволяют улучшать качество конструкций при их полной заводской готовности, монтировать здания круглый год и снижать трудоемкость и стоимость их возведения.

За короткий срок в СССР была создана новая отрасль строительной индустрии — производство заводского сборного железобетона. По уровню производства сборного железобетона СССР занимает первое место в мире.

Увеличение применения сборного железобетона хорошо видно из следующих цифр:

Год	1951	1953	1962	1975	1980	1982
Объем, млн. м ³	1,3	2,1	45,7	114	121	123

Намечено дальнейшее развитие сборного железобетона и увеличение на 25—30% применения более эффективных конструкций из предварительно-напряженного, легкого и высокопрочного железобетона.

В современном строительстве из сборного железобетона возводят одноэтажные (рис. 1—3) и многоэтажные промышленные здания, жилые крупнопанельные дома (рис. 4), мосты и эстакады, стойки ЛЭП, сельскохозяйственные строения, подземные и наземные объекты в гидротехническом и мелиоративном строительстве, коллекторы, тоннели и станции метрополитенов, сооружения связи и многие другие.

Важной задачей в области строительства является снижение его материалоемкости. Этого можно достигнуть применением новых эффективных материалов и облегченных конструкций, лучшим использованием ма-

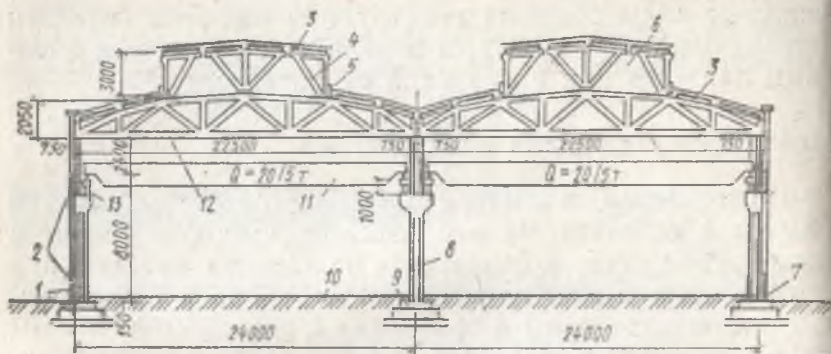


Рис. 2. Конструкция промышленного здания с мостовыми кранами. 1 — крайняя колонна; 2 — стеновые панели; 3 — панели покрытия; 4 — блоки фонарной рамы; 5 — бортовая панель фонаря; 6 — световой фонарь; 7 — фундаментная балка (рандбалка); 8 — средняя колонна; 9 — фундамент; 10 — цементно-бетонный пол по уплотненному грунту; 11 — мостовой кран; 12 — стропильная ферма; 13 — подкрановая балка

териальных ресурсов в строительстве. По данным НИИЭС, в 1970 г. масса всех использованных материалов на 1 млн руб. строительно-монтажных работ составила 23,4 тыс. т, а в 1985 г. — 22,2 тыс. т, т. е. снизилась на 4,5%. Уменьшение материалоемкости капитального строительства предусматривается и в последующий период. Значительная доля уменьшения массы зданий и сооружений достигается совершенствованием сборных железобетонных конструкций, применением предварительно напряженного, легкого, высокопрочного сборного железобетона. Следует подчеркнуть, что при огромных масштабах капитального строительства в нашей стране уменьшение массы конструкций зданий и сооружений только на 1% позволяет сократить расход сборного железобетона более чем на 1,5 млн. м³, цемента — на 1,5 млн. т, стеновых материалов — до 2 млн. м³, металлопроката — до 1 млн. т и т. д.

Следовательно, уже на стадии проектных решений необходимо добиваться экономически эффективных конструктивных разработок, с учетом максимальной унификации конструкций и изделий повышенной степени заводской готовности; следует проводить выбор наиболее экономичного варианта сочетания сборных и монолитных конструкций, обеспечивающего сокращение трудоемкости их изготовления и монтажа, а также уменьшение стоимости зданий и сооружений. Целесообразно более широко применять объемные пространственные

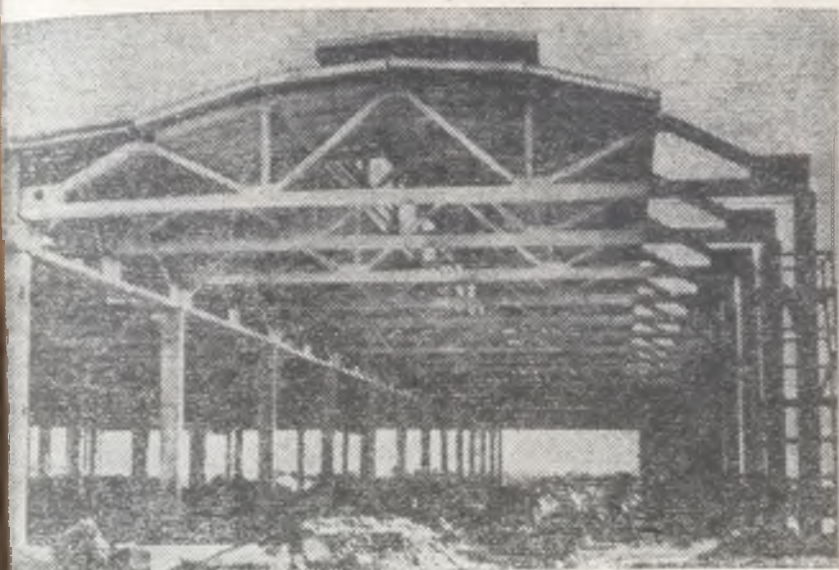


Рис. 3. Одноэтажное промышленное здание без мостовых кранов

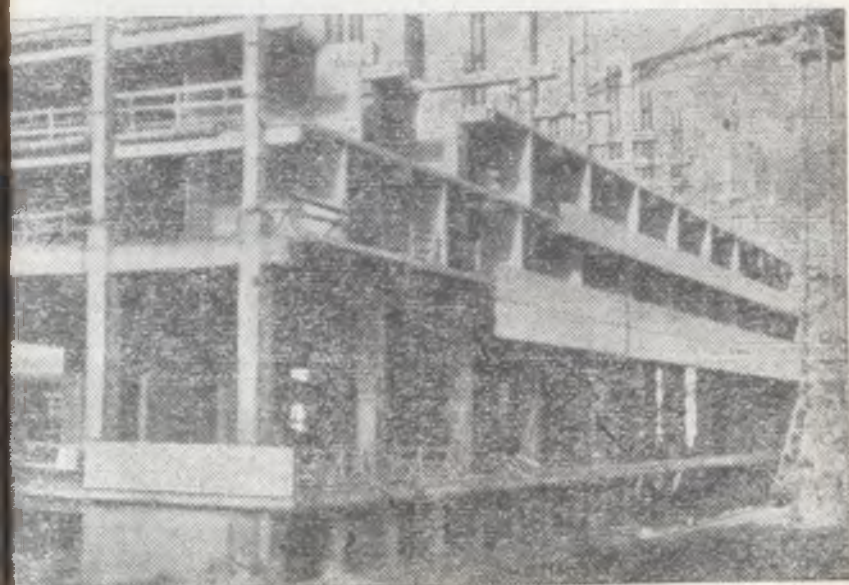


Рис. 4. Многоэтажное каркасно-крупнопанельное здание

конструкции (например, блок-комнаты, блок-квартиры), тонкостенные конструкции из высокопрочных бетонов, а также эффективные конструкции из бетонов на легких пористых заполнителях.

Глава 1. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О МАТЕРИАЛАХ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. РАЗМЕЩЕНИЕ АРМАТУРЫ

§ 1. БЕТОН

Бетон для железобетонных конструкций должен обладать необходимой прочностью, хорошим сцеплением с арматурой, достаточной плотностью для защиты арматуры от коррозии, морозостойкостью, а также в особых случаях жаростойкостью при длительном действии высоких температур (более 200°C) и коррозионной стойкостью при агрессивном воздействии среды. Бетоны подразделяют по следующим признакам:

по структуре — плотной структуры (процент межзерновых пустот не свыше 6); крупнопористые малопесчаные и беспесчаные, поризованные с искусственной пористостью затвердевшего вяжущего в пространстве между зернами заполнителя (процент пустот более 6); ячеистые с искусственно созданными порами;

по средней плотности ρ , кг/м^3 . — особо тяжелые $\rho > 2500$; тяжелые, $2200 < \rho \leq 2500$; облегченные, $1800 < \rho \leq 2200$; легкие, $800 < \rho \leq 2000$; особо легкие, $\rho \leq 500$;

по виду вяжущего — цементные, силикатные (на известковом вяжущем), на гипсовом вяжущем, на смешанном и специальных вяжущих;

по виду заполнителя — на плотных заполнителях (для тяжелых бетонов), на пористых заполнителях (для легких и поризованных бетонов), на специальных заполнителях, удовлетворяющих требованиям биологической защиты от излучений, жаростойкости, химической стойкости и т. п.;

по зернистому составу заполнителя — крупнозернистые (с крупным и мелким заполнителем) и мелкозернистые (только с мелким заполнителем);

по условиям твердения — бетоны естественного твердения, подвергнутые тепловой обработке при атмосферном давлении и с тепловой обработкой в автоклавах.

Для несущих железобетонных конструкций применяют бетоны следующих основных видов:

тяжелый бетон плотной структуры на цементном вяжущем на плотных заполнителях, крупнозернистый, тяжелый по плотности, приготовленный при любых условиях твердения;

мелкозернистый бетон плотной структуры на цементном вяжущем, средней плотностью свыше 1800 кг/м^3 ;

легкий бетон плотной структуры на цементном вяжущем и на пористых заполнителях, легкий или облегченный по плотности, приготовленный при любых условиях твердения.

Для сборных конструкций заводского изготовления рекомендован также силикатный бетон (на известковом вяжущем).

Бетоны поризованные и ячеистые, а также на пористых заполнителях при средней плотности до 1400 кг/м^3 применяют преимущественно для ограждающих конструкций. Бетоны легкие допустимо применять в несущих конструкциях при средней плотности более 1200 кг/м^3 . Особо легкие бетоны рекомендуются в качестве теплоизоляции, а особо тяжелые — в основном для биологической защиты от излучений. Бетоны мелкозернистые применяют в армированных конструкциях для заполнения швов в сборных конструкциях, а также для защиты от коррозии и обеспечения сцепления бетона с напрягаемой арматурой, расположенной в каналах, пазах и на поверхности конструкций.

В дальнейшем изложении будем рассматривать только тяжелые бетоны и легкие бетоны на пористых заполнителях, рекомендуемые для несущих железобетонных конструкций. Схемы работы конструкций приведены на рис. 1.1.

Для тяжелых бетонов в качестве плотных заполнителей применяют щебень из камней тяжелых пород (песчаника, гранита, диабазы и др.) и природный кварцевый песок. Пористыми заполнителями могут быть легкие естественные породы (пемза, ракушечник, шунгизит и др.) и искусственные материалы (керамзит, перлит, шлак, термозит и аглопорит); соответственно названию заполнителя различают шлакобетон, перлитобетон, керамзитобетон и др.

В последние годы большое внимание уделяется исследованиям в области создания и внедрения в строитель-

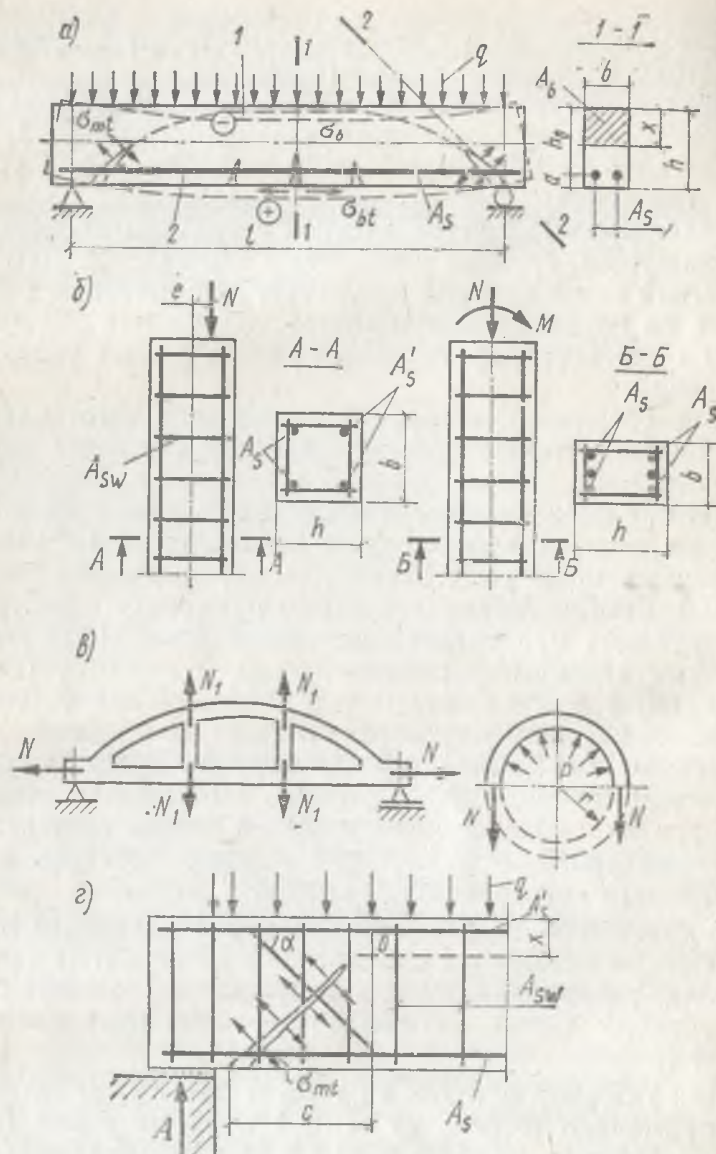


Рис. 1.1. Схемы работы железобетонных элементов под нагрузкой: а — при изгибе (1 — сжатая зона; 2 — растянутая зона); б — при сжатии; в — при растяжении; г — при действии поперечных сил

ство полимерцементных бетонов и полимербетонов В полимерцементном бетоне в качестве добавок к цементу применяют полимерные связующие материалы (10—20% массы цемента): растворимые смолы, дивинилстирольный латекс, поливинилацетатную эмульсию и др. В полимербетоне цемент полностью заменен полимерными вяжущими материалами. К положительным свойствам указанных бетонов относятся повышенная прочность на растяжение, лучшее сцепление с арматурой и высокая коррозионная стойкость. Однако эти бетоны характеризуются в сравнении с обычным бетоном высокой стоимостью полимерных материалов, поэтому для несущих конструкций их можно рекомендовать только при соответствующем обосновании.

Прочность бетона. Механические свойства бетона характеризуются его сопротивлением осевому сжатию и растяжению. Сопротивление бетона осевому сжатию оценивается его классом по прочности на сжатие В, устанавливаемой стандартными испытаниями на осевое сжатие кубов с размером ребер 15 см, испытанных через 28 дней хранения при температуре $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}$ (и при других условиях по стандарту).

Согласно СНиП 2.03.01—84, для бетонных и железобетонных конструкций следует предусматривать бетоны, отвечающие по качеству следующим показателям (по классу и маркам):

- классу по прочности на сжатие В;
- классу по прочности на осевое растяжение В_t (когда эта характеристика имеет главенствующее значение и контролируется на производстве);
- марке по морозостойкости F (для конструкций, подвергающихся в увлажненном состоянии действию попеременного замораживания и оттаивания);
- марке по водонепроницаемости W (для конструкций, к которым предъявляются требования ограничения проницаемости);

- марке по средней плотности D (для конструкций, к которым кроме конструктивных предъявляются требования теплоизоляции);

- марке по самонапряжению напрягающего бетона S_p (для самонапряженных конструкций при наличии контроля на производстве и коэффициенте продольного армирования $\mu = 0,01$).

Классы и марки бетонов для бетонных и железобетонных конструкций указаны в табл. 1.1. Как видно из этой таблицы, согласно СНиП, установлены следующие классы бетонов по прочности на сжатие:

для тяжелых бетонов — В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5;

для легких бетонов — В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5;

для бетонов с низкой плотностью — В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5;

для бетонов с высокой плотностью — В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5;

18 Таблица 1.1. Классы и марки конструктивных бетонов

Вид бетона	Класс по прочности			Марка		
	на сжатие	на осевое растяжение	по морозостойкости	по водонепроницаемости	по самонапряжению	
Тяжелый бетон	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60	B _t 0,8; B _t 1,6; B _t 2,4; B _t 3,2	B _t 1,2; B _t 2; B _t 2,8; F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500	W2; W4; W6; W8; W10; W12	—	
Напрягающий бетон	B20; B25; B30; B35; B45; B50; B55; B60	То же	То же	He W12 ниже	S _p 0,6; S _p 0,8; S _p 1; S _p 1,2; S _p 1,5; S _p 2; S _p 3; S _p 4	
Мелкозернистый бетон группы:						
А — на песке с модулем крупности свыше 2 при любых условиях твердения при атмосферном давлении	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40			W2; W4; W6; W8; W10; W12	—	
Б — то же, с модулем крупности 2 и менее	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B20; B25; B30					
В — подвергнутый автоклавной обработке	B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60					
Легкий бетон при марках по средней плотности:						
D800, D900	B2,5; B3,5; B5; B7,5		F25; F35; F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500	W2; W4; W6; W8; W10; W12	—	
D1000, D1100	B2,5; B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5					
D1200, D1300	B2,5; B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15					
D1400, D1500	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30					
D1600, D1700	B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35					
D1800, D1900	B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40					
D2000	B20; B25; B30; B35; B40					
Ячеистый бетон при марках по средней плотности:	Автоклавный	Неавтоклавный	—	F15; F25; F35; F50; F75; F100	—	
D500	B1; B1,5	—				

Вид бетона	Класс по прочности		морозостой- кости	Марка	
	на сжатие	на осевое растя- жение		по водонепро- ницаемости	по самоупра- влению
D600	Автоклавный B1; B1,5; B2; B2,5	Неавтоклавный B1; B1,5	F15; F25; F35; F50; F75; F100	—	—
D700	B1,5; B2; B2,5; B3	B1,5; B2; B2,5			
D800	B2,5; B3,5; B5	B2, B2,5; B3,5			
D900	B3,5; B5; B7,5	B3,5; B5			
D1000	B5; B7,5; B10	B5; B7,5			
D1100	B7,5; B10; B12,5; B15	B7,5 B10			
D1200	B10; B12,5; B15	B10; B12,5			
Поризованный бетон при марках по средней плот- ности:			F15; F25; F35; F50; F75; F100	—	—
D800, D900, D1000, D1100, D1200, D1300	B2,5; B3,5; B5; B7,5				

В15; В20; В25; В30; В35; В40; В50; В55; В60; при этом бетоны промежуточных классов В22,5; В27,5 надо применять в тех случаях, когда это приводит к экономии цемента по сравнению с применением бетона классов соответственно В25 и В30 и не снижает технико-экономические показатели конструкций;

для легких бетонов — аналогично от В2,5 до В40 в зависимости от марок по средней плотности D ;

для мелкозернистых бетонов — от В3,5 до В60 с той же градацией, что и для тяжелого бетона, но в зависимости от групп бетона А, Б или В, характеризующихся крупностью заполнителя и условиями твердения;

для ячеистых бетонов — от В1 до В15 в зависимости от средней плотности бетона и условий твердения (автоклавных и неавтоклавных);

для поризованных бетонов — от В2,5 до В7,5 в зависимости от средней плотности бетона.

Для конструкций, работающих преимущественно на растяжение, нормами установлены классы бетона по прочности на осевое растяжение R_t : для тяжелых, легких и мелкозернистых бетонов — $R_t 0,8$; $R_t 1,2$; $R_t 1,6$; $R_t 2,4$; $R_t 2,8$; $R_t 3,2$.

Классы бетона по прочности на сжатие и на осевое растяжение характеризуют соответственно предел прочности осевому сжатию R (кубиковая прочность) и временное сопротивление осевому растяжению R_t стандартных образцов бетона в МПа по ГОСТу.

Для конструкций, подвергающихся многократному замораживанию и оттаиванию, установлены марки бетона по морозостойкости F , характеризующие количество циклов попеременного замораживания и оттаивания, которое способны выдержать образцы бетона в насыщенном водой состоянии без снижения их прочности на сжатие более чем на 25% и без потери массы более 5%: для тяжелого, напрягающего и мелкозернистого бетонов — от F50 до F500; для легких бетонов — от F25 до F500; для ячеистого и поризованного бетонов — от F15 до F100.

Для конструкций, работающих под давлением жидкости (резервуары, напорные трубы, плиты облицовок оросительных каналов и др.), установлены марки бетона по водонепроницаемости W , одинаковые для тяжелых, мелкозернистых и легких бетонов — от W2 до W12, что соответствует предельному давлению воды (в кгс/см²),

при котором еще не наблюдается просачивание ее через испытываемые образцы — цилиндры; для испытаний принимают не менее шести образцов высотой 150 и диаметром 150 мм.

Оптимальную проектную марку и класс бетона начинают на основании технико-экономических соображений с учетом типа и назначения конструкции, ее напряженного состояния, условий эксплуатации и т. д. Согласно строительным нормам, для железобетонных конструкций рекомендуется принимать класс тяжелого бетона по прочности на сжатие не ниже В7,5; для сжатых элементов, рассчитываемых на действие многократно повторяющейся нагрузки, — не ниже В15, для сильно нагруженных сжатых стержневых элементов из тяжелого и легкого бетона (например, колонн цехов с крановыми нагрузками, колонн нижних этажей многоэтажных зданий и т. п.) не ниже В25. Целесообразно применять бетоны высоких классов (В50, В60 и выше), которые позволяют проектировать элементы с площадью сечения малых размеров, экономить бетон и снизить вес. В некоторых случаях для несущих конструкций весьма эффективны легкие бетоны на пористых заполнителях, например керамзитобетон классов В30 и В40, при применении которых снижается собственный вес конструкций на 25—30%. При применении высокопрочных тяжелых бетонов и легких бетонов на пористых заполнителях в расчетах необходимо учитывать особенности их работы (повышенную хрупкость тяжелых бетонов и большую, чем для тяжелых, деформативность легких бетонов на пористых заполнителях) путем правильного учета соответствующих характеристик сопротивления и условий работы бетона согласно СНиП.

Для предварительно-напряженных элементов класса бетона, в котором расположена напрягаемая арматура, принимают в зависимости от вида и класса арматуры для проволочной арматуры: класса В-II с анкерами — не ниже В20; класса Вр-II без анкеров при диаметре проволоки до 5 мм включительно — не ниже В20, а при диаметре проволоки 6 мм и более — не ниже В30; классов К-7 и К-19 — не ниже В30;

для стержневой арматуры без анкеров диаметром от 10 до 18 мм (включительно): класса А-IV — не ниже В15, А-V — не ниже В20, А-VI — не ниже В30; для стержневой арматуры без анкеров диаметром 20 мм

более: класса А-IV — не ниже В20, А-V — не ниже В25, А-VI — не ниже В30.

Передаточная прочность бетона R_{bp} в предварительно-напряженных конструкциях назначается не ниже 50% указанных выше минимальных значений класса бетона и не менее 11 МПа, а при арматуре класса А-VI или К-7 и К-19 — не менее 15,5 МПа. При изготовлении предварительно-напряженных элементов обычно принимают класс бетона выше, чем минимально допустимый, например В40, В50, В60 и выше. Для защиты от коррозии напрягаемой арматуры, расположенной в пазах и на поверхности конструкции, следует применять мелкозернистый бетон класса не ниже В12,5, для инъекции канатов — не ниже В25 и для замоноличивания стыков элементов сборных железобетонных конструкций — не ниже В7,5.

Нормативные и расчетные сопротивления бетона. Нормативными сопротивлениями тяжелого и легкого бетонов, а также бетона на пористых заполнителях, устанавливаемыми с учетом статистической изменчивости прочности, являются: сопротивление осевому сжатию кубов (кубиковая прочность) R_n , осевому сжатию призм (призменная прочность) R_{bn} и осевому растяжению $R_{btн}$. Нормативную кубиковую прочность бетона определяют в зависимости от среднего сопротивления осевому сжатию $\bar{R}$ эталонных образцов-кубов, характеризующего класс бетона В по формуле

$$R_n(B) = \bar{R}(1 - 1,64v); \quad R_n(B) = 0,778\bar{R} \text{ при } v = 135, \quad (1.1)$$

где v — коэффициент вариации прочности бетона.

Нормативную призменную прочность бетона при сжатии вычисляют по эмпирической формуле

$$R_{bn} = B(0,77 - 0,00125B), \quad (1.2)$$

но не менее 0,72В.

Нормативное сопротивление бетона осевому растяжению $R_{btн}$ при обеспечении контроля класса бетона на растяжение B_t принимают:

$$R_{btн}(B_t) = R_{bt}(1 - 1,64v); \\ R_{btн}(B_t) = 0,778\bar{R}_{bt} \text{ при } v = 0,135. \quad (1.3)$$

Схемы контрольных образцов бетона при определении $\bar{R}$ и $\bar{R}_{bt}$ показаны на рис. 1.2.

Прочность бетона при сжатии. Значения $\bar{R}$ по резуль-

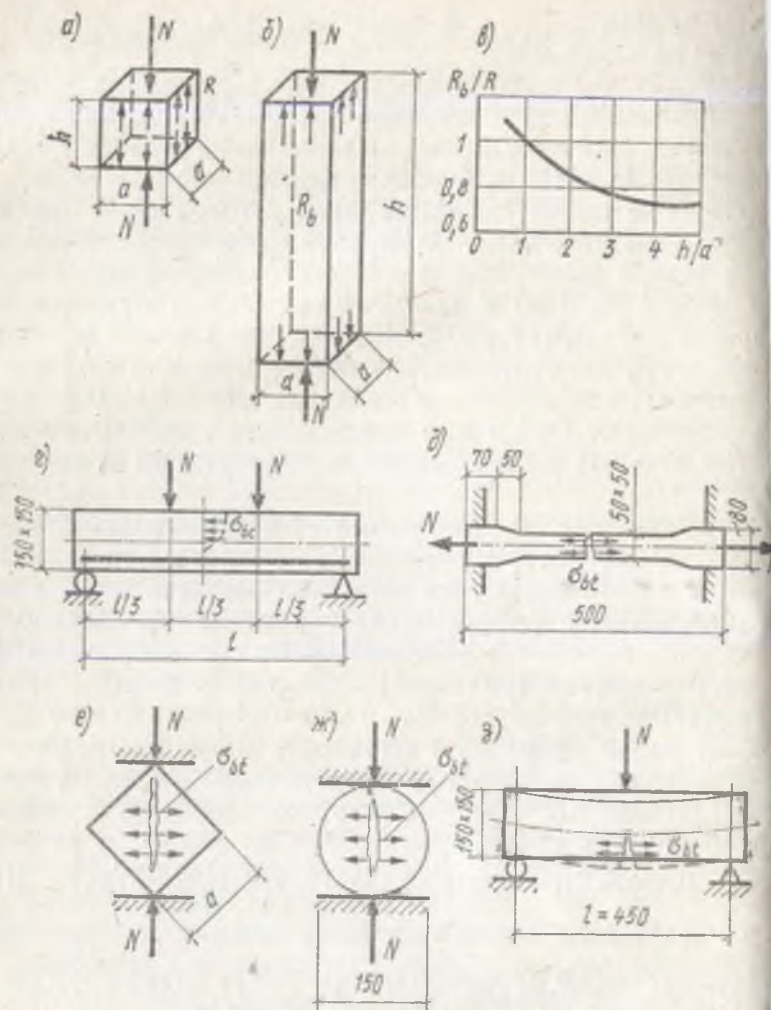


Рис. 1.2. Стандартные образцы для определения временных сопротивлений бетона

а — в — при осевом сжатии; г — сжатию при изгибе; д — з — при осевом растяжении

татам испытаний контрольных образцов вычисляют следующим формулам.

Кубиковая прочность бетона при сжатии

$$R_1 = N/A = N/a^2, \quad (1)$$

где $a = 15$ см — ребро стандартного куба.

При $a = 20$ см сопротивление сжатию тяжелого бетона $\sigma = 0,93R$, а при $a = 10$ см $\sigma \approx 1,1R$; для кубов

гкого бетона и на пористых заполнителях соответственно $0,97\bar{R}$ и $1,03\bar{R}$.

Прочность бетона при сжатии можно определить также испытанием образцов-цилиндров диаметром 15 см высотой 30 см. Прочность таких образцов R_c составляет $0,7—0,75$ временного сопротивления сжатию куба ребром 15 см [т. е. $R_c = (0,7 \div 0,75)\bar{R}$].

Так как железобетонные конструкции по форме и размерам отличаются от кубов, то кубиковую прочность бетона нельзя непосредственно использовать в расчетах прочности элементов конструкций. Основной характеристикой прочности бетона сжатию элементов является призматическая прочность R_{bn} , которая определяется по формуле (1.4) и обычно составляет $0,75$ кубиковой прочности:

$$R_{bn} = 0,75\bar{R} \text{ при } h/a = 4. \quad (1.5)$$

Призматическая прочность бетона при сжатии в значительной степени зависит от отношения высоты призмы h к стороне основания a ; при уменьшении h/a значение R_{bn} возрастает, при увеличении h/a значение R_{bn} уменьшается (см. рис. 1.2, в); при $h/a = 4 \div 7$ значение R_{bn} почти не изменяется, поэтому стандартные призмы бетона изготавливают обычно с отношением $h/a = 4$.

Прочность бетона при растяжении. Временное сопротивление бетона осевому растяжению R_{btn} можно вычислить по эмпирической формуле в зависимости от кубиковой прочности бетона при сжатии $\bar{R}$:

$$R_{btn} = 0,5 \sqrt[3]{\bar{R}^2}. \quad (1.6)$$

Более точные значения R_{btn} находят испытанием на разрыв образцов бетона в виде восьмерок (см. рис. 1.2, д), на раскалывание образцов-кубов или цилиндров (см. рис. 1.2, е, ж), на изгиб бетонных балок (см. рис. 1.2, з). Напряженное состояние сжатой зоны при изгибе определяют по схеме, приведенной на рис. 1.2, г.

При осевом растяжении образцов в виде восьмерки $R_{btn} = N/A$. При испытании балок (см. рис. 1.2, з) временное сопротивление бетона осевому растяжению вычисляют по разрушающему моменту M :

$$R_{btn} = M/\gamma W = 3,5M/bh^2, \quad (1.7)$$

где $W = bh^2/6$ — момент сопротивления прямоугольного поперечного сечения балки шириной b и высотой h ; $\gamma = 1,7$ — множитель, учи-

тывающий криволинейный характер эпюры напряжений в зоне растянутой зоны.

Для стандартных балок размером $150 \times 150 \times 150$ мм — расчетная длина балки; $W = 153/6 = 562 \text{ см}^3$

$$M = Nl_0/4 = N \cdot 45/4 = 11,25N;$$

$$R_{btн} = \frac{11,25N}{1,7 \cdot 562} \approx 0,012N.$$

Используя зависимость (1.6), можно найти нормативное сопротивление осевому растяжению $R_{btн}$ по следующей формуле с учетом понижающего коэффициента k :

$$R_{btн} = 0,5k \sqrt[3]{R_n^2}, \text{ или } R_{btн} = 0,5k \sqrt[3]{B^2},$$

где $k=0,8$ — для бетонов класса В35 и ниже; $k=0,7$ — для бетонов класса В40 и выше.

Прочность бетона при срезе и скалывании. Временное сопротивление бетона при срезе R_{sh} в случаях, когда не проводят специальных испытаний, можно определять по эмпирической формуле

$$R_{sh} = 0,7 \sqrt{R_b R_{bt}}, \text{ или } R_{sh} = 2R_{bt}.$$

Согласно опытным данным, временное сопротивление скалыванию бетона при изгибе R_{sh} в 1,5—2 раза больше R_{bt} .

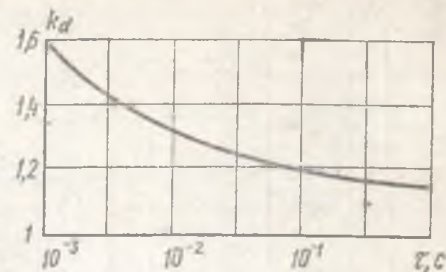
В расчетах прочности железобетонных конструкций учитывают также влияние на прочность бетона длительности действия нагрузки (при осевом сжатии $R_{bt} = 0,9R_b$), воздействие многократно повторных нагрузок (наименьший предел выносливости бетона $R_r = 0,5R_b$), динамическое упрочнение бетона при возникающих вследствие ударных и взрывных воздействий динамической нагрузке большой интенсивности, но малой продолжительности. Временное сопротивление бетона сжатию при большой динамической нагрузке

$$R_d = k_d R_b,$$

где k_d — коэффициент динамического упрочнения бетона, зависящий от времени τ нагружения образца.

При $\tau=0,1$ с коэффициент $k_d=1,2$ (рис. 1.3). Значения нормативных сопротивлений бетона с округлением приведены в табл. 1.2. Нормативное сопротивление бетона осевому растяжению $R_{btн}$ в случаях, когда при

рис. 1.3. Зависимость коэффициента динамического упрочнения бетона k_d от продолжительности воздействия динамической нагрузки



прочность бетона на растяжение контролируется на производстве, принимается равным его гарантированной прочности (классу) на осевое растяжение. Так, например, тяжелый бетон класса В0,8 имеет нормативное сопротивление осевому растяжению $R_{btн} = 0,8$ МПа, класса В1,2 — $R_{btн} = 1,2$ МПа и т. д.

Расчетные сопротивления бетона, используемые для расчета элементов по прочности (первая группа предельных состояний), определяют делением нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по бетону γ_{bt} (табл. 1.3): при сжатии $\gamma_{bc} = 1,3$, при растяжении без контроля класса бетона на растяжение $\gamma_{bt} = 1,5$ и с контролем на растяжение $\gamma_{bt} = 1,3$, а также умножением на коэффициенты условий работы бетона γ_b , учитывающие особенности свойств бетонов, длительность действия нагрузки и многократность ее повторения, условия и стадию работы конструкции, способ ее изготовления, размеры сечения и т. п.

Расчетные сопротивления бетона вычисляют по формулам:

при осевом сжатии

$$R_b = R_{bn} / \gamma_{bc}; \quad (1.11)$$

при осевом растяжении

$$R_{bt} = R_{btн} / \gamma_{bt}. \quad (1.12)$$

С учетом коэффициентов условий работы бетона формулы (1.11) и (1.12) принимают вид:

$$R_b = R_{bn} \gamma_b / \gamma_{bc}; \quad (1.13)$$

$$R_{bt} = R_{btн} \gamma_b / \gamma_{bt}. \quad (1.14)$$

Значения расчетных сопротивлений бетона R_b и R_{bt} по выражениям (1.11) и (1.12) приведены в табл. 1.4, коэффициенты условий работы γ_b — в табл. 1.5.

Т а б л и ц а 1.2. Нормативные сопротивления бетона R_{bn} , R_{bt} и расчетные сопротивления $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ для предельных состояний второй группы, МПа

Вид сопротивления	Бетон	Сопротивления R_{bn} , R_{bt} , $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ при классе бетона по прочности на сжатие															
		B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призмчатая прочность) R_{bn} и $R_{b,ser}$	Тяжелый и мелкозернистый	—	2,7	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
	Легкий	1,9	2,7	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	—	—	—	—
	Ячеистый	2,4	3,3	4,6	6,9	9,0	10,5	11,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		—	0,39	0,55	0,70	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50
Растяжение осевое R_{bt} и $R_{bt,ser}$	Тяжелый	—	0,39	0,55	0,70	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50
	Мелкозернистый	—	0,39	0,55	0,70	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	—	—	—	—
	А	—	0,39	0,55	0,70	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	—	—	—	—
	Б	—	0,26	0,40	0,60	0,70	0,85	0,95	1,15	1,35	1,50	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	—	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50
	Легкий при мелкозернистом заполнителе:	0,29	0,39	0,55	0,70	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	—	—	—	—
	плотном	0,29	0,39	0,55	0,70	0,85	1,00	1,10	1,20	1,35	1,50	1,65	1,80	—	—	—	—
	пористом	0,31	0,41	0,55	0,63	0,89	1,00	1,05	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Ячеистый	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

П р и м е ч а н и я: 1. Характеристика мелкозернистых бетонов приведена в табл. 1.1.

2. Значения сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажности (10 %). Данные для бетона классов В1,5, В1,5 и В2 см. табл. 12 СНиП 203.01—84.

3. Для поризованного бетона R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимаются такими же, как для легкого бетона, а R_{bt} и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 0,7.

**Таблица 1.3. Коэффициенты надежности
бетону γ_{bc} и γ_{bt}**

Коэффициенты надежности для расчета конструкций по предельным состояниям	Значения коэффициентов для бетонов	
	тяжелого, напря- гающего, мелко- зернистого, лег- кого и поризо- ванного	ячеистого
первой группы:		
γ_{bc}	1,3	1,5
γ_{bt} при назначении класса бетона по прочности на сжатие	1,5	2,3
то же, на растяжение	1,3	—
второй группы: γ_{bc} и γ_{bt}	1	1

Деформативность бетона. Бетону свойственны объ-
емные деформации (усадка, набухание) и силовые де-
формации (ползучесть), развивающиеся во времени
под влиянием направления действия сил. По данным опытов
деформации бетона при усадке составляют: для тяжелого
бетона $\epsilon_{sl} \approx 3 \cdot 10^{-4}$, а для легких бетонов $\epsilon_{sl} \approx 4,5 \times$
 10^{-4} , т. е. в среднем в 1,5 раза больше, чем для тяже-
лых бетонов. Деформации бетона при набухании в 2—5
раз меньше, чем при усадке. При действии сжимающих
сил в бетоне возникают силовые продольные и соответ-
ствующие поперечные деформации. Коэффициент по-
перечной деформации (коэффициент Пуассона) бетона
 $\mu = 0,2$. Общая деформация бетона ϵ_b образуется из уп-
ругих ϵ_e и неупругих пластических ϵ_{pl} деформаций
(рис. 1.4):

$$\epsilon_b = \epsilon_e + \epsilon_{pl}. \quad (1.15)$$

При длительном действии нагрузки неупругие дефор-
мации бетона с течением времени увеличиваются. Это
явление называют ползучестью бетона. Ползучесть бе-
тона зависит от возраста бетона (для старого бетона
она меньше), условий эксплуатации (в сухой среде пол-
зучесть бетона больше, чем во влажной), скорости за-
гружения и величины напряжений бетона, вида и проч-
ности бетона и других факторов. Бетоны более прочные,
плотной структуры обладают меньшей ползучестью. Бе-
тоны на пористых заполнителях характеризуются не-
сколько большей ползучестью, чем тяжелые.

Таблица 1.4. Расчетные сопротивления бетона осевому сжатию R_b и растяжению R_{bt} для предельных состояний первой группы, МПа

Вид сопротивления	Бетон	Сопротивления R_b и R_{bt} при классе бетона по прочности на сжатие															
		B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная проч- ность) R_b	Тяжелый и мелко- зернистый	—	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
	Легкий	1,5	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	—	—	—	—
	Ячеистый	1,6	2,2	3,1	4,6	6,0	7,0	7,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый	—	0,26	0,37	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,50	1,65
	Мелкозернистый	—	0,26	0,37	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	—	—	—	—
	А	—	0,26	0,37	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	—	—	—	—
	Б	—	0,17	0,27	0,40	0,45	0,57	0,64	0,77	0,90	1,00	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	—	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65
	Легкий при мел- ком заполнителе:	0,20	0,26	0,37	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	—	—	—	—
	плотном пористом	0,20	0,26	0,37	0,48	0,57	0,66	0,74	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	—	—	—	—
	Ячеистый	0,14	0,18	0,24	0,28	0,39	0,44	0,46	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания: 1. Характеристика групп мелкозернистых бетонов приведена в табл. 1.1.

2. Значения расчетных сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажности 10 %.

3. Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке R_{bt} принимают такими же, как для легких бетонов на пористом песке и умножают на коэффициент 0,85.

4. Для поризованного бетона R_b принимают такими же, как для легкого бетона, а R_{bt} умножают на коэффициент 0,7.

5. Для напрягаемого бетона R_b принимают такими же, как для тяжелого бетона, а R_{bt} умножают на коэффициент 1,2.

Таблица 1.5. Коэффициенты условий работы бетона γ_b			
Условное обозначение	Значение коэффициента	Учитаемое расчетное сопротивление	
Многократно повторяющаяся нагрузка (при расчете на выносливость), зависимость от влажности бетона и характеристики цикла $R_b = \sigma_{lim}/\sigma_{max}$ по п. 3.47 СНиП 2.03.01-84	0,45—1 (табл. 16 СНиП 2.03.01-84)	R_b, R_{bt}	
Длительность действия нагрузки (при расчете на прочность):	1,0	R_b, R_{bt}	
а) при учете постоянных, длительных и кратковременных нагрузок (кроме нагрузок относительно малой продолжительности действия — кратковременных, ветровых, нагрузок, возникающих при изготовлении, транспортировании и введении), а также особых нагрузок, вызванных деформациями просадочных, набухающих, вечномёрзлых и тому подобных грунтов для тяжёлого, мелкозернистого и легкого бетонов естественного твердения и подвергнутых тепловой обработке, если конструкция эксплуатируется в условиях благоприятных для нарастания прочности бетона (при относительной влажности воздуха более 75 %, твердения под водой, во влажном грунте) в остальных случаях	0,9	R_b, R_{bt}	
для ячеистого и поризованного бетона	0,85	R_b, R_{bt}	

Факторы, обуславливающие введение коэффициента	Условное обозначение	Значение коэффициента	Учитываемое расчетное сопротивление	Факторы, обуславливающие введение коэффициента	Условное обозначение	Значение коэффициента	Учитываемое расчетное сопротивление
б) при учете в рассматриваемом сечении кратковременных нагрузок, а также особых нагрузок для бетонов всех видов независимо от способов их твердения	γ_{b1}	1,1	$R_b; R_{bt}$	легкого остальных видов	γ_{b8}	1,35	R_b
3. Бетонирование в вертикальном положении (высота слоя бетонирования свыше 1,5 м) для бетона:				Применение бетонных конструкций	γ_{b8}	1,2	R_b
тяжелого, мелкозернистого легкого	γ_{b2}	0,85	R_b	То же, из высокопрочного бетона при учете коэффициента γ_{b9}	γ_{b9}	0,9	R_b
ячеистого и поризованного	γ_{b3}	0,8	R_b	Применение ячеистобетона с влажностью, 10 и менее	γ_{b10}	$(0,3 + \omega) \leq 1,0$ (п. 3.12 СНиП 2.03.01-84)	R_b
4. Влияние двухосного сложного напряженного состояния «сжатие — растяжение» на прочность бетона,	γ_{b4}	По п. 4.11 СНиП 2.03.01-84 и $\leq 1,0$	R_b	свыше 25	γ_{b11}	1,0	$R_b; R_{bt}$
$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc}/R_{b, ser}}{0,2 + \alpha B}$				свыше 10, но менее 25	γ_{b11}	0,85	$R_b; R_{bt}$
5. Бетонирование монолитных бетонных столбов и железобетонных колонн с наибольшим размером сечения менее 30 см	γ_{b5}	0,85	R_b	Замоноличивание стыборных элементов	γ_{b12}	По интерполяции	R_b
6. Попеременное замораживание и оттаивание	γ_{b6}	0,7—1,0 (табл. СНиП 2.03.01-84)	$R_b; R_{bt}$	онном при толщине менее 1/5 наименьшего размера сечения и не 10 см		1,15	R_b
7. Эксплуатация не защищенных от солнечной радиации конструкций в климатическом подрайоне IV-A согласно СНиП 2.01.01-82	γ_{b7}	0,85	$R_b; R_{bt}$				
8. Предварительное обжатие конструкций:							
а) с проволоочной арматурой для бетона:	γ_{b8}	1,25	R_b				
легкого	γ_{b8}	1,1	R_b				
остальных видов							
б) со стержневой арматурой для бетона:							

Примечания: 1. При учете в расчетах особых нагрузок (например, сейсмических) $\gamma_{b2} = 1$.

2. При расчете конструкций в стадии предварительного обжатия коэффициент γ_{b2} не учитывается.

3. Для конструкций, находящихся под действием многократно повторяющейся нагрузки, коэффициент γ_{b2} учитывается при расчете прочности, а γ_{b1} — при расчете на выносливость и по образованию трещин.

4. Коэффициенты условий работы бетона вводятся независимо друг от друга, но при этом их произведение должно быть не менее 0,45.

Наиболее интенсивно ползучесть бетона проявляется в первые 3—4 мес после приложения нагрузки, достигая предельных значений ϵ_{ub} через несколько лет. Средняя предельная сжимаемость бетона призм $\epsilon_{ub} = 2 \cdot 10^{-3}$, а бетона в сжатой зоне изгибаемых балок $\epsilon_{ub} = (2,7 \div 4,5) \cdot 10^{-3}$. Предельная растяжимость бетона ϵ_{ubt} в 20 раз меньше предельной сжимаемости, в среднем принимают $\epsilon_{ubt} = 1,5 \cdot 10^{-4}$.

Упругие свойства бетона при сжатии оцениваются начальным модулем упругости бетона E_b , определяемым

Таблица 1.6. Начальные модули упругости бетона E_b при сжатии и растяжении, МПа

Бетон	Модуль упругости $E_b \cdot 10^{-3}$ при классе бетона по прочности на сжатие															
	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Тяжелый:																
естественного твердения	—	9,5	13,0	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	—	8,5	11,5	14,5	16,0	19,0	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5	36,0
подвергнутый автоклавной обработке	—	7,0	9,8	12,0	13,5	16,0	17,0	20,0	22,5	24,5	26,0	27,0	28,0	29,0	29,5	30,0
Мелкозернистый группы:																
А — естественного твердения	—	7,0	10,0	13,5	15,5	17,5	19,5	22,0	24,0	26,0	27,5	28,5	—	—	—	—
А — подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	—	6,5	9,0	12,5	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	24,0	24,5	—	—	—	—
В — естественного твердения	—	4,5	6,0	10,5	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	—	—	—	—	—	—
В — автоклавного твердения	—	—	—	—	—	—	16,5	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	24,0	24,5	25,0
Легкий и поризованный при марке по средней плотности:																
D800	4,0	4,5	5,0	5,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
D1000	5,0	5,5	6,3	7,2	8,0	8,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
D1200	6,0	6,7	7,6	8,7	9,5	10,0	10,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
D1400	7,0	7,8	8,8	10,0	11,0	11,7	12,5	13,5	14,5	15,5	—	—	—	—	—	—
D1600	—	9,0	10,0	11,5	12,5	13,2	14,0	15,5	16,5	17,5	18,0	—	—	—	—	—
D1800	—	—	11,2	13,0	14,0	14,7	15,5	17,0	18,5	19,5	20,5	21,0	—	—	—	—
D2000	—	—	—	14,5	16,0	17,0	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	—	—	—	—
Ячеистый автоклавного твердения при марке по средней плотности:																
D600	2,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
D800	2,9	3,4	4,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
D1000	—	—	5,0	6,0	7,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
D1200	—	—	—	—	8,4	8,8	9,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечание. Для легкого, ячеистого и поризованного бетонов при промежуточных значениях плотности бетонов начальные модули упругости принимают по линейной интерполяции.

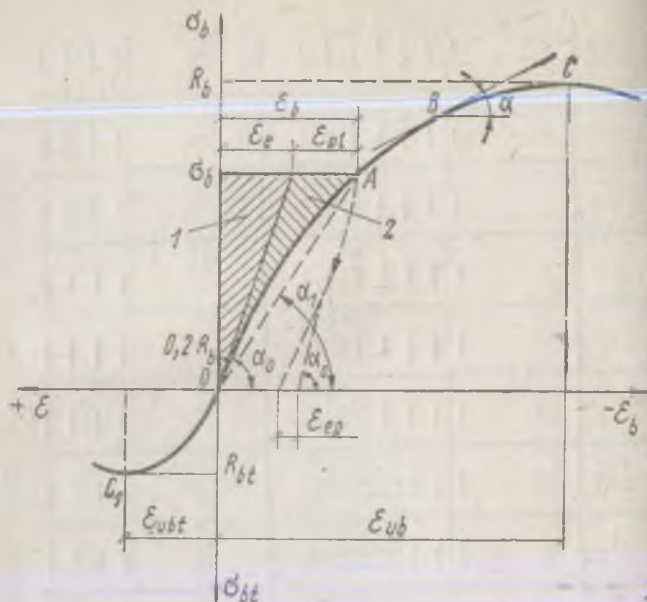


Рис. 1.4. Зависимость между напряжениями σ и деформациями ϵ в бетоне при сжатии и растяжении
1 — область упругих деформаций; 2 — то же, пластических

по результатам испытания бетонных призм при сжатии напряжений $\sigma_b \leq 0,2R_{bn}$:

$$E_b = \operatorname{tg} \alpha_0,$$

где α_0 — угол наклона касательной к кривой деформаций (рис. 1.4).

Модуль полных деформаций бетона при сжатии E'_b — величина переменная:

$$E'_b = d\sigma_b/d\epsilon_b = \operatorname{tg} \alpha.$$

На практике ввиду сложности вычисления угла касательной к кривой $\sigma_b - \epsilon_b$ в рассматриваемых точках используют в расчетах средний модуль или модуль упругопластичности бетона, представляющий собой α_1 наклона секущей к кривой $\sigma_b - \epsilon_b$ в точке с заданным напряжением (см. рис. 1.4, OA):

$$E'_b = \operatorname{tg} \alpha_1 = \sigma_b/\epsilon_b.$$

Подставляя в формулу (1.18) значения $\sigma_b = \sigma_b$, $\epsilon_b = \epsilon_e + \epsilon_{pl}$, получим выражение для E'_b :

$$E'_b = \frac{\epsilon_e}{\epsilon_e + \epsilon_{pl}} E_b = \lambda_b E_b,$$

где $\lambda_b = \epsilon_e/(\epsilon_e + \epsilon_{pl}) = \epsilon_e/\epsilon_b$ — коэффициент упругопластичности бетона, отражающий соотношение между упругой частью деформации и полной деформацией.

бетона и ее полной величиной (по данным опытов для сжатого бетона $\lambda_b = 1 \div 0,15$).

Для элементов, испытывающих растяжение, модуль упругопластичности бетона

$$E'_{bt} = \lambda_{bt} E_b, \quad (1.20)$$

где $\lambda_{bt} = \epsilon_{bt} / \epsilon_{bt}$ — коэффициент упругих деформаций бетона при растяжении; при напряжениях в бетоне, близких к временному сопротивлению растяжению, $\sigma_{bt} \rightarrow R_{bt}$; среднее по опытам значение $\lambda_{bt} = 0,5$.

Начальный модуль упругости при сжатии тяжелого бетона естественного твердения можно также определять по эмпирической формуле

$$E_b = 550\,000 \text{ В} / (270 + \text{В}), \quad (1.21)$$

где В — класс бетона по прочности на сжатие.

При тепловой обработке бетона значение E_b снижается на 10 %, а при автоклавной — на 25 %.

Бетоны на легких пористых заполнителях как более деформативные имеют начальный модуль упругости в 1,5—2 раза меньший, чем тяжелые бетоны такого же класса. Значения начального модуля упругости E_b приведены в табл. 1.6.

Модуль сдвига бетона определяют по формуле

$$G_b = \frac{E_b}{2(1 + \nu)}. \quad (1.22)$$

При коэффициенте Пуассона $\nu = 0,2$ модуль сдвига бетона $G_b = 0,4 E_b$.

2. АРМАТУРА

Назначение, виды и классы арматуры. В железобетонных конструкциях арматуру применяют в качестве рабочей, определяемой по расчету, и монтажной, назначаемой без расчета по конструктивным соображениям. Рабочая арматура воспринимает растягивающие усилия в изгибаемых и растянутых элементах и усиливает сечения сжатых элементов. Монтажная арматура служит для установки в проектное положение и связи рабочей арматуры, для образования плоских и пространственных каркасов и сеток. Кроме того, она воспринимает усилия от усадочных и температурных деформаций бетона, от части монтажных нагрузок. В некоторых случаях монтажную арматуру можно учитывать в расчетах, что позволит снизить расход рабочей арматуры.

Стальная арматура в зависимости от технологии изготовления разделяется на горячекатаную стержневую и холоднокатаную проволочную. Арматура, подвергшаяся после прокатки (в целях упрочнения) термической обработке, называется термически упрочненной, подвергающаяся вытяжке в холодном состоянии — упрочненной вытяжкой. Арматура, которая при изготовлении конструкций предварительно натягивается до данного напряжения (на упоры или на бетон), называется напрягаемой арматурой.

Арматура выпускается с гладкой поверхностью ребрами периодического профиля (рис. 1.5). Стержневая арматура периодического профиля, имеющая лучшее сцепление с бетоном, является основным видом боковой арматуры.

Арматурная сталь подразделяется на классы в зависимости от профиля и основных ее механических свойств (см. приложение I):

стержневая арматура: горячекатаная круглая, класс — класса А-I; горячекатаная периодического профиля — классов А-II, А-III, А-IV и А-V; термически упрочненная горячекатаная периодического профиля — классов Ат-IV, Ат-V и Ат-VI;

проволочная арматура: обыкновенная проволока гладкая класса В-I и периодического профиля — классов Вр-I; высокопрочная проволока гладкая — класса Вр-II и периодического профиля — Вр-II;

арматурные канаты — классов К-7 и К-19.

Каждому классу арматуры соответствуют определенные марки арматурной стали, которые указаны в табл. 1.7 и в прил. I.

Марки арматурной стали с буквами в конце класса обозначают: «К» — повышенную стойкость стали к коррозионному растрескиванию под напряжением; «С» — свариваемость и «СК» — свариваемость и повышенную стойкость к коррозионному растрескиванию. Строка буква «с» (например, Ас-II) обозначает специальное назначение; буква «в» (например, А-IIIв) — упрочнение вытяжкой; буква «т» (например, Ат-VIK) — термическое упрочнение; буква «р» (например, Вр-II) — периодический профиль.

Характеристики прочности и деформаций арматурных сталей (нормативное сопротивление R_{sn} , МПа, относительное удлинение ϵ_s , %) определяют по диа-

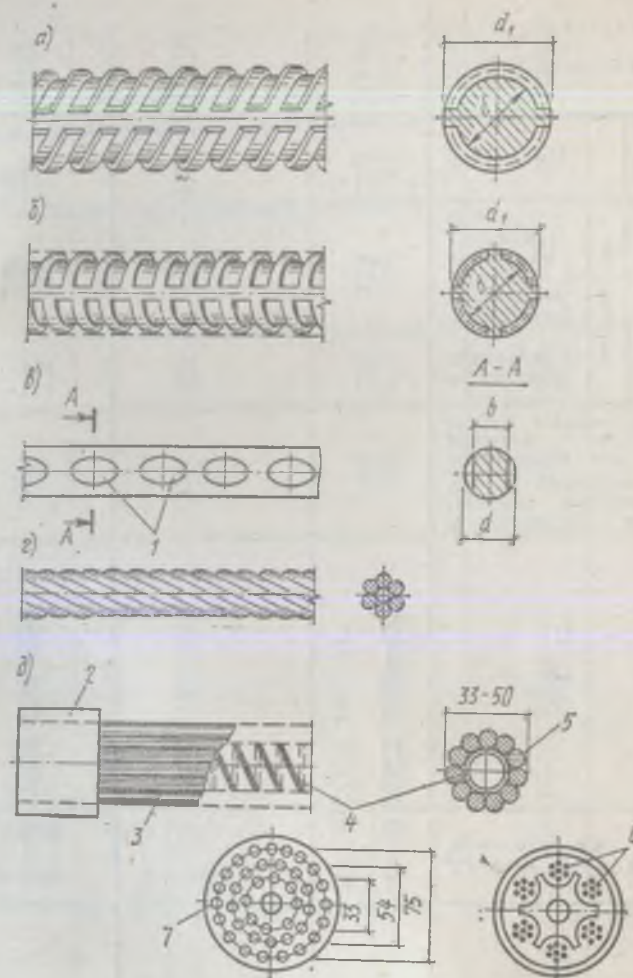


Рис. 1.5. Арматура для железобетонных конструкций

а — стержневая периодического профиля класса А-II; б — то же, классов А-III, А-IV, А-V и А-VI; в — проволочная периодического профиля класса Вр-II; г — арматурные канаты класса К-7; д — арматурные пучки; 1 — вязаный пучок; 2 — проволока диаметром 4–5 мм; 3 — спираль; 4 — одножильный пучок; 5 — канаты класса К-7; 6 — многожильные пучки

грамме $\sigma_s - \epsilon_s$, получаемой при испытании образцов на растяжение. Для стержневой арматуры с площадкой текучести нормативное сопротивление устанавливают с учетом статистической изменчивости прочности по наименьшему пределу текучести стали σ_{yp} (рис. 1.6, а). Для арматуры без площадки текучести (высоколегированные и термически упрочненные стали) находят условный пре-

40 Таблица 1.7. Нормативные и расчетные сопротивления растяжения арматуры и модули упругости, МПа

Вид арматуры и класс стали	Марка стали	Диаметр стержня или проволоки, мм	ГОСТ, ТУ	Нормативное сопротивление растяжению R_{sn} и расчетное сопротивление для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$	Расчетное сопротивление для предельных состояний первой группы			Модуль упругости арматуры E_s
					растяжению		сжатию R_{sc}	
					продольной арматуры R_s	поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) R_{s10}		
Стержневая горячекатаная круглая (гладкая) класса А-I	Ст3, ВСт3	6—40	ГОСТ 5781—82*	235	225	175	225	210 000
	ВСт3Гпс2	6—18	ГОСТ 380—71*					
Стержневая горячекатаная периодического профиля класса: А-II	ВСт5	10—40	ГОСТ 5781—82*	295	280	225	280	210 000
	18Г2С	40—80						
	Ас-II	10ГТ						
То же ¹ , класса: А-III	25Г2С	6—40	ГОСТ 5781—82*	390	$\frac{355}{365}$	$\frac{285}{290}$	$\frac{355}{365}$	200 000
	35ГС	6—40						
	32Г2Рпс	6—22						
» класса А-IV	20ХГ2С	10—18	ГОСТ 5781—82*	590	510	405	400	190 000
» класса А-V	23Х2Г2Т	10—32	ГОСТ 5781—82*	785	680	545	400	190 000
» класса А-VI	20Х2Г2СР, 22Х2Г2ТАЮ, 22Х2Г2Р	10—32	ГОСТ 5781—82*	980	815	650	400	190 000
Стержневая термически упрочненная периодического профиля класса: Ат-IVC	25Г2С	10—28	ГОСТ 10884—81*	590	510	405	400	190 000
	10ГС2, 20ХГС2, 08Г2С	10—18						
	Ат-IVK							
То же, класса: Ат-V	20ГС	10—28	ГОСТ 10884—81*	785	680	545	400	190 000
	Ат-VCK	20ХГС2						
» класса: Ат-VI	20ГС, 20ГС2	10—28	ГОСТ 10884—81*	980	815	650	400	190 000
	Ат-VIK	20ХГС2						

Вид арматуры и класс стали	Марка стали	Диаметр стержня или проволоки, мм	ГОСТ, ТУ	Нормативное сопротивление растяжению R_{st} и расчетное сопротивление для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$	Расчетное сопротивление для предельных состояний первой группы			Модуль упругости арматуры E_s
					растяжению		сжатию R_{sc}	
					продольной арматуры R_{st}	поперечной арматуры (хомуты и отогнутые стержни) R_{st}		
Стержневая, упрочненная вытяжкой, периодического профиля ² класса А-IIIв	25Г2С, 35ГС	20—40	—	540	490 450	390 360	200	180 000
Обыкновенная арматурная проволока периодического профиля класса Вр-I	—	3	ГОСТ 6727—80*	410	375	270	375	170 000
		4		405	365	265	365	
		5		395	360	260	360	
Высокопрочная арматурная проволока гладкая класса В-II	—	3	ГОСТ 7348—81*	1490	1240	990	400	200 000
		4		1410	1180	940		
		5		1335	1110	860		
		6		1255	1050	835		
		7		1175	980	785		
Высокопрочная арматурная проволока периодического профиля класса Вр-II	—	3	ГОСТ 7348—81*	1460	1215	970	400	200 000
		4		1370	1145	915		
		5		1255	1045	835		
		6		1175	980	785		
		7		1100	915	730		
8	1020	850	680					
Арматурные канаты класса К-7	—	6	ГОСТ 13840—68*	1450	1210	965	400	200 000
		9		1370	1145	915		
		12		1335	1110	890		
		1295		1080	865			
Арматурные канаты класса К-19	—	14	ТУ 14-4-22-71	1410	1175	940	400	180 000

¹ Над чертой приведены значения R_{st} , $R_{st,sw}$, R_{sc} при диаметре стержней 6—8 мм, под чертой—при диаметре 10—40 мм.

² Над чертой приведены значения R_{st} , $R_{st,sw}$ при контроле удлинений и напряжений, под чертой — только удлинений.

Примечания: 1. При отсутствии сцепления арматуры с бетоном значения R_{sc} принимаются равными нулю.

2. В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, значения $R_{st,sw}$ принимаются равными 255 МПа.

3. В вязанных каркасах для арматуры класса Вр-I диаметром 3, 4 и 5 мм значения $R_{st,sw}$ принимаются соответственно 300, 295 и 290 МПа.

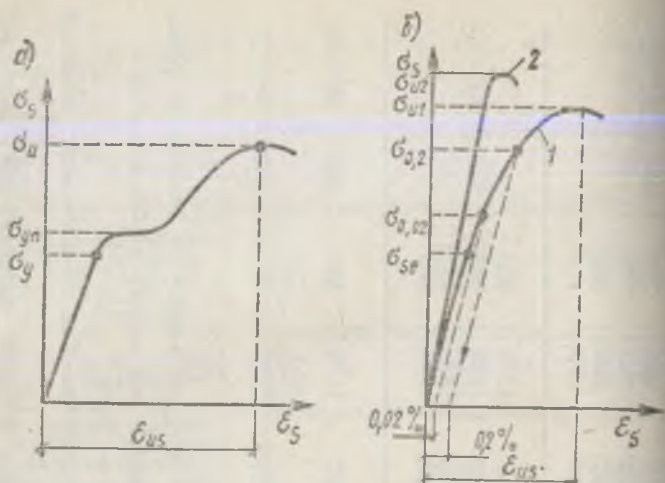


Рис. 1.6. Диаграмма σ_s — ϵ_s при растяжении арматурной стали: а — мягкой, имеющей площадку текучести; б — не имеющей площадки текучести; 1 — стали повышенной прочности; 2 — стали высокопрочной, твердой.

дел текучести $\sigma_{0,2}$, который соответствует напряжению при относительной деформации 0,2 % (рис. 1.6, б). Для стальной проволоки арматуры R_{sn} принимают по наименьшему временному сопротивлению стали σ_{un} , соответствующему моменту непосредственно перед разрушением разра.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению получают делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по арматуре γ_s и умножением в необходимых случаях на коэффициенты условий работы арматуры γ_{si} :

$$R_s = R_{sn} / \gamma_s; \quad R_s = \gamma_{si} R_{sn} / \gamma_s. \quad (1)$$

Нормативные и расчетные сопротивления арматуры приведены в табл. 1.7. Коэффициенты надежности по арматуре γ_s при расчете конструкций по предельному состоянию первой группы приведены в табл. 1.8, а при расчете по предельному состоянию второй группы принимается $\gamma_s = 1,00$. Вводимые в расчетах прочности элементов (для предельных состояний первой группы) коэффициенты условий работы γ_{si} учитывают возможность неполного использования прочностных характеристик арматуры вследствие неравномерного распределения напряжений в сечении, низкой прочности бетона, усло-

Таблица 1.8. Коэффициенты надежности по арматуре при расчете по предельному состоянию первой группы

Арматура	Класс стали	γ_s
Стержневая	A-I, A-II	1,05
	A-III диаметром, мм:	
	6—8	1,10
	10—40	1,07
	A-IV, A-V	1,15
	A-VI	1,20
	A-IIIв с контролем:	
	удлинения и напряжения	1,10
	только удлинения	1,20
Проволочная	Вр-I	1,10
	В-II, Вр-II	1,20
	К-7, К-19	1,20

анкеровки, изменения свойств арматурной стали в зависимости от условий работы конструкции и т. п. (табл. 1.9).

Указанные в табл. 1.7 значения R_s для продольной арматуры вычислены по формуле (1.23), а для поперечной арматуры R_{sw} — по формуле $R_{sw} = \gamma_{sw} R_{sn} / \gamma_s$. Коэффициенты γ_{sw} приняты равными: $\gamma_{sw} = 0,8$ — независимо от вида и класса арматуры, учитывая неравномерность распределения напряжений в арматуре по длине наклонного сечения; $\gamma_{sw} = 0,9$ — для стержневой арматуры класса A-III диаметром менее 1/3 диаметра продольных стержней и проволочной арматуры класса Вр-I в сварных каркасах из-за возможности хрупкого разрушения сварного соединения.

Расчетные сопротивления арматуры сжатию R_{sc} при наличии сцепления с бетоном принимают равными соответствующим расчетным сопротивлениям арматуры растяжению R_s , но не более 400 МПа для конструкций из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях исходя из предельной сжимаемости бетона $\epsilon_{b, max}$. Если конструкция рассчитывается на длительно действующую нагрузку, для которой принят коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$, то допускается принимать: $R_{sc} = 450$ МПа для арматуры классов A-IV и At-IVK; $R_{sc} = 500$ МПа для классов At-IVC, A-V и At-V, At-VI и A-VI, В-II, Вр-II и К-7, К-19.

Таблица 1.9. Коэффициенты условий работы арматуры γ_{ai}

Условия введения коэффициента	Характеристика арматуры	Класс арматуры	Условное обозначение	Значение коэффициента
Учет работы арматуры на действие поперечных сил	Поперечная	Независимо от класса	γ_{a1}	0,8 (п. 2.28 СНиП 2.03.01-84)
Наличие сварных соединений арматуры при действии поперечных сил	»	A-III, Вр-I	γ_{a2}	0,9 в сварных каркасах, для A-III при $d_2 \leq 1/3 d_1$ (п. 2.28 СНиП 2.03.01-84), где d_1 — диаметр продольной арматуры; d_2 — поперечной
Многokrатно повторяющаяся нагрузка (при расчете на выносливость)	Продольная и поперечная	Независимо от класса	γ_{a3}	0,31—1,0 (табл. 25 СНиП 2.03.01-84)
Наличие сварных соединений при многократном повторении нагрузки (расчет на выносливость)	То же	A-I, A-II, A-III, A-IV, A-V	γ_{a4}	0,2—1,0 (табл. 26 СНиП 2.03.01-84)
Учет зоны передачи напряжений для арматуры без анкеров и зоны анкеровки ненапрягаемой арматуры	Продольная напрягаемая	Независимо от класса	γ_{a5}	l_x/l_p , где l_x — расстояние от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемого сечения; l_p — длина зоны передачи напряжений (пп. 2.29 и 5.14 СНиП 2.03.01-84)
	Продольная ненапрягаемая	То же	γ_{a6}	l_x/l_{an} , где l_{an} — длина зоны анкеровки арматуры (пп. 2.29 и 5.14 СНиП 2.03.01-84)
Учет работы высокопрочной арматуры при напряжениях выше условного предела текучести	Продольная растянутая	A-IV, A-V, A-VI—B-II, Вр-II, K-7, K-19	γ_{a7}	$\gamma_{a8} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_R - 1) \leq \eta$, где $\eta = 1,1 \div 1,2$ (п. 3.13 СНиП 2.03.01-84)
Применение элементов из легкого бетона класса B7,5 и ниже	Поперечная	A-I, Вр-I	γ_{a7}	0,8
Проектирование элементов из ячеистого бетона класса B7,5 и ниже	Продольная сжатая	Независимо от класса	γ_{a8}	$\frac{190 + 40B}{R_{sc}} \leq 1,0$, где B — класс бетона
	Поперечная	То же		$\frac{25B}{R_{sw}} \leq 1,0$
Применение защитного покрытия арматуры в элементах из ячеистого бетона	Продольная сжатая	»	γ_{a9}	0,5—1,0 (табл. 27 СНиП 2.03.01-84)

Примечания: 1. Коэффициент γ_{a5} вводится к расчетному сопротивлению R_s и к предварительному напряжению арматуры σ_{sp} .

2. Коэффициенты γ_{a5} и γ_{a4} для арматуры, имеющей сварные соединения, учитываются одновременно.

При отсутствии сцепления арматуры с бетоном значение $R_{ac}=0$. Кроме, того, расчетные сопротивления R_{sc} и R_{sw} , указанные в табл. 1.7, в соответствующих случаях следует умножать на коэффициенты условий боты γ_{si} (см. табл. 1.9).

Расчетные сопротивления арматуры для конструкций по второй группе предельных состояний $R_{s, ser}$ установлены при $\gamma_s=1$ и $\gamma_{si}=1$, т. е. $R_{s, ser}=R_{sn}$ (см. табл. 1.7).

Применение арматуры в конструкциях. В качестве ненапрягаемой (обычной) арматуры рекомендуется преимущественно применять арматуру класса А-III и проволоку диаметром 3—5 мм класса Вр-I (в сварных каркасах и каркасах). Допускается также использовать арматуру: классов А-II и А-I в основном для поперечной конструктивной и монтажной арматуры; проволоку класса В-I диаметром 3—5 мм для вязаных хомутов балок высотой до 400 мм только в сварных сетках и каркасах; классов А-IV, А-V и А-VI только для продольной рабочей арматуры вязаных каркасов и сеток.

Для предварительно-напряженных конструкций длиной до 12 м включительно в качестве напрягаемой арматуры следует назначать преимущественно арматуру классов Ат-VI и Ат-V, а также допускается применять высокопрочную арматурную проволоку классов В-II, Вр-II, арматурные канаты классов К-7 и К-19 и горячекатаную арматуру классов А-VI, А-V, А-IV и А-III. При длине напрягаемой арматуры свыше 12 м следует преимущественно применять арматурную проволоку классов В-II, Вр-II, канаты классов К-7 и К-19, горячекатаную арматуру классов А-VI и А-V. Допускается применять горячекатаную и термомеханически упрочненную арматуру классов А-IV, Ат-IVC и А-IIIв.

При выборе вида и класса арматуры следует учитывать не только назначение конструкций, но и условия их эксплуатации: агрессивность среды, температурные условия, характер нагрузки и другие факторы. В конструкциях, испытывающих воздействие агрессивной среды, рекомендуется применять арматуру классов Ат-VIK, Ат-VCK, Ат-IVK.

Для монтажных подъемных петель сборных железобетонных конструкций надо применять арматуру сталь класса А-I марок ВСтЗсп2 и ВСтЗпс2, а также класса Ас-II марки 10ГТ.

Для закладных деталей железобетонных конструкций, рассчитываемых на усилия от статических и динамических нагрузок, в нормах рекомендуется применять сталь марок ВСтЗпс6, ВСтЗГпс5 и ВСтЗГсп5, а для нерасчетных (конструктивных) деталей — из стали марок ВСтЗкп2 и ВСтЗкп2 по ГОСТ 380—71*.

Арматурные стали, подверженные при низкой температуре холодноломкости, не рекомендуется применять для конструкций, предназначенных для эксплуатации на открытом воздухе или в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре ниже -30°C . К таким арматурным сталям относится сталь класса А-I марки СтЗкпЗ, класса А-II марки Вст5пс2 диаметром 18—40 мм, класса А-IV марки 80С, классов Ат-IV, Ат-V и Ат-VI (при температуре ниже -55°C).

Ненапрягаемую горячекатаную арматуру классов А-III, А-II, А-I применяют в основном в виде сварных каркасов и сеток (рис. 1.7).

Сварные каркасы образуют из продольных и поперечных стержней, которые в местах пересечений сваривают. В вязаных каркасах эти стержни скрепляют тонкой вязальной проволокой. Каркасы делают плоскими и пространственными. При проектировании каркасов необходимо учитывать требования технологии сварки, в частности минимально допустимые диаметр и шаг поперечной арматуры, когда известен диаметр рабочих продольных стержней (приложение II).

Сварные сетки бывают рулонные и плоские (табл. 1 и 2 приложения III). В рулонных сетках наибольший диаметр продольных стержней равен 7 мм в зависимости от класса стали. Для сварных плоских сеток применяют проволоку из стали класса Вр-I диаметром 3—5 мм и проволоку периодического профиля из стали класса А-III диаметром 6—10 мм. Маркировка сеток по ГОСТ 8478—81:

$$С \frac{D-v}{d-u} AL \frac{c_1-c_2}{k},$$

где С — сетка; D — диаметр продольных стержней и класс арматуры; v — шаг продольных стержней; d — диаметр и класс арматуры поперечных стержней; u — шаг поперечных стержней; A — ширина сетки; L — длина сетки; c_1 , c_2 и k — соответственно длина свободных концов продольных c_1 и c_2 и поперечных k стержней; при $c_1=c_2$ или $c_1=c_2=k$ указывается только значение c_1 , а если $c_1=c_2=k=25$ мм, то значение c_1 опускается.

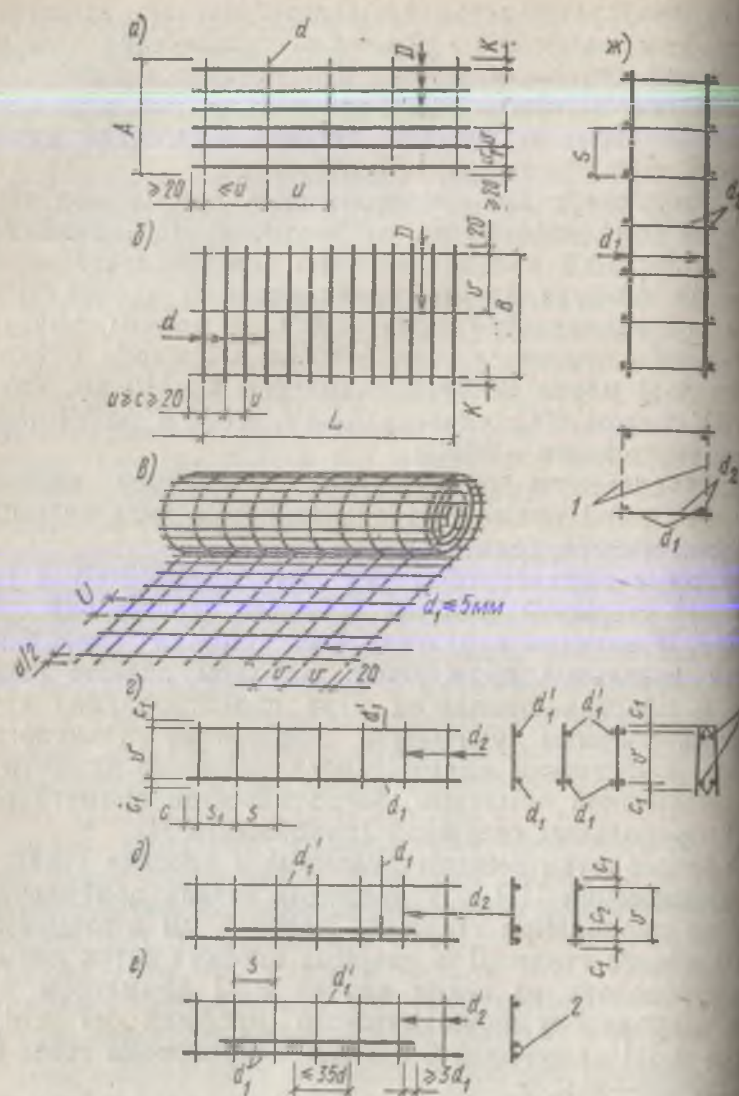


Рис. 1.7. Типы сварных сеток и каркасов

а и б — плоские сетки; в — рулонная сетка; г — е — плоские каркасы; ж — з — пространственный каркас, образованный соединением плоских каркасов; и — стержнями d_2 ; 1 — дополнительные стержни; 2 — сварка стержней

Например, рулонная сетка из арматуры класса А-I, $D=4$ мм, $v=200$ мм, $d=4$ мм, $u=250$ мм $c_1=$ $k=45$ мм, $A=1290$ и $L=5900$ мм имеет обозначение

$$C \frac{4 \text{ Вр-I-200}}{4 \text{ Вр-I-300}} 1290 \times 5900 \frac{25}{45}$$

Сортамент стержневой арматуры приведен в приложениях II и IV, более подробные рекомендации по ее применению см. в приложении I СНиП 2.03.01-84.

Арматурные канаты и пучки (см. рис. 1.5, г, д) применяют только для предварительно-напряженных конструкций. Арматурные канаты изготовляют свивкой отдельных проволок диаметром 1,5—5 мм, канаты класса К-7 состоят из семи проволок, К-19 — из девятнадцати. Арматурные пучки состоят из параллельно расположенных по окружности в один или несколько рядов высокопрочных проволок обычно диаметром 4—5 мм. В особых случаях при восприятии мощных усилий для пучков применяют вместо проволок арматурные канаты, расположение которых фиксируют распределительной звездочкой (см. рис. 1.5, д).

Соединение арматурных стержней, сварных сеток и каркасов. Арматурные стержни соединяют контактной точечной сваркой, соединением встык, внахлестку или накладкой дополнительных стержней. Типы сварных соединений арматуры приведены в приложении V.

Контактной точечной сваркой соединяют стержни для образования сеток и каркасов из арматуры классов А-I, А-II, А-III и проволоки классов В-I и Вр-II. При этом соотношение диаметров свариваемых стержней должно составлять: при сварке двух стержней (рис. 1.8, а) $d_2/d_1=0,25 \div 1$ (где d_2 — меньший диаметр); при сварке трех стержней (рис. 1.8, б) $d_2/d_1 \geq 0,5$ (где d_2 — меньший диаметр среднего стержня).

Контактная стыковая сварка применяется для соединения по длине заготовок арматурных стержней диаметром не менее 10 мм. При соединении стержней разного диаметра необходимо соблюдать условие $d_1/d_2 \geq 0,85$ (при отработанной технологии допустимо $d_1/d_2 \geq 0,3$); диаметр стержней должен быть не менее 10 мм. При монтаже конструкций соединения встык арматуры диаметром 20 мм и более выполняют ванной сваркой с применением инвентарных приспособлений (рис. 1.8, г).

Соединение стержней фланговыми швами впритык с приваркой дополнительных стержней (рис. 1.8, д) или внахлестку (рис. 1.8, е, ж) применяют для арматуры диаметром не менее 10 мм; длина шва должна быть не менее $4d$ при двусторонней сварке и $8d$ при односторонней сварке. Соединение втавр (рис. 1.8, з) предусматривают при устройстве закладных металлических дета-

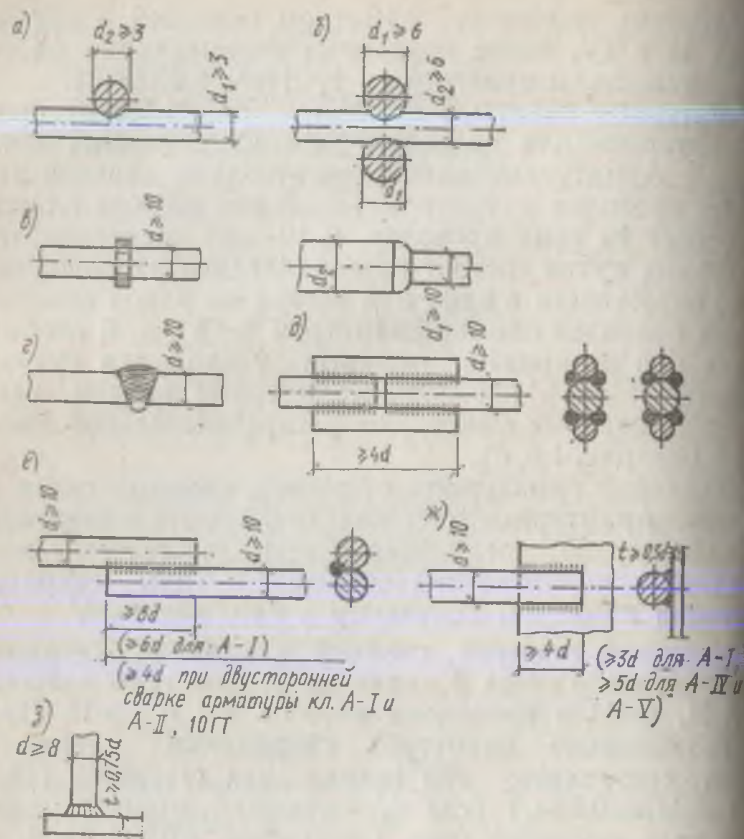


Рис. 1.8. Сварные соединения арматуры

а и б — крестообразные при контактной точечной сварке; в — контактные; г — стыковое при ванной сварке; д — стыковое с накладными сетками; е и ж — нахлесточные; з — впритык

лей; при этом арматурные стержни принимают диаметром $d \geq 8$ мм, а пластины — толщиной $t \geq 0,75d$.

Сварные соединения термически упрочненных арматурных стержней, высокопрочной проволоки и арматурных канатов не допускаются.

Стыки сварных сеток выполняют, как правило, внахлестку (рис. 1.9). Длину перепуска (нахлестки) сетки l принимают в зависимости от направления рабочей арматуры, класса и диаметра стержней, расположения стыка в растянутом или в сжатом бетоне. Для растянутой или сжатой рабочей арматуры сварных сеток и карданных длина нахлестки должна быть не менее длины, определяемой из условия достаточной анкеровки ар-

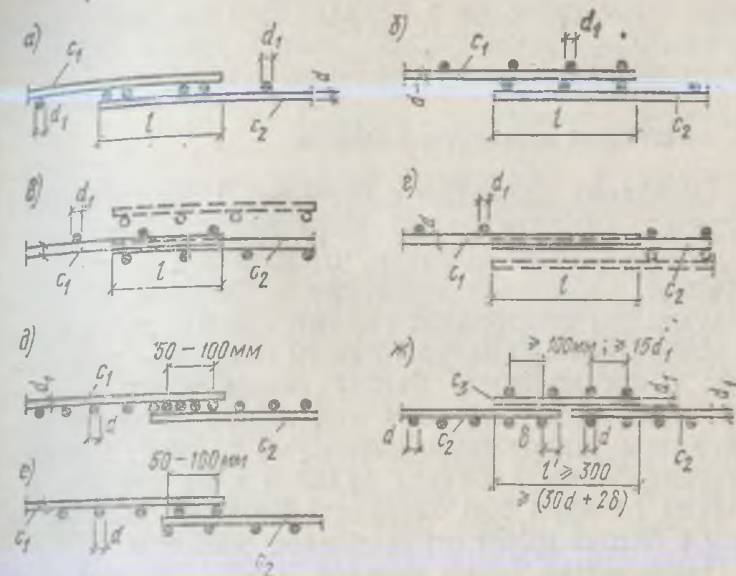


Рис. 1.9. Стыки сварных сеток

а — в направлении рабочей гладкой арматуры классов А-I и В-I; б — в направлении арматуры периодического профиля классов А-II и А-III; в — ж — в направлении нерабочей (распределительной) арматуры

туры. В любом случае длина $l \geq 20d$ и ≥ 250 мм при расположении стыков внахлестку в растянутом бетоне и $l \geq 15d$ и ≥ 200 мм в сжатом бетоне.

В направлении рабочей арматуры стыки сварных сеток из стали класса А-I или проволоки класса В-I необходимо проектировать так, чтобы в пределах длины нахлестки l располагалось не менее двух поперечных стержней (рис. 1.9, а—в). Стыки сварных сеток из горячекатаной стали периодического профиля классов А-II и А-III выполняют либо без поперечных стержней в пределах стыка в обеих сетках (рис. 1.9, г), либо без поперечных стержней в одной из стыкуемых сеток.

Сварные сетки в нерабочем направлении укладывают, как правило, внахлестку с перепуском на 50 мм при диаметре распределительной арматуры $d_1 \leq 4$ мм и на 100 мм при диаметре $d_1 > 4$ мм (см. рис. 1.9, д, е); при диаметре рабочей арматуры $d \geq 16$ мм сетки укладывают впритык и стык перекрывают дополнительными сетками с напуском в каждую сторону не менее 100 мм и больше или равным $15d_1$ (см. рис. 1.9, ж). В местах расположения сеток в двух взаимно перпендикулярных направлениях и при наличии дополнительного конструк-

тивного армирования в направлении распределителя арматуры допускается укладывать сетки впритык нахлестки и без дополнительных стыковых сеток.

§ 3. АНКЕРОВКА АРМАТУРЫ В БЕТОНЕ

Сцепление арматуры с бетоном. В зоне контакта арматуры с бетоном развиваются напряжения сцепления τ_c , удерживающие арматуру от сдвига (продергивания) в бетоне. Сцепление арматуры с бетоном объясняется следующими факторами: силами трения, возникающими на поверхности арматуры при ее обжатии от усадки бетона; сопротивлением бетона силам среза и склеивания арматуры с бетоном вследствие вязкости цементной массы. Напряжение сцепления τ_c имеет наибольшее значение ближе к началу заделки и на некотором расстоянии от края оно затухает. Поэтому заделка арматуры в бетоне имеет ограниченные размеры.

Наименьшая длина заделки l_z определяется из условия, чтобы предельное усилие, которое может воспринять арматура при растяжении N_s , не превышало усилия сцепления:

$$N_s \leq N_c, \quad (1.24)$$

где $N_s = R_{sn} A_s = R_{sn} \pi d^2 / 4$; $N_c = \tau_c A_c = \tau_c \pi d l_z$.

Подставляя в формулу (1.24) значения N_s и N_c , получим условие

$$R_{sn} \pi d^2 / 4 \leq \pi d l_z \tau_c,$$

откуда длина заделки арматуры будет:

$$l_z \geq R_{sn} d / (4 \tau_c). \quad (1.25)$$

Из формулы (1.25) следует, что с повышением модуля упругости бетона и диаметра арматуры длина заделки следует увеличивать, а с повышением напряжения сцепления — уменьшать. Значение τ_c для средних классов бетона по прочности на сжатие и гладкой арматуры принимают 2,5—4 МПа, что примерно равно пределу прочности бетона на скалывание. Прочность сцепления арматуры с бетоном возрастает с повышением класса и плотности бетона, с увеличением возраста бетона и др. Арматура периодического профиля благодаря своим выступам имеет в 2—3 раза большее сцепление с бетоном, чем круглая арматура с гладкой поверхностью. Опыты показывают, что с увеличением

диаметра арматуры при одинаковом ее напряжении значение τ_c повышается при сжатии и снижается при растяжении. Поэтому при конструировании железобетонных элементов диаметр растянутых стержней следует ограничивать, а длину их заделки принимать несколько большей, чем для таких же сжатых стержней.

Анкеровка ненапрягаемой арматуры. В железобетонных конструкциях анкеровка арматуры в бетоне осуществляется запуском ее за рассматриваемое сечение (где она не требуется по расчету) на длину зоны передачи усилий с арматуры на бетон $l_{an} \geq l_z$. Назначают эту длину по расчету или по конструктивным требованиям в зависимости от вида арматуры, напряженного состояния (сжатия или растяжения) и заделки ее в растянутом или в сжатом бетоне.

При анкеровке отдельных гладких круглых стержней на концах обязательно устраивают крюки с радиусом закругления $(2,5 \div 5)d$ и длиной прямого участка $3d$ (рис. 1.10). Гладкие арматурные стержни, применяемые в сварных каркасах и сетках, выполняют без крюков, если вблизи концов имеются поперечные (анкерующие) стержни. В вязаных каркасах и сетках растянутые стержни должны заканчиваться полукруглыми крюками. В арматуре периодического профиля, обладающей повышенным сцеплением с бетоном, крюки по концам не делают.

Расчетная длина заделки продольной растянутой или сжатой арматуры l_{an} за нормальное к оси сечение, где стержни по расчету не требуются, определяется по формуле

$$l_{an} = (w_{an} R_s / R_b + \Delta l_{an}) d, \quad (1.26)$$

но не менее $l_{an} = \lambda_{an} d$.

Параметры анкеровки ненапрягаемой арматуры w_{an} , Δl_{an} и минимальные значения λ_{an} и l_{an} принимают по табл. 1.10.

Для обеспечения анкеровки всех продольных стержней арматуры на крайних свободных опорах изгибаемых элементов, в тех случаях когда поперечная арматура по расчету не требуется, длина запуска растянутых стержней за внутреннюю грань свободной опоры должна составлять не менее $5d$ (см. рис. 1.10, б), а при поперечной арматуре, поставленной у опоры по расчету, — не менее $10d$; ширина зоны установки расчетной по-

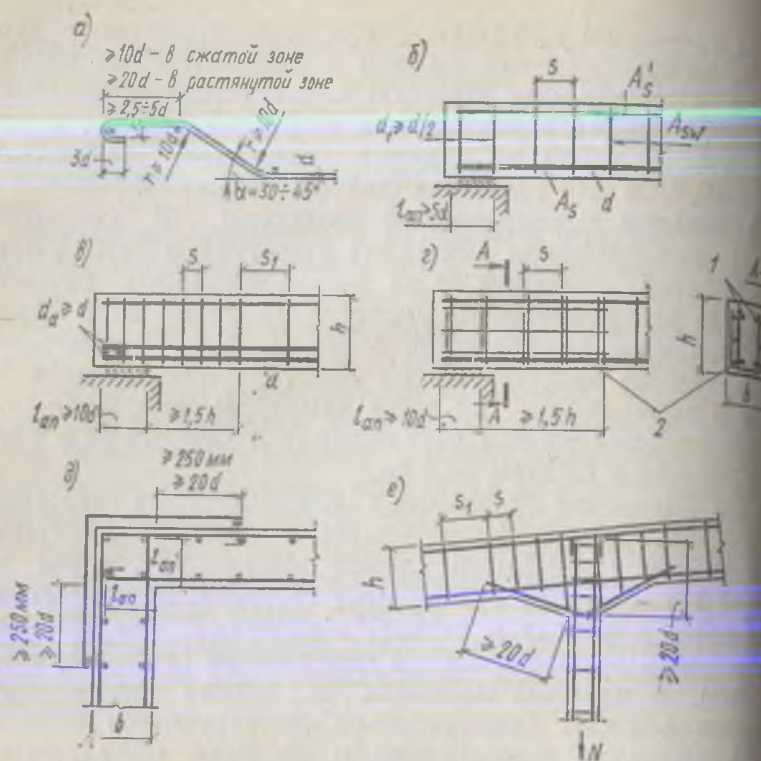


Рис. 1.10. Анкеровка ненапрягаемой арматуры
а и б — гладких стержней; в — г и д — стержней периодического профиля
1 — каркасы; 2 — сетка на опоре

перечной арматуры должна быть не менее $1,5h$ (рис. 1.10, в, г). При многократном повторении нагрузок и других факторах (см. табл. 24 СНиП 2.01.03-84), с учетом которых снижают расчетное сопротивление арматуры R_s , длину зоны анкерования l_{an} на крайней свободной опоре принимают не менее 200 мм и $12d$ для арматуры периодического профиля или $15d$ для гладкой арматуры (см. табл. 1.10). Заделку растянутой арматуры в растянутом бетоне выполняют на длину не менее 250 мм и $20d$ (рис. 1.10, д, е).

Анкеровка закладных деталей. Закладные детали закрепляют в бетоне с помощью анкерных стержней и приваривают к рабочей арматуре элемента. Закладные детали с анкерами состоят из отдельных пластин, уголков или фасонной стали с приваренными к ним втапливаемыми внахлестку анкерными стержнями обычно из арматуры класса А-II или А-III (рис. 1.11). Длина анкерных

Таблица 1.10. Параметры для определения анкеровки ненапрягаемой арматуры

Условия работы арматуры	Стержни периодического профиля				Гладкие стержни			
	w_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an} , мм	w_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an} , мм
			не менее				не менее	
Заделка растянутой арматуры в растянутом бетоне	0,7	11	20	250	1,2	11	20	250
Заделка сжатой или растянутой арматуры в сжатом бетоне	0,5	8	12	200	0,8	8	15	200
Стыки внахлестку в растянутом бетоне	0,9	11	12	250	1,55	11	20	250
Стыки внахлестку в сжатом бетоне	0,65	8	15	200	1	8	15	200

стержней при действии растягивающих усилий должна быть не менее значения l_{an} , определяемого по формуле (1.26) с учетом параметров, приведенных в табл. 1.10. При действии на анкерные стержни только сдвигающих или сжимающих сил длина анкерных стержней принимается на $5d$ меньше значений l_{an} , вычисленных при действии растягивающих усилий, но не менее $15d$ и 200 мм.

Анкеровка напрягаемой арматуры. Анкеровка в бетоне предварительно-напряженной арматуры зависит от вида арматуры и способов предварительного натяжения. Без специальных анкерных устройств на концах допускается применять высокопрочную проволоку периодического профиля, арматурные канаты, термически упрочненную стержневую арматуру периодического профиля, натягиваемые на упоры. Анкеровка такой арматуры в бетоне происходит в результате сил сцепления. Анкеровка напрягаемой арматуры при натяжении на бетон или при натяжении на упоры в условиях недостаточного сцепления с бетоном (гладкая высокопрочная проволока) достигается применением анкерных устройств (цанговых захватов; металлических стаканов с заполнением их бетоном или раствором класса не ниже В50; конусных анкерных железобетонных или металлических

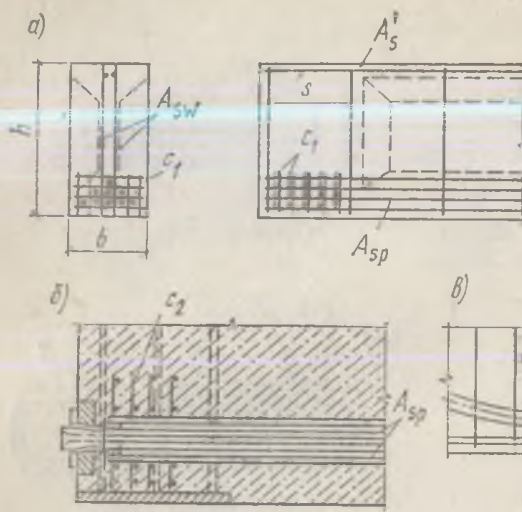


Рис. 1.13. Максимальное усилие бетона
а и б — на опорах
в — на элементах;
схемы перереза
мой арматуры; c_1 —
сварные сетки

СНиП 2.03.01-84); σ_{sp} принимается равным: при расчете элементов по прочности — большему из значений R_s и σ_{sp} , а при расчете по трещиностойкости — величине σ_{sp} .

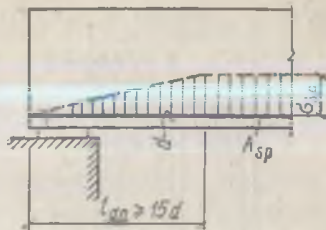
Для стержневой арматуры периодического профиля всех классов значение l_p принимается не менее

Таблица 1.11. Коэффициенты w_p и λ_p для определения длины передачи напряжений l_p напрягаемой арматуры без анкеров

Вид арматуры	w_p	λ_p
Стержневая периодического профиля (независимо от класса и диаметра)	0,25	10
Высокопрочная проволока периодического профиля класса Вр-II диаметром, мм:		
5	1,4	40
4	1,4	50
3	1,4	60
Арматурные канаты класса К-7 диаметром, мм:		
15	1,0	25
12	1,1	25
9	1,25	30
6	1,4	40
То же, К-19 диаметром 14 мм	1,0	25

Примечания: 1. В элементах из легкого бетона В7,5—В12,5 значения w_p и λ_p увеличиваются в 1,4 раза.
2. В элементах из мелкозернистого бетона группы Б и из тяжелого бетона при пористом мелком заполнителе (кроме В7,5—В12,5) значения w_p и λ_p увеличиваются в 1,2 раза.

Рис. 1.14. Зона передачи напряжений на бетон для напрягаемой арматуры без анкеров



(рис. 1.14). При мгновенной передаче усилия обжатия на бетон для стержневой арматуры диаметром до 18 мм значения коэффициентов ω_p и λ_p по табл. 1.11 увеличиваются в 1,25 раза; при диаметре стержней более 18 мм мгновенная передача усилий не допускается.

§ 4. ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ БЕТОНА И РАСПОЛОЖЕНИЕ АРМАТУРНЫХ СТЕРЖНЕЙ

Защитный слой бетона. Защитный слой должен обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном, а также защиту арматуры от внешних атмосферных, температурных и других воздействий. При назначении толщины защитного слоя бетона учитывают вид и толщину конструкций, разновидность бетона, диаметр и назначение арматуры (рабочая или распределительная).

Толщину защитного слоя для рабочей арматуры (не напрягаемой и напрягаемой при натяжении на упоры) принимают, как правило, не менее диаметра стержня или каната и не менее: 10 мм — в плитах и стенках толщиной до 100 мм включительно; 15 мм — при толщине плит и стенок более 100 мм, а также в балках и ребрах высотой менее 250 мм (рис. 1.15, а, б); 20 мм — в балках и ребрах высотой 250 мм и более и в колоннах; 30 мм — в фундаментных балках и блоках сборных фундаментов; 35 мм — для нижней арматуры монолитных фундаментов при наличии бетонной подготовки и 70 мм — при отсутствии подготовки.

Для распределительной, поперечной и конструктивной арматуры толщина защитного слоя бетона должна быть не менее диаметра указанной арматуры и не менее: 10 мм — при $h < 250$ мм и 15 мм — при $h \geq 250$ мм (см. рис. 1.15, а—в).

Для конструкций, эксплуатируемых в агрессивных средах (паров, кислот, дыма и т. п.), при повышенной температуре или влажности толщина защитного слоя

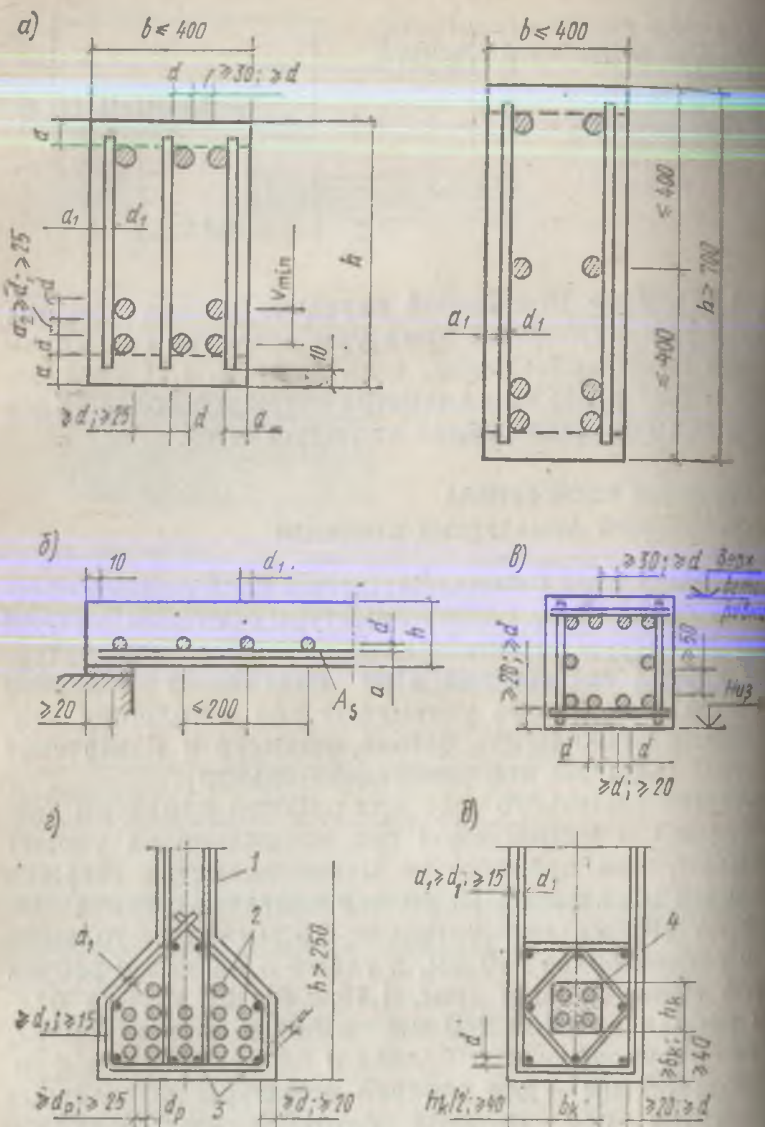


Рис. 1.15. Определение защитного слоя бетона и минимального расстояния между стержнями в сечениях железобетонных элементов: а — в балках и ребрах; б — в плитах; в — в колоннах; г и д — в предварительно напряженных элементах; 1 — поперечная арматура; 2 — напрягаемая арматура; 3 — продольная ненапрягаемая; 4 — канал

увеличивается на 1—2 см в соответствии с нормами защиты строительных конструкций от коррозии и требованиями противопожарной защиты.

Расстояние от концов продольной ненапрягаемой арматуры

матуры до торца элементов длиной до 9 м должно быть не менее 10 мм, для сборных элементов длиной до 12 м — 15 мм и длиной более 12 м — 20 мм. В монолитных железобетонных элементах указанное расстояние принимают 15—20 мм.

Защитный слой бетона для напрягаемой арматуры должен быть не менее величин, указанных для рабочей ненапрягаемой арматуры. Если в сечении имеется ненапрягаемая и напрягаемая арматура, то толщина защитного слоя бетона должна быть выдержана в пределах требований норм до ближайшей арматуры от края элемента (см. рис. 1.15, г).

Толщина защитного слоя бетона у концов предварительно-напряженных элементов на длине зоны передачи напряжений должна составлять не менее: для стержневой арматуры классов А-IV и А-IIIв — $2d$, классов А-V и А-VI — $3d$; для арматурных канатов — $2d$; а также должна быть не менее 40 мм — для стержневой арматуры всех классов и не менее 20 мм — для арматурных канатов. В тех случаях, когда в опорных сечениях предварительно-напряженных элементов имеются специальные стальные детали или косвенная арматура (в виде сварных сеток или замкнутых, охватывающих продольную арматуру хомутов), допускается защитный слой бетона сечения у опоры принимать таким же, как для сечения в пролете.

В элементах с продольной напрягаемой арматурой, натягиваемой на бетон и располагаемой в каналах (балки, нижний пояс ферм и др.), толщина защитного слоя бетона от нижней грани элемента до поверхности канала (а не до арматуры) установлена нормами не менее 40 мм и не менее ширины канала, а до боковых граней не менее половины высоты канала (см. рис. 1.15, д). При расположении напрягаемой арматуры в пазах или снаружи сечения элемента толщина защитного слоя бетона принимается не менее 20 мм.

Минимальные расстояния между стержнями арматуры. Расстояние в свету между отдельными стержнями ненапрягаемой продольной арматуры, между продольными стержнями соседних плоских сварных каркасов, и напрягаемой арматуры, натягиваемой на бетон, принимается не менее наибольшего диаметра стержней, а также:

если стержни при бетонировании занимают горизон-

ров и неблагоприятных влияний внешней среды (агрессивная среда, попеременное замораживание и оттаивание и т. п.).

Расчет по предельным состояниям второй группы выполняют, чтобы предотвратить:

образование в конструкции трещин и их чрезмерное или длительное раскрытие (если по условиям эксплуатации образование или длительное раскрытие трещин недопустимо);

чрезмерные перемещения (прогибы, углы поворота и перекоса, колебания).

Расчет по предельным состояниям конструкций в целом, а также отдельных ее элементов производится для всех стадий: изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации, причем расчетные схемы должны соответствовать принятым конструктивным решениям. При расчете по предельным состояниям учитывают следующие факторы:

нагрузки и воздействия, их вероятные отклонения (в основном превышение) от средних значений, неблагоприятное сочетание нагрузок постоянных и временных (длительных, кратковременных и особых);

механические характеристики бетона и арматуры (временное сопротивление, предел текучести), изменчивость этих характеристик, условия работы материалов;

общие условия работы конструкции, условия ее изготовления, агрессивность среды и т. п.

В расчетных формулах отклонения нагрузок учитываются коэффициентами надежности по нагрузке γ_f , изменчивость механических характеристик материалов — коэффициентами надежности по бетону γ_b и арматуре γ_s , условия работы — коэффициентами γ_{bt} , γ_{st} , степень ответственности капитальности зданий и сооружений — коэффициентами надежности по назначению конструкций $\gamma_n = 0,8 \div 1$ (табл. 2.1). На коэффициент γ_n умножаются расчетные нагрузки или усилия либо делятся расчетные сопротивления материалов или несущая способность элемента.

Таким образом, расчетом по предельным состояниям гарантируется, что за расчетный период эксплуатации сооружения не наступит ни одно из недопустимых предельных состояний для конструкции в целом и для отдельных ее частей.

Первая группа предельных состояний. Предельные

Таблица 2.1. Коэффициенты надежности по назначению конструкций γ_n

Класс ответственности	Здания и сооружения	γ_n
I	Особо важного народнохозяйственного или социального значения: главные корпуса ТЭС и АЭС; центральные узлы доменных печей; дымовые трубы $H=200$ м; телевизионные башни; резервуары для нефтепродуктов и нефти вместимостью более 10 тыс. м ³ ; крытые спортивные сооружения с трибунами; театры; кинотеатры; цирки; крытые рынки; учебные заведения; детские дошкольные учреждения; больницы и родильные дома; музеи; здания госархивов и т. п.	1
II	Важного народнохозяйственного или социального значения: объекты промышленного, сельскохозяйственного, жилищно-гражданского назначения и связи, не вошедшие в I и III классы	0,95
III	Ограниченного народнохозяйственного или социального значения: склады без процессов сортировки и упаковки для хранения сельскохозяйственных продуктов, удобрений, химикатов, угля, торфа и др.; теплицы, парники, одноэтажные жилые дома, опоры освещения и связи населенных пунктов, ограды, временные здания и сооружения со сроком службы более 5 лет и т. д. временные здания и сооружения со сроком службы до 5 лет	0,9 0,8

состояния первой группы характеризуются неравенством

$$N_{max} \leq \Phi_{min}, \quad (2.1)$$

где N_{max} — наибольшее усилие в рассматриваемом элементе конструкции от силовых воздействий в самой невыгодной комбинации; является функцией нормативных нагрузок q^n и коэффициентов надежности по нагрузке γ_f , т. е. $N_{max} = f(q^n, \gamma_f)$; Φ_{min} — наименьшее возможное предельное усилие, которое может воспринять элемент при заданных расчетных условиях; является функцией формы и размеров сечения A , прочности бетона R_{bn} и арматуры R_{sn} , коэффициентов надежности по бетону γ_b и арматуре γ_s и коэффициентов условий работы γ_{b1} и γ_{s1} , т. е. $\Phi_{min} = f(A, R_{bn}, 1/\gamma_b, \gamma_{b1}, R_{sn}, 1/\gamma_s, \gamma_{s1})$.

Подставляя значения функций N_{max} и Φ_{min} в формулу (2.1), можно условие первой группы предельных состояний выразить следующим образом:

$$N_{max}(q^n, \gamma_f) \leq \Phi_{min}(A, R_{bn}, 1/\gamma_b, \gamma_{b1}, R_{sn}, 1/\gamma_s, \gamma_{s1}). \quad (2.2)$$

Так как произведение нормативных нагрузок на коэффициенты надежности по нагрузкам равно расчетным нагрузкам $q^n \gamma_f = q$, отношение $R_{bn}/\gamma_b = R_b$ — расчетное сопротивление бетона, а отношение $R_{sn}/\gamma_s = R_s$ — расчетное сопротивление арматуры, то условие (2.2) можно записать в следующем виде:

$$N_{max}(q) \leq \Phi_{min}(A, R_b, \gamma_{bt}, R_s, \gamma_{st}).$$

Значения расчетных сопротивлений бетона и арматуры приведены в табл. 1.3 и 1.7.

Вторая группа предельных состояний. Для предельных состояний второй группы наиболее часто производятся расчеты по образованию трещин, по раскрытию (и закрытию) трещин, по деформациям (определению прогибов).

При проверке трещиностойкости элементов, когда образование трещин, нормальных к продольной оси, допускается, должно соблюдаться условие

$$N_{max}^n \leq N_{lim}^n; \quad M_{max}^n \leq M_{lim}^n,$$

т. е. максимальное усилие (изгибающий момент M_{max}^n или продольная сила N_{max}^n) от действия нормативных нагрузок не должно превосходить усилий M_{lim}^n или N_{lim}^n , которые может воспринять сечение элементов при растягивающих напряжениях в бетоне, равных $R_{bt, ser}$, перед образованием трещин (см. табл. 1.1).

При расчете по раскрытию трещин определяют ширину раскрытия трещин a_i на уровне растянутой арматуры и сравнивают ее с предельной шириной раскрытия a_{cre} , при этом должно соблюдаться условие

$$a_i \leq a_{cre},$$

где $a_{cre} = 0,05 + 0,4 \text{ мм}$.

В необходимых случаях выполняют также расчет на закрытие (зажатие) возникающих в сжатой зоне бетона трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, при натяжении арматуры, транспортировании элементов или их монтаже. Такие начальные трещины снижают трещиностойкость и жесткость элементов. Для обеспечения надежного закрытия начальных трещин, нормальных к продольной оси элемента, должны соблюдаться два условия:

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8 R_{s, ser},$$

где σ_{sp} — предварительное напряжение в арматуре с учетом потерь; σ_s — приращение напряжения в напрягаемой арматуре

от действия внешних нагрузок, определяемое по формулам п. 4.15 СНиП 2.03.01-84;

сечение с трещиной в растянутой зоне при постоянной, длительной и кратковременной нагрузках должно оставаться обжатым с нормальными напряжениями на

Таблица 2.2. Предельные прогибы железобетонных элементов

Элементы конструкций	Предельно допустимые прогибы f_{lim}	Учитываемые нагрузки
1. Подкрановые балки при кранах ручных электрических	$l/500$ $l/600$	Постоянные, длительные и кратковременные
2. Перекрытия с плоским потолком и элементы покрытия (кроме указанных в поз. 4) при пролетах, м: $l < 6$ $6 \leq l \leq 7,5$ $l > 7,5$	$l/200$ 3 см $l/250$	Постоянные и длительные
3. Перекрытия с ребристым потолком и элементы лестниц при пролетах, м: $l < 5$ $5 \leq l \leq 10$ $l > 10$	$l/300$ 2,5 см $l/400$	То же
4. Элементы покрытий сельскохозяйственных зданий производственного назначения при пролетах, м: $l < 6$ $6 \leq l \leq 7,5$ $l > 7,5$	$l/150$ 4 см $l/250$	
5. Навесные стеновые панели (при расчете из плоскости) при пролетах, м: $l < 6$ $6 \leq l \leq 7,5$ $l > 7,5$	$l/200$ 3 см $l/250$	Постоянные, длительные и кратковременные

Примечания: 1. Предельно допустимые прогибы по поз. 1 и 5 обусловлены технологическими и конструктивными требованиями, а по поз. 2—4 — эстетическими.

2. l — пролет балок или плит; для консолей l принимается равным удвоенному вылету консоли.

растягиваемой внешними нагрузками грани элемента не менее 0,5 МПа ($\sigma_b \geq 0,5$ МПа).

Расчет железобетонных конструкций по перемещениям состоит в определении прогибов от нагрузок с учетом длительного их действия и сравнении их с предельным прогибом f_{lim} . Конструкция удовлетворительна, если соблюдается условие

$$f \leq f_{lim}.$$

Значения предельных прогибов приведены в табл. 2.

§ 6. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

В зависимости от продолжительности действия нагрузки бывают постоянными и временными. К постоянным нагрузкам относятся: вес частей зданий и сооружений, вес грунта и его давление (насыпи, засыпки), горное давление, воздействие предварительного напряжения конструкций. Временные нагрузки разделяют на длительные, кратковременные и особые.

К временным длительным нагрузкам относятся:

вес стационарного оборудования, емкостей, труб, проводов с арматурой и изоляцией; нагрузка на перекрытия складов, холодильников, библиотек, архивов, театров и других подобных зданий и помещений; давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях и в трубопроводах при их эксплуатации; температурные воздействия от стационарного оборудования; нагрузка от оборудования и материалов на перекрытия технических этажей жилых и общественных зданий;

вес отложений производственной пыли (если отсутствуют мероприятия по ее удалению);

воздействие усадки и ползучести бетона;

нагрузки от одного мостового крана или подвесного крана, умноженные на коэффициенты: 0,5 для кранов режима работы 4к—6к; 0,6 для кранов среднего режима работы 7к; 0,7 для кранов тяжелого режима работы 8к (по ГОСТ 25546—82);

часть кратковременной нагрузки на перекрытия зданий: в квартирах жилых зданий, спальных комнатах детских учреждений и палатах больниц — 300 Н/м²; в служебных помещениях общественных зданий, классных помещениях, библиотеках, лабораториях, бытовых помещениях, читальных залах, кафе и ресторанах, торго-

вых и выставочных залах и т. п. — 30 % от установленных нормами кратковременных нагрузок или 700—1800 Н/м² (табл. 2.3);

вес снегового покрова для III—IV районов, уменьшенный на 30 % для III района, на 50 % для IV и на 60 % для V и VI;

температурные климатические воздействия, определяемые по указаниям СНиП 2.01.07-85.

К кратковременным нагрузкам относятся: нагрузки от кранов и другого подъемно-транспортного оборудования; вес людей, ремонтных материалов и оборудования; температурные климатические воздействия; снеговые и ветровые нагрузки; нагрузки, возникающие при изготовлении, перевозке и воздействии конструкций, при монтаже и перестановке оборудования; нагрузки от веса временно складироваемых материалов, насыпного грунта и др.:

нагрузки на перекрытия жилых и общественных зданий (см. табл. 2.3).

К особым нагрузкам относятся сейсмические и взрывные воздействия; нагрузки, вызываемые временной неисправностью или поломкой оборудования, резким нарушением технологического процесса; воздействия неравномерных деформаций основания (например, при горных выработках, замачивании просадочных грунтов или оттаивании вечномерзлых грунтов и др.).

Различают две группы нагрузок — нормативные и расчетные.

Нормативные временные нагрузки устанавливаются нормами из заранее заданной вероятности превышения средних значений или по номинальным их значениям, а постоянные нагрузки (собственный вес конструкций и др.) принимают по проектным значениям геометрических и конструктивных параметров и средним плотностям материалов. Нормативные временные нагрузки на перекрытия приведены в табл. 2.3, снеговая и ветровая нагрузки — в табл. 2.4 и 2.5.

Расчетные нагрузки, применяемые для расчета конструкций на прочность и устойчивость, а также на образование трещин для некоторых категорий конструкций, определяют умножением нормативных нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке, больший, как правило, единицы. Например, расчетная равномерно распределенная нагрузка $g = g^n \gamma_f$; сосредоточенная на-

Т а б л и ц а 2.3. Нормативные временные равномерно распределенные нагрузки на перекрытия и коэффициенты надежности по нагрузке

№ п. п.	Здания и помещения	Нормативная временная нагрузка, Н/м ²	
		кратковременная	в том числе длительная
1	Квартиры жилых зданий, спальные помещения детских и дошкольных учреждений и школ-интернатов и жилые помещения домов отдыха и пансионатов, палаты санаториев и больницы	1500	300
2	Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений просвещения; помещения общественных зданий и сооружений	2000	700
3	Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, просвещения, науки, помещения счетно-вычислительных станций, кухни общественных зданий, технические этажи, подвальные помещения и др.	По действительной и не менее 2000	≥1000
4	Залы: читальные обеденные (в кафе, ресторанах, столовых) собраний и совещаний, ожиданий, зрительные, концертные, спортивные торговые, выставочные и экспозиционные	2000 3000 4000 По действительной и ≥4000	700 1000 1400 ≥1400
5	Книгохранилища, архивы, сцены зрелищных предприятий	То же, ≥5000	≥1800
6	Трибуны: с закрепленными сиденьями для стоящих зрителей	То же, ≥4000 То же, ≥5000	1400 1800

Продолжение табл. 2.3

№ п.п.	Здания и помещения	Нормативная временная нагрузка, Н/м²		Коэффициент γ_f
		кратковременная	в том числе длительная	
7	Чердачные помещения (дополнительно к весу оборудования и материалов)	700	—	1,3
8	Террасы и покрытия: на участках, используемых для отдыха	1500	500	1,3
	на участках, где возможно скопление людей, выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий, и т. п.	4000	1400	1,2
	прочие	500	—	1,3
9	Балконы, лоджии: полосовая равномерная нагрузка на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения	4000	1400	1,2
	сплошная равномерная нагрузка по всей площади балкона (лоджии)	2000	700	
10	Производственные и складские помещения на участках обслуживания и ремонта оборудования	≤ 1500	—	1,3
11	Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы с примыкающими проходами в зданиях и помещениях:			1,2
	по пп. 1, 2 и 3 таблицы	3000	1000	
	» пп. 4, 5 и 10 »	4000	1400	
	» п. 6 »	5000	1800	
12	Перроны вокзалов и станций метрополитенов	4000	1400	1,2
13	Сельскохозяйственные помещения для скота: мелкого крупного	≤ 2000	700	1,2
		≤ 5000	1800	

Таблица 2.4. Нагрузка от снегового покрова

Район СССР (по карте 1 прил. I)	Нагрузка от снегового покрова, Н/м²	
	кратковременная	длительного действия
I	500	—
II	700	—
III	1000	300 (30°)
IV	1500	750 (50°)
V	2000	1200 (60°)
VI	2500	1500 (60°)

Таблица 2.5. Скоростной напор ветра w_0 на высоте 10 м

Район СССР (по карте 2 прил. I)	w_0 , Н/м²	Район СССР (по карте 2 прил. I)	w_0 , Н/м²
Ia	70	IV	480
I	230	V	600
II	300	VI	730
III	380	VII	850

грузки $P = P^n \gamma_f$. При подсчете расчетных нагрузок принимают коэффициент надежности по нагрузке: от бетонных и железобетонных конструкций $\gamma_f = 1,1$ при плотности $\rho > 1600 \text{ кг/м}^3$; от веса стяжек, засыпок, утеплителей $\gamma_f = 1,2 \div 1,3$; от временных нагрузок $\gamma_f = 1,2 \div 1,3$ и т. д. Коэффициент γ_f , меньший единицы ($\gamma_f = 0,8 \div 0,9$), принимают тогда, когда уменьшение веса конструкций создает более невыгодное нагружение, ухудшает работу конструкции (при расчете конструкций на устойчивость против опрокидывания, скольжения, всплытия и т. п.), а также при расчете конструкций на стадии возведения и др. Значения коэффициентов надежности по нагрузке приведены в табл. 2.3 и 2.6.

При расчете конструкций по второй группе предельных состояний (прогибам и раскрытию трещин) за расчетные нагрузки принимают их нормативные значения с коэффициентом $\gamma_f = 1$.

В зависимости от состава учитываемых нагрузок различают: основные сочетания, включающие постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; особые сочетания, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

Таблица 2.6. Коэффициенты надежности по нагрузке от веса строительных конструкций, грунтов и статических нагрузок от оборудования

№ п.п.	Конструкции, грунты и оборудование	Коэффициент γ_f
1	Металлические конструкции	1,05
2	Бетонные ($\rho > 1600 \text{ кг/м}^3$), железобетонные, каменные, армокаменные и деревянные конструкции	1,1
3	Бетонные ($\rho \leq 1600 \text{ кг/м}^3$), изоляционные, отделочные и выравнивающие слои (засыпки, стяжки, штукатурка, плиты, скорлупы, рулонные материалы и т. п.), выполняемые:	
	в заводских условиях	1,2
	на строительной площадке	1,3
4	Грунты в природном залегании	1,1
5	Насыпные грунты	1,15
6	Стационарное оборудование	1,05
7	Изоляция стационарного оборудования	1,2
8	Наполнители трубопроводов, резервуаров и оборудования:	
	жидкости	1,0
	суспензии, шламы, сыпучие материалы	1,1
9	Погрузчики и кары	1,2
10	Краны мостовые и подвесные	1,1

Примечания: 1. При уменьшении нагрузок коэффициент надежности по нагрузке по пп. 1—5 принимают $\gamma_f = 0,9$.

2. При учете местного и динамического действия кранов по п. 10 вводится коэффициент $\gamma_{f1} = 1,1 + 1,6$ в зависимости от группы режима работы и вида подвески груза (см. п. 4.8 СНиП 2.01.07—85).

Основные сочетания рассматриваются в двух вариантах: с одной наиболее существенной кратковременной нагрузкой и с двумя или большим количеством кратковременных нагрузок. При расчете конструкций на основные сочетания, включающие только одну кратковременную нагрузку, величина последней принимается без снижения, а в тех случаях, когда в основные сочетания включены две кратковременные нагрузки и более, расчетные величины этих нагрузок или усилий от них умножают на коэффициент сочетаний $\psi_1 = 0,95$ для длительных и $\psi_2 = 0,9$ для кратковременных нагрузок. При расчете конструкций на особые сочетания значения кратковременных нагрузок или соответствующие им усилия следует умножать на коэффициент сочетаний $\psi_1 = 0,95$ и $\psi_2 = 0,8$.

Воздействие динамических нагрузок от оборудования, кранов, поездов и автомобилей, создающих колебания сооружений, учитывается умножением проектных нормативных нагрузок на коэффициент динамичности, принимаемый по нормам проектирования конструкций динамическими нагрузками (например, СНиП «Мосты и трубы», СНиП «Тоннели железнодорожные и автомобильные» и др.). Динамическое воздействие вертикальных нагрузок от мостовых кранов при расчете балочного пути допускается учитывать с коэффициентом динамичности $\gamma_d = 1,1$ для кранов групп режима 6к и 7к, и $\gamma_d = 1,2$ для кранов режима 8к при шаге колебаний не более 12 м.

Расчетные значения горизонтальных нагрузок мостовых кранов группы режима 8к учитывают с коэффициентом динамичности 1,1, в остальных случаях коэффициент принимают равным 1,0.

При учете одного крана нагрузки от него принимают без снижения, при учете двух кранов коэффициент сочетаний равен: $\psi = 0,85$ для кранов режима работы 6к и 7к и $\psi = 0,95$ для режима 8к, а при учете четырех кранов — соответственно 0,7 и 0,8.

При расчете перекрытий жилых и общественных зданий нагрузку от временных перегородок принимают либо по фактическому воздействию с учетом их конструкции, расположения и характера опирания, либо как равномерно распределенную добавочную нагрузку интенсивностью не менее 500 Н/м^2 к прочей равномерно распределенной нагрузке (см. табл. 2.3).

При расчете балок и ригелей с грузовой площадью $A, \text{ м}^2$, нагрузку, указанную в табл. 2.3, допускается снижать:

для помещений по пп. 1 и 2 при $A \geq A_1 = 9 \text{ м}^2$ умножением на коэффициент

$$\psi_{A_1} = 0,4 + 0,6/\sqrt{A/A_1}; \quad (1)$$

для помещений по п. 4 при $A > A_2 = 36 \text{ м}^2$ умножением на коэффициент

$$\psi_{A_2} = 0,5 + 0,5/\sqrt{A/A_2}. \quad (2)$$

При расчете колонн, стен и оснований временных нормативные нагрузки, указанные в табл. 2.3, допускается снижать:

для помещений по пп. 1 и 2 умножением на коэффициент

$$\psi_{c_1} = 0,4 + (\psi_{A_1} - 0,4)/\sqrt{n}, \quad (2.10)$$

а для помещений по п. 4 умножением на коэффициент

$$\psi_{c_2} = 0,5 + (\psi_{A_2} - 0,5)/\sqrt{n}, \quad (2.11)$$

где n — число учитываемых в расчете полностью загруженных перекрытий (над рассматриваемым сечением).

В случае расчета элементов перекрытий многоэтажных зданий при $A > 9 \text{ м}^2$ или $A > 36 \text{ м}^2$ учитываются одновременно коэффициенты ψ_{A_1} или ψ_{A_2} и ψ_{c_1} или ψ_{c_2} .

Снеговая нагрузка на покрытие зависит от климатического района строительства, профиля и уклона кровли, скорости ветра. Нормативная снеговая нагрузка s_n на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия определяется из формулы

$$s_n = s_0 \mu, \quad (2.12)$$

где s_0 — вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли; μ — коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемой от 0 до 3 в зависимости от формы и уклонов кровли (см. табл. 1 прил. 1).

В зависимости от района СССР вес снегового покрова s_0 на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли принимают 500—2500 Н/м² (см. табл. 2.4).

Расчетная снеговая нагрузка s определяется как произведение нормативной нагрузки s_n и коэффициента надежности по нагрузке γ_f :

$$s = s_n \gamma_f = s_0 \mu \gamma_f. \quad (2.13)$$

При назначении коэффициента μ кроме учета общего профиля кровли необходимо особое внимание обращать на участки перепадов профиля по высоте кровли, где возможно большое скопление снега. Коэффициент μ допускается снижать на 15 % при скорости ветра $v \geq 4 \text{ м/с}$ и уклонах кровли 12—20 %, а при скорости ветра $v > 2 \text{ м/с}$ и уклонах кровли до 12 % следует умножать на коэффициент $k = 1,2 - 0,1v$.

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для снеговой нагрузки на покрытия должен приниматься в зависимости от отношения нормативного собственного веса покрытия g_n (включая и вес подвесного стационарного оборудования) к нормативному весу снегового покрова:

при $g_n/s_n \geq 0,8 \dots \gamma_f = 1,4$

» $g_n/s_n < 0,8 \dots \gamma_f = 1,6.$

Ветровая нагрузка на здания и сооружения является как сумма статической и динамической составляющих. Статическая составляющая, которая соответствует установившемуся скоростному напору w_0 , учитывается во всех случаях. Динамическая составляющая, вызываемая пульсацией скоростного напора, учитывается обычно при расчете высоких зданий и сооружений: мачт, башен, дымовых труб, опор ЛЭП, транспортных галерей и других сооружений с периодом собственных колебаний более 0,25 с, многоэтажных зданий высотой более 40 м, поперечных рам одноэтажных однопролетных производственных зданий высотой более 36 м, в отношении высоты к пролету более 1,5.

Нормативную статическую ветровую нагрузку, принимаемую нормальной к поверхности сооружения или его частям, определяют по формуле

$$w_n = w_0 k c,$$

где w_0 — скоростной напор, Н/м², принимаемый в зависимости от районов СССР и высоты сооружений; значения w_0 на высоте приведены в табл. 2.5; c — аэродинамический коэффициент, равный от $-1,4$ до $+1,4$ в зависимости от профиля и сечения сооружения (см. табл. 2 прил. I и СНиП 2.01.07-85); k — коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора по высоте в зависимости от типа местности (табл. 2.7).

Для горных местностей скоростной напор w_0 допускается уточнять по данным местных гидрометеорологических служб.

Расчетную статическую ветровую нагрузку вычисляют по формуле

$$w = w_n \gamma_f = w_0 k c \gamma_f,$$

где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,2 для жилых, общественных, промышленных и сельскохозяйственных зданий и 1,3 для высоких сооружений (башен, градирен, мачт и др.), если ветровая нагрузка имеет решающее значение.

Динамическую составляющую ветровой нагрузки подсчитывают по указанным СНиП 2.01.07-85 с учетом приведенной к вершине статической составляющей ветровой нагрузки, коэффициента динамичности и коэффициентов, учитывающих пульсацию скоростного напора ветра по высоте и фронту здания или сооружения.

Нормативную нагрузку от мостовых кранов принимают по ГОСТу или ТУ для кранов грузоподъемностью до 50 т (см. табл. 3 прил. I), по ГОСТу для кранов другого назначения грузоподъемностью 80—250 т и

Таблица 2.7. Значение коэффициента k

Тип Мест.	Характеристика местности	Значение k при высоте над поверхностью земли, м									
		<5	10	20	40	60	80	100	120	200	300
А	Открытая: степи, лесостепи, пустыни, тундра, набережные морей, озёр, водохранилищ	0,75	1	1,25	1,5	1,7	1,85	2	2,25	2,45	2,75
											2,75
Б	Городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно занятые препятствиями высотой более 10 м	0,5	0,65	0,85	1,1	1,3	1,45	1,6	1,9	2,1	2,5
											2,75
В	Городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м	0,4	0,4	0,55	0,8	1,0	1,15	1,25	1,55	1,8	2,2
											2,75

ГОСТу для кранов литейных цехов грузоподъемности 80—560 т. При подсчете крановых нагрузок в проемах обычно располагают два крана и находят максимальные усилия на колеса крана и тормозные силы в поперечном и продольном направлении.

Нагрузки от подвижных транспортных средств (железнодорожных поездов, автомобилей, тракторов, строительных машин и механизмов) принимают по нормам проектирования сооружений и мостов на железнодорожных и автодорожных магистралях.

Сейсмические воздействия учитывают согласно СНиП II-7-81. Воздействия предварительного напряжения и температуры учитывают согласно нормам проектирования железобетонных конструкций по СНиП 2.03.01-84.

При расчете элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от веса элемента необходимо умножать на коэффициент динамичности, равный: при транспортировании 1,6, при подъеме и монтаже 1,4. При соответствующем обосновании указанные коэффициенты динамичности допускается принимать еще низкие, но не ниже 1,25.

§ 7. ТРЕБОВАНИЯ К ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

К трещиностойкости железобетонных конструкций т. е. к их сопротивлению образованию или раскрытию трещин в нормальных и наклонных сечениях, предъявляются требования трех категорий в зависимости от условий, в которых работает конструкция:

первая категория — не допускается образование трещин;

вторая категория — допускается ограниченное по ширине кратковременное раскрытие трещин при условии обеспечения их последующего закрытия (зажатия);

третья категория — допускается ограниченное по ширине кратковременное и длительное раскрытие трещин.

К конструкциям первой категории трещиностойкости, где образование трещин не допускается, относятся все принимающие давление жидкостей и газов элементы, в которых сечение полностью работает на растяжение. В тех случаях когда сечение элемента частично сжато или элементы воспринимают давление сыпучих тел

предъявляются требования третьей категории трещиностойкости и предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается равной: при непродолжительном раскрытии $a_{crc1} = 0,3$ мм и при продолжительном $a_{crc2} = 0,2$ мм.

Конструкции первой категории трещиностойкости выполняют преимущественно предварительно напряженными.

Кратковременное раскрытие трещин a_{crc1} рассматривается при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, а длительное раскрытие a_{crc2} — только при действии постоянных и длительных нагрузок. Предельные значения a_{crc1} и a_{crc2} приведены в табл. 2.8 в зависимости от вида и класса арматуры, а также от условий работы конструкций.

Таблица 2.8. Категория требований к трещиностойкости конструкций и предельно допустимая ширина раскрытия трещин в условиях неагрессивной среды для обеспечения сохранности арматуры

Арматура	Категория требований К и предельно допустимая ширина, мм, трещин при эксплуатации конструкций					
	в закрытом помещении, на открытом воздухе, в грунте выше или ниже уровня подземных вод			в грунте при переменном уровне подземных вод		
	К	a_{crc1}	a_{crc2}	К	a_{crc1}	a_{crc2}
Стержневая, А-I, А-II, А-III, А-IIIв, А-IV; проволочная В-I, Вр-I	3	0,4	0,3	3	0,3	0,2
Стержневая, А-V, А-VI; проволочная В-II, Вр-II, К-7, К-19 при диаметре проволоки $\geq 3,5$ мм	3	0,3	0,2	2	0,2	—
Проволочная В-II, Вр-II, К-7 при диаметре проволоки ≤ 3 мм	3	0,2	0,1	2	0,1	—

Порядок учета нагрузок при расчете по трещиностойкости зависит от категории требований к трещиностойкости конструкций (табл. 2.9).

В расчете по образованию трещин особые нагрузки учитываются в тех случаях, когда наличие трещин приводит к катастрофическому положению (взрыву, пожару и т. п.). Если в расчете учитываются одновременно

Таблица 2.9. Учет эксплуатационных нагрузок при расчете лезобетонных конструкций по трещиностойкости

Категория требований к трещиностойкости железобетонных конструкций	Нагрузки и коэффициенты надежности по нагрузке принимаемые при расчете			
	по образованию трещин	по раскрытию трещин		по закрытию трещин
		непродолжительному	продолжительному	
1	Постоянные, длительные и кратковременные при $\gamma_f > 1,0^*$	—	—	—
2	То же (расчет производится для выяснения необходимости проверки по непродолжительному раскрытию трещин и по их закрытию)	Постоянные, длительные и кратковременные при $\gamma_f = 1,0$	—	Постоянные и длительные при $\gamma_f = 1,0$
3	Постоянные, длительные и кратковременные при $\gamma_f = 1,0$ (расчет производится для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин)	То же	Постоянные и длительные при $\gamma_f = 1,0$	—

* Коэффициент γ_f принимается, как при расчете по прочности.

кратковременная нагрузка и ее часть как длительная, то величину кратковременной нагрузки принимают с учетом ее длительной части.

§ 8. ПОТЕРИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В АРМАТУРЕ

Начальное растягивающее предварительное напряжение в арматуре σ_{sp} не остается постоянным, а с течением времени уменьшается независимо от способа натяжения арматуры на упоры или на бетон. Согласно нормам, все потери напряжений σ_{los} разделены на две группы: первые потери σ_{los1} , происходящие при изготовлении

Таблица 2.10. Виды потерь предварительного напряжения арматуры («+», учитываются, «—» не учитываются)

Обозначение потерь	Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Учет потерь при натяжении арматуры	
		на упоры	на бетон
Первые потери σ_{los1}			
σ_1	Релаксация напряжений арматуры	+	—
σ_2	Температурный перепад — разность между температурой натянутой арматуры и упоров	+	—
σ_3	Деформация анкеров, расположенных у натяжных устройств	+	+
σ_4	Трение арматуры:		
	о стенки каналов или о поверхность бетона конструкций	—	+
	об огибающие приспособления	+	—
σ_5	Деформация стальных форм при изготовлении конструкций	+	—
σ_6	Быстронатекающая ползучесть бетона	+	—
Вторые потери σ_{los2}			
$\sigma_7 - \sigma_1$	Релаксация напряжений арматуры	—	+
σ_8	Усадка бетона	+	+
σ_9	Ползучесть бетона	+	+
σ_{10}	Смятие бетона под витками спиральной арматуры	—	+
σ_{11}	Деформация обжатия стыков между блоками в составных элементах	—	+

элемента и обжатия бетона, и вторые потери σ_{los2} после обжатия бетона. Всего имеется 11 основных видов потерь (табл. 2.10). Из табл. 2.10 видно, что потери напряжений арматуры составляют:

при натяжении арматуры на упоры

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6;$$

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9;$$

при натяжении арматуры на бетон

$$\sigma_{los1} = \sigma_3 + \sigma_4;$$

$$\sigma_{los2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}.$$

Суммарные потери $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2}$ следует принимать не менее 100 МПа. Потери напряжений рассчитываются по приведенным ниже формулам.

Потери от релаксации напряжений арматуры при натяжении на упоры σ_1 . При механическом способе натяжения:

проволочной арматуры

$$\sigma_1 = (0,22\sigma_{sp}/R_{s,ser} - 0,1)\sigma_{sp}; \quad (2.12)$$

если выражение в скобках равно отрицательной величине, то принимают $\sigma_1 = 0$;

стержневой арматуры

$$\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20. \quad (2.13)$$

При электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения:

проволочной арматуры

$$\sigma_1 = 0,05\sigma_{sp}; \quad (2.14)$$

стержневой арматуры

$$\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp}, \quad (2.15)$$

где σ_{sp} принимают без учета потерь.

Потери от температурного перепада σ_2 :

для бетонов классов В15—В40

$$\sigma_2 = 1,25\Delta t; \quad (2.16)$$

для бетонов класса В45 и выше

$$\sigma_2 = 1\Delta t,$$

где Δt — разность между температурой арматуры и упоров, воспринимающих усилия натяжения; при отсутствии данных $\Delta t = 20$.

Потери от деформации анкеров, расположенных в натяжных устройствах, вследствие обжатия шайб, смятия высаженных головок, смещения стержней в инвертных зажимах σ_3 :

при натяжении арматуры на упоры

$$\sigma_3 = E_s \Delta l / l, \quad (2.17)$$

где $\Delta l = 2$ мм — при обжатии опрессованных шайб или смятии высаженных головок; $\Delta l = 1,25 + 0,15d$ — при смещении стержней в зажимах (здесь d — диаметр стержня, мм); l — длина натягиваемого стержня, мм, определяемая расстоянием между наружными границами упоров формы или стенда;

при натяжении арматуры на бетон

$$\sigma_3 = E_s (\Delta l_1 + \Delta l_2) / l, \quad (2.18)$$

где $\Delta l_1 = 1$ мм — при обжатии шайб или прокладок, расположенных между анкерами и бетоном элемента; $\Delta l_2 = 1$ мм — при деформации анкеров стаканного типа, колодок с пробками, анкерных гаек и захваток.

При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформации анкеров в расчете не принимаются, так как они учтены при определении полного удлинения арматуры.

Потери от трения арматуры σ_4 :
о стенки каналов или о поверхность бетона конструкций при натяжении на бетон

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} (1 - 1/e^{\omega x + \delta \theta}), \quad (2.23)$$

где e — основание натурального логарифма; x — длина участка от чатающего устройства до расчетного сечения, м; θ — суммарный угол поворота оси арматуры, рад; δ — коэффициент трения; ω — коэффициент, учитывающий отклонение прямолинейного участка канала от проектного положения на 1 м длины; для каналов с металлической поверхностью $\omega = 0,003$ и $\delta = 0,35 \div 0,4$; для каналов с бетонной поверхностью, образованных гибким каналообразователем, $\omega = 0,0015$ и $\delta = 0,55 \div 0,65$ (см. табл. 6 СНиП 2.03.01-84);

об огибающие приспособления при натяжении на упоры

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} (1 - 1/e^{\delta \theta}), \quad (2.24)$$

где $\delta = 0,25$ (σ_{sp} принимается без учета потерь).

Потери от деформации стальных форм σ_5 :

$$\sigma_5 = \eta E_s \Delta l / l, \quad (2.25)$$

где $\eta = (n-1)/(2n)$ — при натяжении арматуры домкратом; $\eta = (n-1)/(4n)$ — при натяжении арматуры намоточной машиной электротермомеханическим способом (50 % усилия создается грузом); Δl — сближение упоров по оси равнодействующей силы обжатия; l — расстояние между наружными гранями упоров; n — число групп стержней, натягиваемых одновременно.

При отсутствии данных о технологии изготовления и конструкции формы принимают: $\sigma_5 = 30$ МПа. При электротермическом способе натяжения арматуры $\sigma_5 = 0$.

Потери от быстронатекающей ползучести бетона σ_6 . Потери зависят от проектного класса бетона, уровня напряжений (соотношения σ_{bp}/R_{bp}) и условий твердения. При естественном твердении бетона:

$$\sigma_6 = 40 \sigma_{bp} / R_{bp} \text{ при } \sigma_{bp} / R_{bp} \leq \alpha; \quad (2.26)$$

$$\sigma_6 = 40 \alpha + 85 \beta (\sigma_{bp} / R_{bp} - \alpha) \text{ при } \sigma_{bp} / R_{bp} > \alpha, \quad (2.27)$$

где α и β — коэффициенты, принимаемые: $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp}$, но не более 0,8; $\beta = 5,25 - 0,185 R_{bp}$, но не более 2,5 и не менее 1,1; σ_{bp} — напряжения обжатия в бетоне на уровне центра тяжести всей напрягаемой арматуры сечения от действия усилия предварительного обжатия P_0 с учетом потерь $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$ и σ_5 .

При тепловой обработке бетона потери σ_6 равны потерям при естественном твердении, умноженным на коэффициент 0,85.

Потери от релаксации напряжений арматуры при натяжении на бетон принимаются такими же, как и при натяжении на упоры проволоочной и стержневой арматуры, т. е. $\sigma_7 = \sigma_1$.

Потери от усадки бетона σ_8 зависят от вида и проектной марки бетона, условий твердения и способа натяжения арматуры (табл. 2.11). При натяжении па

Таблица 2.11. Потери напряжений в арматуре от усадки бетона σ_8 , МПа

Бетон	Потери напряжений, МПа, при натяжении арматуры на бетон		
	естественного твердения	с тепловой обработкой при атмосферном давлении	независимо от условий твердения
Тяжелый классов:			
В35 и ниже	40	35	30
В40	50	40	35
В45 и выше	60	50	40
Легкий при мелком заполнителе:			
плотном	50	45	40
пористом	70	60	50
Мелкозернистый групп А, Б, В	См. табл. 5 СНиП 2.03.01-84		40—50

тон потери напряжений меньше, чем при натяжении на упоры, так как к моменту натяжения арматуры усадка бетона частично произошла.

Потери от ползучести бетона σ_9 , уменьшающей удлинение натянутой арматуры (вследствие укорочения элемента при обжатии бетона), а следовательно, предельных напряжений в ней. Потери напряжений зависят от вида бетона, условий твердения и уровня напряжений (соотношения σ_{bp}/R_{bp}). Для тяжелого и легкого бетона при плотном мелком заполнителе

$$\left. \begin{aligned} \sigma_9 &= 150\alpha\sigma_{bp}/R_{bp}; \text{ при } \sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75; \\ \sigma_9 &= 300\alpha(\sigma_{bp}/R_{bp} - 0,375) \text{ при } \sigma_{bp}/R_{bp} > 0,75, \end{aligned} \right\} (2.12)$$

где $\alpha=1$ — для бетона естественного твердения; $\alpha=0,85$ — для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении.

В случае применения легкого бетона на пористых мелких заполнителях потери напряжений σ_9 увеличиваются в 1,2 раза против вычисленных по вышеуказанным формулам.

Для мелкозернистого бетона группы А в формулы для σ_9 вводится коэффициент $\alpha_1=1,3$, для группы Б — коэффициент $\alpha_1=1,5$, а для группы В — коэффициент $\alpha_1=0,85$.

Потери от смятия бетона под витками спиральной (или кольцевой) арматуры (при диаметре конструкции до 3 м) σ_{10} :

$$\sigma_{10}=70-0,22d_{ext}, \quad (2.29)$$

где d_{ext} — наружный диаметр конструкции, см.

Потери от деформаций обжатия стыков между блоками в сборных конструкциях σ_{11} :

$$\sigma_{11}=E_s n \Delta l / l, \quad (2.30)$$

где n — число швов конструкции по длине натягиваемой арматуры; $\Delta l=0,5$ мм — при обжатии стыка, при стыковании насухо; $\Delta l=0,3$ мм — то же, при заполнении стыка бетоном; l — длина натягиваемой арматуры, мм.

Потери предварительного напряжения от усадки бетона σ_8 и его ползучести σ_9 зависят от времени твердения и влажности среды. Если заранее известен срок загрузки конструкции, то потери σ_8 и σ_9 умножают на коэффициент $\varphi_t \leq 1$:

$$\varphi_t = 4t / (100 + 3t), \quad (2.31)$$

где t — время, сут, отсчитываемое от окончания бетонирования для σ_8 и от начала обжатия бетона для σ_9 .

Для конструкций, предназначенных к эксплуатации при влажности воздуха окружающей среды ниже 40 %, потери от усадки бетона σ_8 и его ползучести σ_9 увеличиваются на 25 %, а для конструкций, не защищенных от солнечной радиации, например в Средней Азии, где сухой жаркий климат, потери напряжений σ_8 и σ_9 увеличиваются на 50 %.

§ 2. ОСНОВНЫЕ ФОРМУЛЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ (ПЕРВАЯ ГРУППА ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ)

Расчетные предпосылки. Расчет по прочности элементов железобетонных конструкций производится для нормальных и наклонных к продольной оси сечений в

наиболее напряженных местах (см. рис. 1.1). В несомненных случаях следует рассчитывать элементы местного действия нагрузки (смятие, продавливание, рыв).

При определении предельных усилий в сечении, нормальном к продольной оси, исходят из следующих посылок:

сопротивление бетона растяжению R_{bt} принимают равным нулю;

сопротивление бетона сжатию в пределах сжатой зоны сечения принимается равномерно распределенным с равным R_b (эпюра напряжений прямоугольная);

максимальные растягивающие напряжения в арматуре равны расчетному сопротивлению растяжению R_{st} ;

сжимающие напряжения в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре принимаются не более расчетного сопротивления сжатию R_{sc} .

В соответствии с нормативами рекомендуется принимать элементы таких поперечных сечений, чтобы выходящая по расчету относительная высота сжатой зоны бетона $\xi = x/h_0$ не превышала ее граничного значения ξ_R , при котором предельное состояние элемента наступает тогда, когда напряжения в растянутой арматуре достигают расчетного сопротивления R_s . Граничное условие имеет вид:

$$x \leq \xi_R h_0 \quad \text{или} \quad \xi \leq \xi_R. \quad (2.1)$$

Значение ξ_R вычисляют по формуле

$$\xi_R = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{sr} R}{\sigma_{sc, u}} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)}. \quad (2.2)$$

Характеристику сжатой зоны бетона w определяют по зависимости

$$w = \alpha - 0,008 R_b, \quad (2.3)$$

где R_b — в МПа; α — коэффициент, принимаемый равным 0,85 для тяжелого бетона, 0,8 для легкого и поризованного бетона и 0,75 для мелкозернистого бетона.

При автоклавной обработке бетона коэффициент снижается на 0,05.

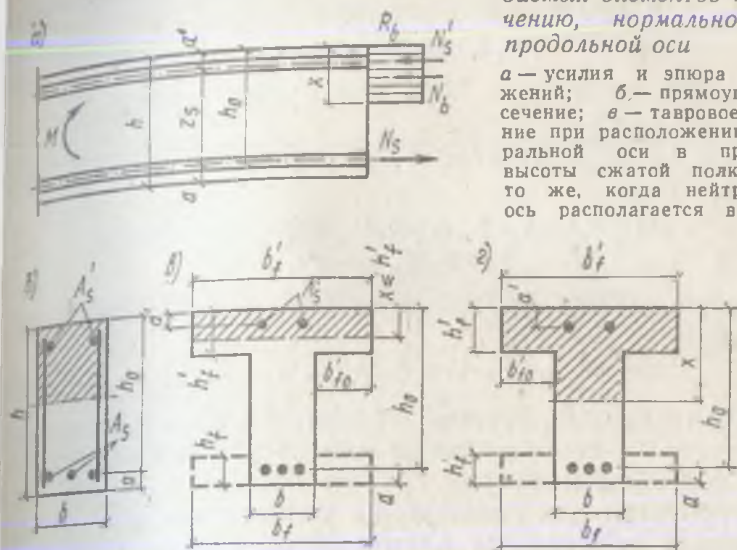
Напряжение σ_{sr} в арматуре принимают в зависимости от класса арматуры равным, МПа:

$$\begin{aligned} \text{A-I, A-II, A-III, A-IIIb и Вр-I} & \dots R_s - \sigma_{sp} \\ \text{A-IV, A-V, A-VI} & \dots R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} \\ \text{B-II, Вр-II, К-7 и К-19} & \dots R_s + 400 - \sigma_{sp} \end{aligned}$$

где R_s — расчетное сопротивление арматуры растяжению с учетом коэффициентов условий работы арматуры γ_{st} , кроме коэффициента

Рис. 2.1. К расчету изгибаемых элементов по сечению, нормальному к продольной оси

a — усилия и эпюра напряжений; *б* — прямоугольное сечение; *в* — тавровое сечение при расположении нейтральной оси в пределах высоты сжатой полки; *г* — то же, когда нейтральная ось располагается в ребре



γ_{s6} (учитывающего работу продольной высокопрочной растянутой арматуры классов А-IV, А-V, А-VI, В-II, Вр-II, К-7 и К-19 при напряжениях выше условного предела текучести); порядок учета γ_{s6} см. в п. 3.13 СНиП 2.03.01-84; σ_{sp} — предварительное напряжение арматуры с учетом потерь при коэффициенте точности натяжения γ_{sp} меньше единицы.

Если в расчете элементов учитывается коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} < 1,0$, то в формуле (2.33) предельное напряжение в арматуре сжатой зоны $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа, а при $\gamma_{b2} \geq 1,0$ его принимают равным 400 МПа. При расчете элементов в стадии обжатия значение $\sigma_{sc,u} = 330$ МПа.

Для ячеистых бетонов $\xi_R \leq 0,6$.

Расчет по прочности изгибаемых элементов прямоугольного и таврового сечений, нормальных к продольной оси. Расчет прямоугольных сечений (рис. 2.1, а, б) при $\xi \leq \xi_R$ ведется по формуле

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (2.35)$$

Высота сжатой зоны бетона x определяется из выражения

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x. \quad (2.36)$$

Тавровые сечения с полкой в сжатой зоне при $\xi \leq \xi_R$ рассчитываются следующим образом:

если граница сжатой зоны проходит в полке 2.1, в), т. е. соблюдается условие

$$R_s A_s \leq R_b b' f' h' f + R_{sc} A'_s,$$

то расчет производят как для прямоугольных шириной $b = b' f$;

если граница сжатой зоны проходит в ребре 2.1, з),

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b' f - b) h' f (h_0 - 0,5h' f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'),$$

при этом высоту сжатой зоны бетона x находят из

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x + R_b (b' f - b) h' f.$$

Если площадь сечения растянутой арматуры по конструктивным соображениям или из расчета по предельным состояниям второй группы принята большей, это требуется для соблюдения условий $x \leq \xi_R h_0$, то считать изгибаемые элементы по прочности следует согласно формулам общего случая — при любых сечениях, внешних усилиях и любом армировании (согласно п. 3.28 СНиП 2.03.01-84), а также допускается при $x > \xi_R h_0$ в формулах (2.35) и (2.38) принимать $x = \xi_R h_0$.

Величину сжатой полки $b' f$, вводимую в расчет, принимают из условия (см. п. 3.16 СНиП 2.03.01-84), ширина свеса полки $b' f_0$ в каждую сторону от ребра должна быть не более $1/6$ пролета элемента и не более: а) $1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами — при наличии поперечных ребер или при $h' f \geq 0,1h$; б) $6h' f$ — при отсутствии поперечных ребер или при расстояниях между ними, больших, чем расстояния между продольными ребрами, и при $h' f < 0,1h$; в) при консольных свесах полки: $6h' f$ — при $h' f \geq 0,1h$; $3h' f$ — при $0,05h \leq h' f < 0,1h$; свесы не учитываются — при $h' f < 0,05h$.

При расчете элементов с одиночной арматурой $A'_s = 0$, поэтому в формулах (2.35) — (2.39) слагаемые, которые входят A'_s , опускаются и расчет значительно упрощается. На практике для расчета элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой пользуются вспомогательной таблицей (табл. 2.12) и следующими равенствами:

$$M = A_0 b h_0^2 R_b;$$

$$A_s = M / (\eta h_0 R_s);$$

Таблица 2.12. Данные для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения, армированных одиночной арматурой

x/h_0	$\xi = x/h_0$	$\eta = z_b/h_0$	A_0	$\xi = x/h_0$	$\eta = z_b/h_0$	A_0
0,01	10	0,995	0,01	0,36	1,84	0,295
0,02	7,12	0,99	0,02	0,37	1,82	0,301
0,03	5,82	0,985	0,03	0,38	1,8	0,309
0,04	5,05	0,98	0,039	0,39	1,78	0,314
0,05	4,53	0,975	0,048	0,4	1,77	0,32
0,06	4,15	0,97	0,058	0,41	1,75	0,326
0,07	3,85	0,965	0,067	0,42	1,74	0,332
0,08	3,61	0,96	0,077	0,43	1,72	0,337
0,09	3,41	0,955	0,085	0,44	1,71	0,343
0,10	3,24	0,95	0,095	0,45	1,69	0,349
0,11	3,11	0,945	0,104	0,46	1,68	0,354
0,12	2,98	0,94	0,113	0,47	1,67	0,359
0,13	2,88	0,935	0,121	0,48	1,66	0,365
0,14	2,77	0,93	0,13	0,49	1,64	0,37
0,15	2,68	0,925	0,139	0,5	1,63	0,375
0,16	2,61	0,92	0,147	0,51	1,62	0,38
0,17	2,53	0,915	0,155	0,52	1,61	0,385
0,18	2,47	0,91	0,164	0,53	1,6	0,39
0,19	2,41	0,905	0,172	0,54	1,59	0,394
0,2	2,36	0,9	0,18	0,55	1,58	0,399
0,21	2,31	0,895	0,188	0,56	1,57	0,403
0,22	2,26	0,89	0,196	0,57	1,56	0,408
0,23	2,22	0,885	0,203	0,58	1,55	0,412
0,24	2,18	0,88	0,211	0,59	1,54	0,416
0,25	2,14	0,875	0,219	0,6	1,535	0,42
0,26	2,1	0,87	0,226	0,61	1,53	0,424
0,27	2,07	0,865	0,236	0,62	1,525	0,428
0,28	2,04	0,86	0,241	0,63	1,52	0,432
0,29	2,01	0,855	0,248	0,64	1,515	0,435
0,3	1,98	0,85	0,255	0,65	1,51	0,439
0,31	1,95	0,845	0,262	0,66	1,5	0,442
0,32	1,93	0,84	0,269	0,67	1,495	0,446
0,33	1,9	0,835	0,275	0,68	1,49	0,449
0,34	1,88	0,83	0,282	0,69	1,485	0,452
0,35	1,86	0,825	0,289	0,7	1,48	0,455

$$A_0 = \frac{x}{h_0} \left(1 - \frac{0,5x}{h_0} \right) = \xi (1 - 0,5\xi); \quad (2.42)$$

$$\eta = z_b/h_0 = 1 - 0,5x/h_0 = 1 - 0,5\xi. \quad (2.43)$$

Коэффициент армирования μ и процент армирования определяют по формулам:

$$\mu = A_s / (b h_0), \text{ или } \mu = \xi R_b / R_s; \quad (2.44)$$

$$\mu' = 100 \xi R_b / R_s. \quad (2.45)$$

Исходя из опыта проектирования оптимальных стоимости железобетонных элементов рекомендуют принимать: $\mu = 1 \div 2 \%$; $\xi = 0,3 \div 0,4$ — для балок; $\xi = 0,3 \div 0,6 \%$, $\xi = 0,1 \div 0,15$ — для плит.

В практике расчета изгибаемых элементов наиболее часто встречаются следующие случаи (когда марки материалов и момент M уже известны):

1. Необходимо подобрать размеры сечения b и h элемента. Для этого задаются шириной сечения b и рекомендуемым значением коэффициента ξ , по которому табл. 2.12 находят коэффициент A_0 , затем определяют рабочую высоту сечения h_0 по формуле, полученной из равенства (2.40):

$$h_0 = \sqrt{M / (A_0 b R_b)},$$

или

$$h_0 = r_0 \sqrt{M / (b R_b)},$$

где $r_0 = 1 \sqrt{A_0}$.

Полная высота сечения $h = h_0 + a$ с доведением к унифицированным размерам, отвечающих конструктивным и производственным условиям.

2. Следует рассчитать площадь сечения арматуры A_s при заданных (или принятых) размерах сечения b и h . Вначале вычисляют $A_0 = M / (b h^2 R_b)$, затем по табл. 2.12 находят η и ξ и по формуле (2.41) определяют A_s , проверяя условие $x \leq \xi_R h_0$ или $\xi \leq \xi_R$.

3. Необходимо проверить прочность изгибаемого элемента, когда известны размеры сечения b , h , и площадь сечения арматуры A_s . Вычисляют коэффициент армирования $\mu = A_s / (b h_0)$ и значение ξ по формуле (2.44); проверяют условие $x \leq \xi h_0$. Затем по ξ находят в табл. 2.12 значение A_0 и по формуле (2.40) вычисляют изгибающий момент M_f , который выдерживает сечение элемента. После этого сравнивают значение M_f с действующим расчетным моментом M ; элемент удовлетворяет прочности, если соблюдается условие

$$M \leq M_f = A_0 b h^2 R_b.$$

Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента. Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, производится на действие поперечных сил Q и изгибающего момента M . При этом необходимо обеспечить прочность наклонных сечений при следующих расчетных случаях:

действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами;
 действие поперечной силы по наклонной трещине;
 действие поперечной силы по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой (для коротких консолей консоли);
 действие изгибающего момента по наклонной трещине.

При расчете прочности элементов на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами должно соблюдаться условие

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0, \quad (2.48)$$

где φ_{w1} — коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента: $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w$, но не более 1,3 (здесь $\alpha = E_s/E_b$, $\mu_w = A_{sw}/(bs)$); φ_{b1} — коэффициент, определяемый по формуле $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$ (здесь β — коэффициент, зависящий от вида бетона; для тяжелого, мелкозернистого и ячеистого бетонов $\beta = 0,01$, для легкого $\beta = 0,02$); R_b — в МПа.

Расчет элементов с поперечной арматурой (рис. 2.2, а) на действие поперечной силы по наклонной трещине в наиболее опасном сечении производят из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}, \quad (2.49)$$

где Q_b , Q_{sw} и $Q_{s,inc}$ — поперечные усилия, воспринимаемые соответственно бетоном, хомутами (поперечными стержнями) и отгибами.

Поперечное усилие Q_b определяют по формуле

$$Q_b = [\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_b b h^2_0] / c, \quad (2.50)$$

где c — длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента; φ_{b2} — коэффициент, принимаемый в зависимости от вида бетона:

для тяжелого и ячеистого	2,0
» мелкозернистого	1,7
» легкого при марке по средней плотности D 1900 и более	1,9
то же, D 1800 и менее при заполнителе: плотном мелком	1,75
пористом	1,5

Коэффициент φ_f , учитывающий влияние сжатых полков в тавровых и двутавровых элементах, находят по выражению

$$\varphi_f = 0,75 - \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0}, \quad (2.51)$$

но не более 0,5. При этом значение b'_f принимают не более $(b + 3h'_f)$, а поперечная арматура должна быть заанкерена в полке.

c_0 проекции наклонной трещины определяется из минимума выражения $Q_b + Q_{sw} + Q_{s, inc}$, где при вычислении Q_b в формулу (2.50) вместо c подставляется c_0 . При этом полученное значение c_0 принимают равным $2h_0$ и не более значения c , а при $c > h_0$ — не менее h_0 .

При отсутствии отгибов ($Q_{s, inc} = 0$) и постоянном шаге хомутов в пределах рассматриваемого наклонного сечения значение c_0 , соответствующее минимуму выражения $Q_b + Q_{sw}$, определяют по формуле

$$c_0 = \sqrt{[\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2] / q_{sw}}.$$

Усилие в хомутах на единицу длины элемента вычисляется по выражению

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s,$$

тогда

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0, \text{ или } Q_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw}.$$

При этом для хомутов, устанавливаемых по расчету, должно удовлетворяться условие

$$q_{sw} \geq [\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b] / 2,$$

а также должны удовлетворяться конструктивные требования по размещению поперечной арматуры (п.п. 5.26—5.28 СНиП 2.03.01-84).

Расчет железобетонных элементов в сечении без поперечной арматуры на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине выполняется по формуле

$$Q \leq [\varphi_{b4}(1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2] / c,$$

при этом правая часть условия (2.58) должна быть более $2,5 R_{bt} b h_0$ и не менее $\varphi_{b3}(1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0$; коэффициент φ_{b4} принимается в зависимости от вида бетона

для тяжелого и ячеистого	1,5
» мелкозернистого	1,2
» легкого при марке по плотности	
D 1900 и более	1,2
то же, D 1800 и менее	1,0

Прочность элементов по наклонному сечению на действие изгибающего момента рассчитывают по условию

$$M \leq M_s + M_{sw} + M_{s, inc},$$

где M — момент от внешней расчетной нагрузки, расположенной с одной стороны от рассматриваемого наклонного сечения, относительно

но оси, перпендикулярной плоскости действия момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий N_b в сжатой зоне сечения (рис. 2.2, б); M_s , M_{sw} и $M_{s,inc}$ — суммы моментов относительно той же точки усилий соответственно в продольной арматуре, в поперечных арматурных стержнях (хомутах), пересекаемых наклонным сечением в растянутой зоне, и в отгибах:

$$M_s = R_s A_s z_s; \quad (2.60)$$

$$M_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw}; \quad (2.61)$$

$$M_{s,inc} = \Sigma R_s A_{s,inc} z_{s,inc}. \quad (2.62)$$

При расположении поперечных стержней (хомутов) с равномерным шагом в пределах растянутой зоны наклонного сечения момент M_{sw} определяют по формуле

$$M_{sw} = q_{sw} c^2 / 2, \quad (2.63)$$

где c — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента.

В практических расчетах, если известно q_{sw} , легко получить из выражения (2.55) расстояние $s = R_{sw} A_{sw} / q_{sw}$. Максимальное расстояние между хомутами (поперечными стержнями) s_{max} определяют из формулы (2.58), считая, что на участке между двумя соседними хомутами несущая способность наклонного сечения обеспечивается лишь прочностью бетона сжатой зоны, т. е.

$$s_{max} = \Phi_{b1} (1 + \Phi_n) R_{bt} b h^2_0 / Q. \quad (2.64)$$

Для расчета поперечных стержней в элементах прямоугольного сечения без предварительного напряжения и без отгибов рассмотрим наклонное сечение BD (рис. 2.2, б) балки, имеющее наименьшую несущую способность. В начале наклонного сечения (точка B) поперечная сила по расчету равна Q , в конце наклонного сечения (точка D) — поперечная сила равна $Q_D = Q - q c$. Суммарное значение усилия, которое могут воспринять поперечные стержни на участке длиной c , будет:

$$\Sigma R_{sw} A_{sw} = q_{sw} c.$$

Из выражения (2.50), полагая, что коэффициенты $\Phi_i = 0$ и $\Phi_n = 0$, находим:

$$Q_b = \Phi_{b2} R_{bt} b h^2_0 / c = B_0 / c, \quad (2.65)$$

где

$$B_0 = \Phi_{b2} R_{bt} b h^2_0, \quad (2.66)$$

Подставляя в формулу (2.49) значения Q_b и Q_{sw} (при $Q_{s,inc} = 0$), с учетом равномерно распределенной нагрузки q запишем:

$$Q \leq (q_{sw} + q) c + B_0 / c. \quad (2.67)$$

Минимальная несущая способность наклонного сечения определяется из условия

$$dQ/dc = (q_{sw} + q) - B_0/c^2 = 0,$$

откуда значение проекции расчетного наклонного сечения

$$c = \sqrt{B_0/(q_{sw} + q)} = \sqrt{\varphi_{bt} R_{bt} b h_0^2 / (q_{sw} + q)}. \quad (2.65)$$

Подставив значение c в условие (2.67), находим:

$$Q \leq 2 \sqrt{B_0 (q_{sw} + q)},$$

а с учетом значения B_0 по формуле (2.66) определяем поперечную силу Q_{wb} , которую могут воспринять хомуты (поперечные стержни) и бетон сжатой зоны в наклонном сечении:

$$Q_{wb} = 2 \sqrt{\varphi_{bt} R_{bt} b h_0^2 (q_{sw} + q)}. \quad (2.68)$$

При отсутствии равномерно распределенной нагрузки ($q=0$) формула (2.69) примет вид:

$$Q_{wb} = 2 \sqrt{\varphi_{bt} R_{bt} b h_0^2 q_{sw}}. \quad (2.69)$$

Длина проекции расчетного наклонного сечения

$$c_0 = \sqrt{\varphi_{bt} R_{bt} b h_0^2 / q_{sw}}. \quad (2.70)$$

Усилие, приходящееся на поперечные стержни в данном сечении,

$$q_{sw} s = R_{sw} A_{sw} n, \quad (2.71)$$

где A_{sw} — площадь сечения одного поперечного стержня (одной ветви хомута); n — число поперечных стержней в одном сечении элемента.

В расчетах обычно, с учетом конструктивных требований, задаются диаметром поперечных стержней и числом в сечении элемента, в этом случае число A_{sw} является известным. Тогда $Q = Q_{wb} = Q_{sw} + Q_b$ из выражения (2.70).

$$q_{sw} = Q^2 / (4 \varphi_{bt} b h_0^2 R_{bt}), \quad (2.72)$$

а из формулы (2.72)

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} n / s. \quad (2.73)$$

Так как поперечная сила Q воспринимается поровну бетоном сжатой зоны и поперечными стержнями, то $Q_b = Q_{sw} = 0,5Q$, и это значение Q_b должно быть:

$$Q_b \geq \varphi_{bt} R_{bt} b h_0 (1 + \varphi_n). \quad (2.74)$$

В расчетах элементов на действие поперечных сил обычно расчленяется на ряд участков (по эпюре Q), и расчет поперечных стержней выполняется отдельно для каждого участка (рис. 2.2, в). С уменьшением значения Q обычно увеличивают шаг поперечных стержней, соблюдая при этом конструктивные требования по СНиП 2.03.01-84.

Расчетные формулы внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения. При расчете внецентренно сжатых элементов необходимо учитывать случайный начальный эксцентриситет e_a и влияние прогиба на несущую способность. Величину e_a принимают не менее одного из следующих значений: $1/600$ всей длины элемента или длины его части между точками закрепления; $1/30$ высота сечения элемента h и не менее 1 см.

Расчетный эксцентриситет

$$e_0 = M/N + e_a. \quad (2.75)$$

Условие прочности прямоугольных сечений при $\xi = \xi_R$ (рис. 2.3, а)

$$N e \leq R_{bt} b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (2.76)$$

где x — высота сжатой зоны бетона, определяемая из формулы

$$N + R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_{bt} b x. \quad (2.77)$$

При $\xi > \xi_R$ (рис. 2.3, в) прочность внецентренно сжатых элементов также рассчитывают по условию (2.77), но высоту сжатой зоны находят из равенства

$$N = R_{bt} b x + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s, \quad (2.78)$$

где σ_s — напряжение в менее напряженной арматуре (более удаленной от оси действующего усилия N), вычисляемое в зависимости от применяемых материалов.

Для элементов из бетона класса В30 и ниже с не напрягаемой арматурой классов А-I, А-II и А-III

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - x/h_0}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s. \quad (2.79)$$

Для элементов из бетона класса выше В30 и с арматурой классов выше А-III ненапрягаемой и напрягаемой напряжение σ_s определяют по экспериментальной зависимости как для общего случая расчета (см. п. 3.28 СНиП 2.03.01.84).

Учет гибкости элемента. Гибкий внецентренно сжатый элемент под влиянием момента $M = N e_0$ прогибается, вследствие чего начальный эксцентриситет e_0 про-

Рис. 2.3. Расчетные
схемы внецентренно
сжатых элементов

а — при $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$; б —
при $\xi = x/h_0 > \xi_R$; 1 — кри-
вая эпюр напряжений
при наличии растянутой
зоны; 2 — то же, сжа-
той зоны

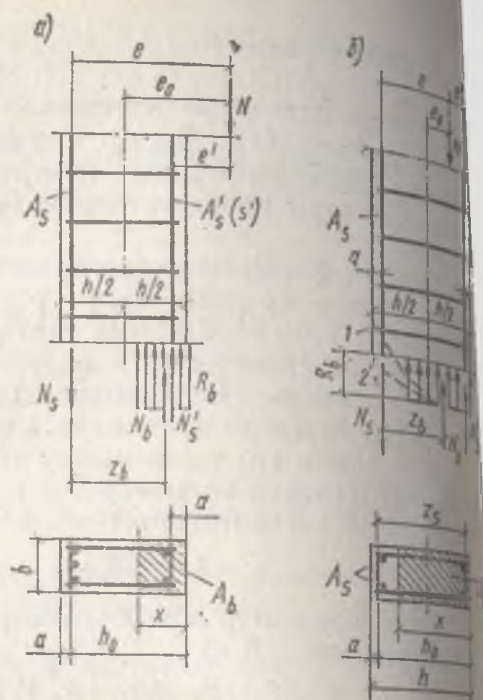
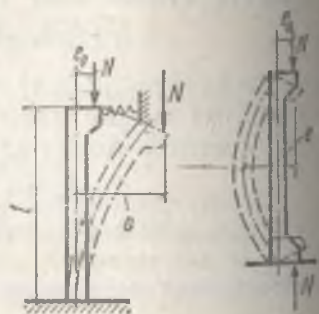


Рис. 2.4. Значение
эксцентриситета при
учете продольного из-
гиба элемента



дольной силы N возрастает на величину N_{cr} (рис. 2.4); при этом увеличивается изгибающий момент и снижается несущая способность элемента. Внецентренно сжатые элементы при гибкости $l_0/i > 14$ можно рассчитывать по недеформированной схеме, используя формулу (2.77), с учетом увеличенного эксцентриситета $e = \eta e_0$ (где коэффициент $\eta > 1$).

Значение коэффициента η определяют по формуле

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}).$$

(2.8)

Критическая сила

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{1}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e/\varphi_{sp}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right], \quad (2.82)$$

здесь φ — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии;

$$\varphi_l = 1 + \beta M_l/M; \quad (2.83)$$

φ_{sp} — коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента; при равномерном обжатии сечения

$$\varphi_{sp} = 1 + 12 \frac{\sigma_{br}}{R_b} \frac{e_0}{h}, \quad (2.84)$$

здесь σ_{br} — напряжение обжатия бетона с учетом всех потерь при коэффициенте $\gamma_{sp} < 1$; в элементах без предварительно-напряженной арматуры $\sigma_{br} = 0$ и $\varphi_{sp} = 1$.

В формуле (2.82) коэффициент δ_e принимается равным относительному эксцентриситету e_0/h , но не менее

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01e_0/h - 0,01R_b, \quad (2.85)$$

где R_b — в МПа.

В формуле (2.83) коэффициент $\beta = 1$ для тяжелого бетона и $\beta = 1 \div 2,5$ для легких бетонов на пористых заполнителях. Моменты M и M_l определяют относительно оси, параллельной линии, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении; см. рис. 2.3, б, кривая 2 и рис. 2.3, в) стержня арматуры соответственно от действия полной нагрузки и постоянных и длительных нагрузок. При отношениях $l_0/i < 14$ принимают коэффициент $\eta = 1$. При $N > N_{cr}$ коэффициент η , согласно формуле (2.81), является величиной отрицательной; это указывает на то, что сечение элемента недостаточно, требуется увеличить его размеры и повторить расчет.

Расчетные длины l_0 внецентренно сжатых элементов определяют в зависимости от типа здания и расчетной схемы (табл. 2.13 и 2.14):

для колонн многоэтажных зданий $l_0 = (0,7 \div 1) H$;

для ступенчатых колонн одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами при учете нагрузки от кранов (в плоскости поперечной рамы) $l_0 = (1,2 \div 1,5) H_1$ для подкрановой (нижней) части колонны и $l_0 = 2H_2$ для надкрановой (верхней) части колонны;

Таблица 2.13. Расчетная длина колонн одноэтажных промышленных зданий

Характеристика зданий и колонн					Расчетная длина l_0 при расчете в плоскости		
					поперечной рамы или перпендикулярной к оси эстакады	перпендикулярной к поперечной раме или параллельной оси эстакады	
						при наличии	при отсутствии
Здания	С мостовыми кранами	При учете нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных	$1,5 H_1$	$0,8 H_1$	$1,2 H_1$
			Неразрезных		$1,2 H_1$	$0,8 H_1$	$0,8 H_1$
		Без учета нагрузки от кранов	Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных	$2,0 H_2$	$1,5 H_2$	$2,0 H_2$
			Неразрезных		$2,0 H_2$	$1,5 H_2$	$1,5 H_2$
	Без мостовых кранов	При учете нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн зданий	Однопролетных	$1,5 H$	$0,8 H$	$1,2 H$
			Многопролетных		$1,2 H$	$0,8 H$	$1,2 H$
Эстакады	Под трубопроводы	При соединении колонн с пролетным строением	Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных	$2,5 H_2$	$1,5 H_2$	$2,0 H_2$
			Неразрезных		$2,0 H_2$	$1,5 H_2$	$1,5 H_2$

Продолжение табл. 2.13

Здания	Без мостовых кранов	Колонны ступенчатые	Нижняя часть колонн зданий	Однопролетных Многопролетных	1,5 Н 1,2 Н	0,8 Н 0,8 Н	1,2 Н 1,2 Н
			Верхняя часть колонн		2,5 Н ₂	2,0 Н ₂	2,5 Н ₂
		Колонны постоянного сечения зданий		Однопролетных Многопролетных	1,5 Н 1,2 Н	0,8 Н 0,8 Н	1,2 Н 1,2 Н
Эстакады	Крановые	При подкрановых балках	Разрезных	2,0 Н ₁	0,8 Н ₁	1,5 Н ₁	
			Неразрезных	1,5 Н ₁	0,8 Н ₁	Н ₁	
	Под трубопроводы	При соединении колонн с пролетным строением	Шарнирном	2,0 Н	Н	2,0 Н	
			Жестком	1,5 Н	0,7 Н	1,5 Н	

Условные обозначения:

H — полная высота колонны от верха фундамента до горизонтальной конструкции (стропильной или подстропильной, распорки) в соответствующей плоскости;

H_1 — высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки;

H_2 — высота надкрановой части колонны от ступени колонны до горизонтальной конструкции в соответствующей плоскости.

Примечание. При наличии связей до верха колонн в зданиях с мостовыми кранами расчетная длина надкрановой части колонн в плоскости оси продольного ряда принимается равной H_2 .

Таблица 2.14. Расчетная длина элементов ферм и арок

Элементы	Расчетная длина элемента ферм и арок
Фермы	
При расчете верхнего пояса в плоскости фермы:	
при $e_0 < 1/8 h_1$	0,9 l
» $e_0 \geq 1/8 h_1$	0,8 l
То же, из плоскости фермы:	
для участка под фонарем (при ширине фонаря 12 м и более)	0,8 l
в остальных случаях	0,9 l
При расчете раскосов и стоек в плоскости фермы	0,8 l
То же, из плоскости фермы:	
при $b_1/b_2 < 1,5$	0,9 l
» $b_1/b_2 \geq 1,5$	0,8 l
Арки	
При расчете в плоскости арки:	
трехшарнирной	0,580 L
двухшарнирной	0,540 L
бесшарнирной	0,365 L
При расчете из плоскости арки (любой)	L

Условные обозначения: l — длина элемента между центрами примыкающих узлов, а для верхнего пояса при расчете из плоскости — расстояние между точками его закрепления; L — длина арки вдоль ее геометрической оси, а из плоскости — между точками закрепления; h_1 , b_1 и b_2 — соответственно высота и ширина сечения верхнего пояса и ширина сечения стойки (раскоса) фермы.

для сжатых элементов ферм $l_0 = (0,8 + 0,9) l$;
 для двухшарнирной арки: при расчете в плоскости арки $l_0 = 0,54 L$ и при расчете из плоскости арки $l_0 = L$.
 Порядок расчета площадей сечения арматуры A_s и A'_s при несимметричном армировании:

1. Перед расчетом арматуры должны быть приняты размеры сечения b и h , определена длина элемента l_0 , вычислено расчетное усилие N , приняты марки материалов и выписаны для них расчетные данные R_b , R_s , R_{sc} , E_s , E_b , вычислены вспомогательные величины h_0 , z_0 , $e_0 = M/N + e_a$; l_0/h , e_0/h , $\alpha = E_s/E_b$.

2. Задаются коэффициентом армирования $\mu = (A_s + A'_s)/(bh_0)$ в пределах 0,005—0,03 и вычисляют N_{cr} по формулам (2.82) и (2.83), а $\delta_e = e_0/h$ и не менее

по формуле (2.85). В формуле (2.82) при определении N_{cr} принимают для прямоугольного сечения:
 $I = bh^3/12$; $\alpha I_s = \alpha \mu A (z_0/2)^2$; $A_b = bh$,

где $z_0 = h - a - a'$ — расстояние между центрами тяжести растянутой (менее сжатой) и сжатой арматуры.

3. По формуле (2.81) для гибких элементов находят коэффициент η и вычисляют $e = \eta e_0 + h/2 - a$.

4. По предварительно принятому значению μ задаются соотношением между A_s и A'_s и определяют высоту сжатой зоны x по формуле

$$x = \frac{N - R_{sc} A'_s + R_s A_s}{R_b b}, \quad (2.86)$$

затем вычисляют $\xi = x/h_0$, сравнивая ее с граничным значением ξ_R , определяемым по формуле (2.33).

5. Используя выражения (2.77) и (2.78) при $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$, арматуру подбирают по формулам:

$$A'_s = \frac{Ne - A_R R_b b h_0^2}{R_{sc} z_0}, \quad (2.87)$$

$$A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0 - N}{R_s} + A'_s \frac{R_{sc}}{R_s}, \quad (2.88)$$

где значения A_R принимают по табл. 2.12 как для A_0 при $\xi = \xi_R$, вычисляемой по формуле (2.33).

Согласно нормам, минимальная площадь сечения арматуры $A_s(S)$ и $A'_s(S')$ составляет (%):

при $l_0/l < 17$	0,05
» $l_0/l \leq 35$	0,1—17
» $l_0/l \leq 83$	0,2—35
» $l_0/l > 83$	0,25

Радиус инерции поперечного сечения элемента в плоскости эксцентриситета продольной силы (в плоскости изгиба) $i = \sqrt{I/A}$.

При $\mu = (A_s + A'_s)/(bh_0) > 0,03$ сечение мало, требуется изменить размеры b и h или повысить класс бетона и арматуры, а также повторно проверить прочность сечения.

Если сечение арматуры A'_s задано (или предварительно принято по конструктивным требованиям), то вначале вычисляют x , A_0 и ξ , а затем площадь сечения арматуры A_s :

$$x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b};$$

так как по формуле (2.42)

$$A_0 = \frac{x}{h_0} \left(1 - 0,5 \frac{x}{h_0} \right) = \xi (1 - 0,5\xi),$$

то и здесь

$$A_0 = \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2};$$

по величине A_0 из табл. 2.12 принимаем значение формулы (2.78) вычисляем A_s при $x = \xi h_0$:

$$A_s = (\xi R_b b h_0 - N) / R_s + A'_s R_{sc} / R_s.$$

6. При $\xi = x/h_0 > \xi_R$ для элементов из бетона класса В30 с ненапрягаемой арматурой классов А-II или А-III принимают вначале $\sigma_s = R_s$ при $\xi = \xi_R$ площади сечений арматуры вычисляют по формулам (2.87) и (2.88). Затем делают проверку и, если необходимо, уточняют расчет методом последовательного приближения.

Расчет площадей сечений арматуры A_s и A'_s в симметричном армировании. Внецентренно сжатые элементы, испытывающие действие близких по величине моментов, но противоположных по знаку, обычно армируют симметрично расположенными стержнями. В этом случае

$$A_s = A'_s \text{ и } R_{sc} = R_s.$$

Тогда при $\xi \leq \xi_R$ из формулы (2.78) найдем:

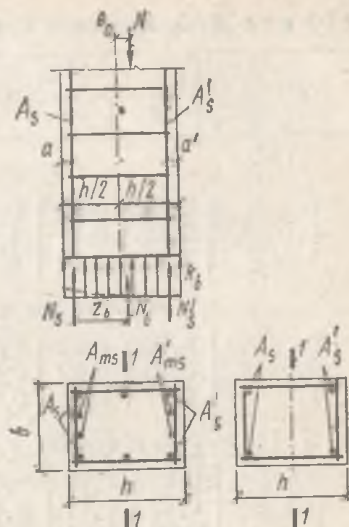
$$x = N / R_b b,$$

а из формулы (2.77) площадь сечения арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{N [e - h_0 + N / (2R_b b)]}{R_{sc} (h_0 - a')}.$$

Расчет внецентренно сжатых элементов при случайных эксцентриситетах $e_0 = e_a \leq h/30$ (рис. 2.5), расчет длине элемента $l_0 \leq 20h$ и симметричном армировании сечения стержнями классов А-I, А-II и А-III допускается производить как условно центрально сжатых элементов с учетом гибкости l_0/h , соотношения между усилиями N_l от постоянной и длительной нагрузки и усилием N от постоянной, длительной и кратковременной нагрузки (N_l/N) и количества промежуточной арматуры A_{ms} .

рис. 2.5. Расчетные схемы внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения при случайных эксцентриситетах $e_0 = e_a$



положенной у граней, параллельных рассматриваемой плоскости. Условие прочности имеет вид:

$$N \leq \eta \varphi [R_b A + R_{sc} (A_s + A'_s)], \quad (2.93)$$

где η — коэффициент условий работы, равный: 1 при $h > 20$ см и 0,9 при $h \leq 20$ см; φ — коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) \alpha \leq \varphi_r; \quad (2.94)$$

$$\alpha = \frac{R_{sc} (A_s + A'_s)}{R_b A} - \mu \frac{R_{sc}}{R_b};$$

здесь $A = bh$ — площадь сечения элемента.

При наличии промежуточных стержней площадью сечения A_{ms} , расположенных у граней, параллельных рассматриваемой плоскости (см. рис. 2.5), площадь сечения арматуры $A_s + A'_s$ принимают равной половине площади сечения всей арматуры в поперечном сечении элемента. Значения коэффициентов φ_b и φ_r принимают по табл. 2.15. При заданных (или предварительно назначенных) размерах поперечного сечения элемента, марках материала и расчетной силе N площади сечения арматуры подбирают по следующей формуле, полученной из условия (2.93):

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\eta \varphi R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}}. \quad (2.95)$$

где коэффициент φ вначале можно принять приближенно равным 0,75—0,85, а затем уточнить по формуле (2.94) и окончательно проверить условие (2.93).

Таблица 2.15. Значения коэффициентов φ и φ_r

N_1/N	φ при l_0/h						
	6	8	10	12	14	16	18
Коэффициент φ_b							
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,83
0,5	0,92	0,91	1,9	0,89	0,85	0,81	0,78
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63
Коэффициент φ_r при $A_{ms} < (A_s + A'_s)/3$							
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84
0,5	0,92	0,92	0,91	0,9	0,87	0,84	0,8
1	0,92	0,91	0,9	0,88	0,86	0,82	0,77
Коэффициент φ_r при $A_{ms} \geq (A_s + A'_s)/3$							
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,84	0,8
0,5	0,92	0,91	0,9	0,87	0,83	0,79	0,72
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,8	0,74	0,66

Примечания: 1. Схему сечения 1—1 элемента см. рис. 2.5.

2. Для промежуточных значений N_1/N и l_0/h значения φ и φ_r следует принимать по интерполяции.

Расчет наклонных сечений внецентренно сжатых элементов на действие поперечной силы и момента приводят аналогично расчету изгибаемых элементов.

Расчет прочности растянутых элементов. На центрально-осевое растяжение работают нижние пояса нисходящие раскосы фермы, затяжки арок, стенки крупных резервуаров и напорных труб и некоторые другие элементы. Чтобы повысить сопротивление бетона образованию трещин, центрально растянутые элементы заменяют, как правило, предварительно-напряженными.

Прочность центрально растянутых элементов зависит от сопротивления арматуры и должна удовлетворять условию

$$N \leq \gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s,$$

где A_{sp} — площадь сечения напрягаемой высокопрочной арматуры; γ_{s6} — коэффициент, учитывающий условия работы напрягаемой арматуры:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) (2\xi/\xi_R - 1).$$

Коэффициент η принимается в зависимости от класса арматуры равным:

для классов	A-IV и Ат-IVC	1,2
»	A-V, Ат-V, B-II, Вр-II, К-7, К-19	1,15
»	A-VI и Ат-VI	1,1

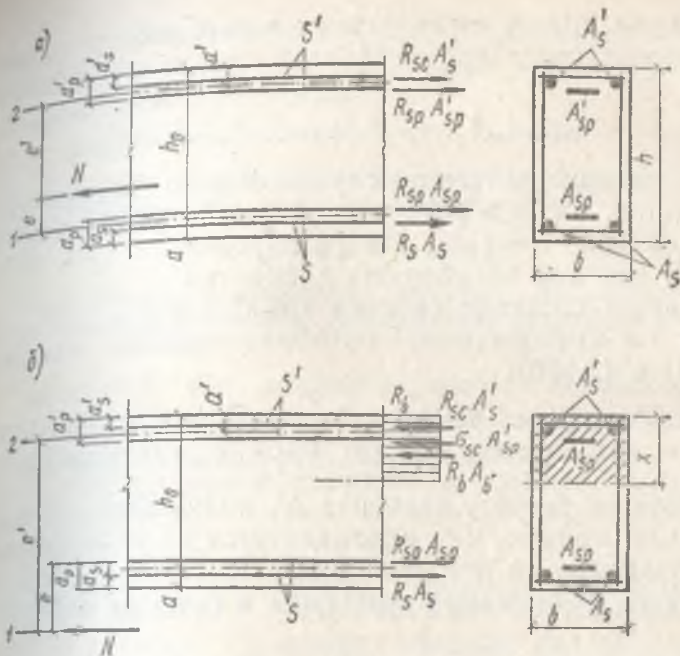


Рис. 2.6. Расчетные схемы внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения при расчете по прочности

а — случай 1; б — случай 2; 1 — ось равнодействующей усилий арматуры S; 1' — то же, арматуры S'

Несущую способность внецентренно растянутых элементов (например, стенки прямоугольных в плане резервуаров для жидкостей или сыпучих материалов и др.) определяют в зависимости от положения продольной силы N (рис. 2.6):

случай 1 — если продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре S и S' [где S — ближе расположенная, а S' — далее расположенная к усилию (см. рис. 2.6, а)], то прочность сечения должна удовлетворять условиям:

$$\left. \begin{aligned} Ne &\leq \gamma_{se} R_s A'_{sp} (h_0 - a'_p) + R_s A'_s (h_0 - a'_s); \\ Ne' &\leq \gamma_{se} R_s A_{sp} (h'_0 - a_p) + R_s A_s (h'_0 - a_s); \end{aligned} \right\} \quad (2.98)$$

случай 2 — если продольная сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и S' (см. рис. 2.6, б), то расчет по прочности сечения выполняют из условия

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p); \quad (2.99)$$

при этом высоту сжатой зоны x определяют из условия равенства нулю проекций всех сил на горизонтальную ось:

$$\gamma_{sc} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp} - N = R_b b x.$$

Если при расчете по случаю 2 и по формуле (2.99) окажется, что $x > \xi_R h_0$, то в формулу (2.99) подставляют значение $x = \xi_R h_0$, где ξ_R определяют по формуле (2.33) как для изгибаемых элементов.

Расчет площади сечения арматуры A_{sp} и A'_s выполняют по выражениям, преобразованным из формул (2.99) и (2.100):

$$A'_s = [Ne - A_0 R_b b h_0^2 - \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p)] / [R_{sc} (h_0 - a'_s)];$$

$$A_{sp} = (\xi_R R_b b h_0 - R_s A_s + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp} + N) / (\gamma_{sc} R_s).$$

Если по расчету значение A'_s получается отрицательным или меньше, чем рекомендуется по конструктивным требованиям, то его назначают по требованиям минимального содержания арматуры в сечении элемента.

§ 10. ОСНОВНЫЕ ФОРМУЛЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

Расчет элементов по образованию трещин. Требуется проверить стойкость изгибаемых, растянутых и внецентренно сжатых элементов проверяют расчетом в сечениях, нормальных к продольной оси, а при значительных поперечных силах также и в сечениях, наклонных к продольной оси.

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси. В расчетах сечений учтены следующие положения: сечения после деформации остаются плоскими; наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна бетона равно $2R_{bt,ser}/E_b$; напряжения в бетоне растянутой зоны распределены равномерно и перед образованием трещин равны $R_{bt,ser}$; напряжения в напрягаемой арматуре равны $\sigma_{sp} + 2\alpha R_{bt,ser}$ (где σ_{sp} — предварительное напряжение арматуры с учетом потерь, а α — коэффициент точности натяжения, а $\alpha = E_s/E_b$); напряжения в ненапрягаемой арматуре предварительно-напряженных элементов равны сумме сжимающего напряжения (от действия усадки и ползучести бетона) и растягивающего напряжения, которое соответствует приращению деформаций окружающего бетона.

Расчет по образованию трещин предварительно-напряженных элементов при центральном растяжении силой N производят из условия

$$N \leq N_{crc}, \quad (2.103)$$

где N_{crc} — усилие, воспринимаемое сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин:

$$N_{crc} = R_{bt,ser} (A + 2\alpha A_{s,tot}) + P; \quad (2.104)$$

здесь P — усилие предварительного обжатия; $A_{s,tot}$ — суммарная площадь сечения напрягаемой и ненапрягаемой арматуры; A — площадь сечения элемента.

В элементах без предварительного напряжения в формуле (2.104) величина $P = -\sigma_s A_s$, так как вызванное ползучестью и усадкой бетона сжимающее напряжение в ненапрягаемой арматуре σ_s снижает сопротивление образованию трещин элемента (в общем виде $P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s$).

Изгибаемые, внецентренно сжатые и внецентренно растянутые элементы рассчитывают по образованию трещин из условия, что момент внешних сил M_r с одной стороны от рассматриваемого сечения относительно оси, проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, не должен превышать момент M_{crc} , воспринимаемый сечением при образовании трещин:

$$M_r \leq M_{crc}, \quad (2.105)$$

где

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \pm M_{rp}, \quad (2.106)$$

здесь W_{pl} — упругопластический момент сопротивления.

В формуле (2.105) момент внешних сил $M_r = M$ для изгибаемых элементов (рис. 2.7, а); $M_r = N(e_0 - r)$ для внецентренно сжатых элементов (рис. 2.7, б) и $M_r = N(e_0 + r)$ для внецентренно растянутых элементов (рис. 2.7, в).

Момент M_{rp} от усилия обжатия P определяют по формуле

$$M_{rp} = P(e_{op} \pm r); \quad (2.107)$$

знак плюс в скобках ставят при расчете сечения от действия внешних нагрузок (рис. 2.7, в), а знак минус — при расчете сечения на усилия предварительного обжатия, при котором верхняя сжатая зона сечения при растяжении арматуры испытывает напряжения растяжения (рис. 2.7, б).

Значение W_{pl} определяют для грани, растянутой от действия усилия обжатия P , а $R_{bt,ser}$ — по передаточной прочности бетона R_{bp} . Момент M вычисляют от действия собственного веса конструкции.

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси. Под действием поперечных сил и изгибающих моментов в наклонных сечениях элементов возникают главные растягивающие σ_{mt} и главные сжимающие σ_{mc} напряжения. Трещиностойкость наклонных сечений в зоне действия максимальных главных растягивающих напряжений определяют в зависимости от сопротивления бетона осевому растяжению $R_{bt,ser}$ и главных сжимающих напряжений σ_{mc} . Трещиностойкость наклонного сечения в центре тяжести приведенного сечения и в местах примыкания сжатых полок к стенке таврового или двутаврового сечения обеспечена в том случае, если выполняется условие

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} R_{bt,ser}. \quad (2.117)$$

Коэффициент условий работы бетона γ_{b4} определяется по формуле

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc}/R_{b,ser}}{0,2 + \alpha_1 B} \leq 1,0, \quad (2.118)$$

здесь α_1 — коэффициент, зависящий от вида бетона и принимаемый равным: для тяжелого 0,01; для легкого, мелкозернистого и ячеистого 0,02; $\alpha_1 B \geq 0,3$.

Главные растягивающие и главные сжимающие напряжения в бетоне находят по формуле

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (2.119)$$

где σ_x — нормальное напряжение в бетоне от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия P ; σ_y — нормальное сжимающее напряжение в бетоне на площадке, параллельной продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил и распределенной нагрузки, а также от усилия предварительного напряжения хомутов и отогнутых стержней; τ_{xy} — касательные напряжения в бетоне от внешней нагрузки и от усилия предварительного напряжения отогнутых стержней.

Напряжения σ_x , σ_y и τ_{xy} определяют как для упругого тела, согласно Руководству [8] или учебникам [1 и 18]. В формулу (2.119) напряжения σ_x и σ_y подставляют со знаком «плюс», если они растягивающие, и со знаком «минус», если сжимающие. Напряжения

Относительно в условии (2.118) принимают по абсолютной величине.

Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин. По раскрытию трещин рассчитывают сечения, нормальные и наклонные к продольной оси элемента. Согласно требованию норм, в предельном состоянии элемента при расчете по раскрытию трещин должно соблюдаться условие (2.5), где $a_{cr, i} = 0,1 \div 0,4$ мм по табл. 2.8.

Величину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, определяют с учетом влияния ряда факторов по эмпирической формуле

$$a_{cr} = \delta \varphi_1 \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 (3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} \delta_a, \quad (2.120)$$

где δ — коэффициент, принимаемый равным 1 для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов и 1,2 для растянутых элементов; φ — коэффициент, учитывающий виды нагрузок и бетонов; при кратковременном действии нагрузок $\varphi_1 = 1$, при учете многократно повторяющейся нагрузки, а также длительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из тяжелого бетона естественной влажности $\varphi_1 = 1,6 - 15\mu$ и из легкого бетона на пористых заполнителях $\varphi_1 \geq 1,5$, а из тяжелого бетона в водонасыщенном состоянии 1,2; η — коэффициент, зависящий от вида и профиля продольной арматуры; при стержневой арматуре периодического профиля $\eta = 1$, при гладкой 1,3; при проволочной арматуре периодического профиля и канатах $\eta = 1,2$, а при гладкой 1,4; σ_s — напряжения растяжения в стержнях крайнего ряда; $\mu = S/(bh_0)$ — коэффициент армирования сечения (без учета сжатых свесов полок), принимаемый не более 0,02; d — диаметр стержней арматуры.

Коэффициент δ_a учитывает влияние толщины защитного слоя бетона со стороны растянутой арматуры площадью A_s и при $e_{0, tot} \geq 0,8h_0$ и $a_2 > 0,2h$ определяется по формуле

$$\delta_a = (20a_2/h - 1)/3 \leq 3,$$

где a_2 — расстояние от центра тяжести сечения стержней крайнего ряда арматуры S до наиболее растянутого волокна бетона (при $a_2 \leq 0,2h$ принимают $\delta_a = 1$).

Напряжения в растянутой арматуре σ_s вычисляют по следующим зависимостям:

для центрально растянутых элементов

$$\sigma_s = (N - P)/A_s; \quad (2.121)$$

для изгибаемых элементов

$$\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp})}{A_s z};$$

для внецентренно сжатых, а также внецентренно растянутых элементов при $e_{0,tot} \geq 0,8h_0$

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm z) - P(z - e_{sp})}{A_s z} \quad (2.122)$$

В формуле (2.122) знак «плюс» принимают при внецентренном растяжении, а знак «минус» — при внецентренном сжатии; для внецентренно растянутых элементов при $e_{0,tot} < 0,8h_0$ принимают $z = z_s$, соответствующее расстоянию между центрами тяжести арматуры S и S' .

Ширину раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента, определяют с учетом работы хомутов A_{sw} и отогнутых стержней $A_{s,inc}$ по формуле

$$\sigma_{cre} = \varphi_l \frac{0,6 \sigma_{sw} d_w \eta}{E_s d_w / h_0 + 0,15 E_b (1 + 2\alpha \mu_w)} \quad (2.123)$$

где φ_l — коэффициент, принимаемый равным: при кратковременных нагрузках 1,0; при продолжительном действии постоянных и длительных нагрузок для конструкций из тяжелого бетона естественной влажности 1,5 и в водонасыщенном состоянии 1,2; d_w — диаметр хомутов; $\mu_w = A_{sw} / (bs)$.

Напряжение в хомутах σ_{sw} находят по уравнению

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw} h_0} s \leq R_{s,ser} \quad (2.124)$$

где Q — действующая поперечная сила; Q_{b1} — поперечная сила, воспринимаемая бетоном элемента без поперечной арматуры (см. п. 4.17 СНиП 2.03.01-84):

$$Q_{b1} = 0,8 \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt,ser} b h_0^2 / c.$$

Для обеспечения закрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, при действии постоянных и длительных нагрузок должно соблюдаться требование

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8 R_{s,ser} \quad (2.125)$$

где σ_s — приращение напряжения в напрягаемой арматуре.

Сечение элемента с трещиной в растянутой зоне от всех нагрузок должно оставаться обжатым при действии постоянных и длительных нагрузок с нормальными напряжениями сжатия $\sigma_b \geq 0,5$ МПа, при этом σ_b определяется как для упругого тела от действия внешних нагрузок и усилия предварительного обжатия (см. пп. 4.19—4.21 СНиП 2.03.01-84).

Расчет железобетонных элементов по деформациям (определение прогибов). В общем случае прогиб железобетонного элемента при изгибе может быть определен

по кривизне оси $1/r$. На участках без трещин, где учитывается работа в упругой стадии всего приведенного сечения, кривизну оси изгибаемых и внецентренно нагруженных элементов находят по формуле

$$1/r = 1/r_1 + 1/r_2 - 1/r_3 - 1/r_4. \quad (2.126)$$

Кривизну от кратковременных нагрузок $1/r_1$ и от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок $1/r_2$ (без учета усилия предварительного обжатия P) определяют по формулам:

$$1/r_1 = M/(\varphi_{b1} E_b I_{red}); \quad (2.127)$$

$$1/r_2 = \varphi_{b2} M/(\varphi_{b1} E_b I_{red}), \quad (2.128)$$

где M — момент от соответствующей внешней нагрузки; φ_{b2} — коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона (увеличение кривизны) и определяемый по табл. 2.16; φ_{b1} — коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона, равный для тяжелого бетона и легкого бетона на пористых заполнителях при плотном мелком заполнителе 0,85, а при пористом мелком заполнителе 0,7.

Кривизна от выгиба элемента при кратковременном действии усилия предварительного обжатия P с учетом всех потерь

$$1/r_3 = P e_{op}/(\varphi_{b1} E_b I_{red}). \quad (2.129)$$

Таблица 2.16. Значения коэффициента φ_{b2}

Действие нагрузки	φ_{b2} для бетона			
	тяжелого, легкого, поризованного, ячеистого (для двухслойных предварительно напряженных конструкций из ячеистого и тяжелого бетонов)	мелкозернистого группы		
		А	Б	В
Непродолжительное	1,0	1,0	1,0	1,0
Продолжительное при влажности воздуха окружающей среды, %:				
40—75	2,0	2,6	3,0	2,0
<40	3,0	3,9	4,5	3,0

Примечания: 1. При попеременном водонасыщении и высушивании бетона значение φ_{b2} при продолжительном действии нагрузки следует умножать на коэффициент 1,2.

2. При влажности воздуха окружающей среды свыше 75% и при продолжительном загрузении бетона в водонасыщенном состоянии значения φ_{b2} следует умножать на коэффициент 0,8.

Кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия, определяется по формуле

$$1/r_4 = (e_b - e'_b)/h_0, \quad (2.130)$$

где e_b и e'_b — относительные деформации бетона, вызванные его усадкой и ползучестью на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры и крайнего сжатого волокна бетона

$$e_b = \sigma_b/E_s; \quad e'_b = \sigma'_b/E_s.$$

Значение σ_b принимают равным сумме потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона по σ_b , определяемому по формулам (2.26) и (2.27), σ_s — по табл. 2.11 и σ_g — по формуле (2.28).

Для элементов без предварительного напряжения кривизны $1/r_3$ и $1/r_4$ равны нулю.

На участках элементов, где образуются нормальные к продольной оси трещины, кривизну оси (при $e_{0,tot} \geq 0,8h_0$) находят по формуле

$$1/r = \frac{M}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b v} \right] - \frac{N_{tot} \psi_s}{h_0 E_s A_s}, \quad (2.131)$$

где M — момент от всех внешних сил и усилий обжатия P , по одну сторону сечения, относительно оси, проходящей через центр тяжести площади сечения A_s растянутой (или менее сжатой) арматуры; N_{tot} — равнодействующая всех внешних продольных сил, включая усилие P ; ψ_s и ψ_b — коэффициенты, учитывающие соответственно работу растянутого бетона на участке с трещинами и неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна бетона на длине участка с трещинами; φ_f — относительная площадь сечения свесов сжатой полки и арматуры в сжатой зоне; v — коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны, равный для тяжелого бетона 0,45 при непродолжительном действии нагрузки и 0,15 при продолжительном действии и влажности среды 40—75 % (табл. 2.17 и табл. 35 СНиП 2.03.01-84).

Относительную высоту сжатой зоны бетона в сечении с трещиной ξ вычисляют по формуле

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} \pm \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} \mp 5} \leq 1,0, \quad (2.132)$$

где β — коэффициент, равный 1,8 для тяжелого и легкого бетонов и 1,6 для мелкозернистого бетона; в знаках $(\pm)$ и $(\mp)$ верхние знаки принимают при сжимающем, а нижние — при растягивающем усилии N_{tot} ;

$$\delta = \frac{M}{bh_0^2 R_{b,ser}}; \quad (2.133)$$

Таблица 2.17. Значения коэффициента γ

Действие нагрузки	γ для бетона					
	тяжелого, легкого	поризо- ванного	мелкозернистого группы			крупного
			А	Б	В	
Непродолжительное	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Продолжительное при влаж- ности воздуха окружаю- щей среды, %:						
40—75	0,15	0,07	0,10	0,08	0,15	0,20
< 40	0,10	0,04	0,07	0,05	0,10	0,10

Примечания: 1. При попеременном водонасыщении и высушивании бетона сжатой зоны значение γ при продолжительном действии нагрузки следует делить на коэффициент 1,2.

2. При влажности воздуха окружающей среды выше 75 % и при продолжительном загрузении бетона в водонасыщенном состоянии значения γ необходимо делить на коэффициент 0,8.

$$\lambda = \varphi_f [1 - h'_f / (2h_0)]; \quad (2.134)$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f + A'_s \alpha / (2\gamma)}{b h_0}; \quad (2.135)$$

$$e_{s, tot} = M / N_{tot}. \quad (2.136)$$

Расстояние между центром тяжести площади сечения растянутой арматуры и точкой приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной определяют по выражению

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\varphi_f h'_f / h_0 + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right], \quad (2.137)$$

где для внецентренно сжатых элементов значение z принимают не более $0,97e_{s, tot}$.

Расчет площади сечений, имеющих полку в сжатой зоне, при $\xi < h'_f / h_0$ производят как прямоугольных шириной b'_f (где b'_f — расчетная ширина полки).

Для прямоугольных сечений и тавровых с полкой в растянутой зоне в формулах (2.134) и (2.137) принимают $h'_f = 2a'$ при наличии арматуры в сжатой зоне и $h'_f = 0$ при ее отсутствии.

Коэффициент ψ_s в формуле (2.131) определяют по формуле

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) e_{s,tot}/h_0} \leq 1,0, \quad (2.138)$$

где $e_{s,tot}/h_0 \geq 1,2/\varphi_{ls}$;

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{\pm M_r \mp M_{rp}} \leq 1,0; \quad (2.139)$$

φ_{ls} — коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки, равный для бетона класса выше В7,5: при непродолжительном действии нагрузки при стержневой гладкой и проволочной арматуре — 1,0, а периодического профиля — 1,1; при продолжительном действии нагрузки (независимо от вида арматуры) — 0,5.

При расчете изгибаемых элементов без предварительного напряжения арматуры последний член в правой части формулы (2.138) допускается принимать равным нулю, тогда $\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m$.

Методика определения моментов M , сил N_{tot} , параметров ξ , φ_f , ψ_s , ψ_b , z и др. изложена в приведенных в гл. 3 примерах.

Расчет прогиба на участках с трещинами. Полную величину кривизны $1/r$ для участка с трещинами в растянутой зоне в общем случае находят по формулам (2.126) — (2.130).

Значения ψ_s и ν при вычислении кривизны $1/r_1$ и $1/r_2$ в формуле (2.131) принимают при кратковременном действии нагрузки, а кривизны $1/r_3$ — при длительном действии нагрузки. Если значения $1/r_2$ и $1/r_3$ окажутся отрицательными, то их принимают равными нулю.

По значениям кривизн полный прогиб f_{tot} элемента в сечении с трещиной находят по формуле

$$f_{tot} = f_1 - f_2 + f_3 - f_4. \quad (2.140)$$

Для элементов с ненапрягаемой арматурой кривизну $1/r_4$ и соответственно прогиб f_4 принимают равными нулю.

Приближенный метод определения прогибов. Для облегчения трудоемких вычислений перемещений по формулам СНиП 2.03.01-84, согласно Руководствам [8 и 9], допускается рассчитывать прогибы приближенным методом. Полный прогиб с учетом деформации сдвига может быть вычислен (при $l/h < 10$) по формуле

$$f = f_m [1 + k(h/l)^2]. \quad (2.141)$$

где k — коэффициент, зависящий от условий опирания и нагружения элемента и наличия трещин; $k = 0,5 S_p$ при отсутствии трещин;

$k = 1,5/S_p$ при наличии трещин; S_p — коэффициент, учитывающий вид нагрузки и схему нагружения: для свободно опертой балки, равномерно загруженной, $S_p = 5/48$; для такой же балки, но загруженной в середине пролета одной сосредоточенной нагрузкой, $S_p = 1/8$; для балки, загруженной двумя грузами в $1/3$ пролета $S_p = 1/8$; для консольной балки, равномерно нагруженной по концам $S_p = 1/8$; для консоли, равномерно нагруженной, $S_p = 1/4$, а для консоли, нагруженной сосредоточенной силой на свободном конце, $S_p = 1/3$ и т. д. (табл. 2.18).

Таблица 2.18. Значения коэффициента S_p для определения прогибов

№ п. п.	Схема нагружения элемента	S_p
1		1/4
2		1/3
3		$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$
4		5/48
5		1/12
6		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

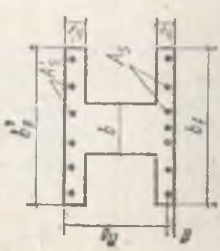
Примечание. При нагружении элемента по нескольким схемам, коэффициент $S_p = \frac{S_1 M_1 + S_2 M_2 + \dots}{M_1 + M_2 + \dots}$, где S_1 и M_1 , S_2 и M_2 и т. д. — соответственно коэффициент S_p и наибольший изгибающий момент для каждой схемы нагружения; в этом случае в формуле (2.142) прогиба f величина $1/r$ определяется при значениях M , равном сумме наибольших изгибающих моментов, определенных для каждой схемы нагружения.

Таблица 2.19. Значения коэффициентов k_1 , k_2 и k_3 [3 и 8]

$$\gamma' = \frac{(b_f' - b) h_f' + \alpha A_s' / (2v)}{b h_0}; \quad \gamma = \frac{(b_f - b) h_f}{b h_0}; \quad \mu \alpha = \frac{A_s}{b h_0} \frac{E_s}{E_b}$$

Схема приведенного сечения	γ'	γ	Обозначение коэффициента	Значения коэффициентов при $\mu \alpha$							
				0,04	0,07	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5
	0	0	k_{1ed}	0,56	0,5	0,46	0,41	0,37	0,32	0,28	0,25
			k_{1id}	0,36	0,3	0,26	0,22	0,19	0,14	0,12	0,1
			k_{2ed}	0,14	0,09	0,09	0,02	0,02	0	0	0
			k_{2id}	0,1	0,07	0,04	0	0	0	0	0
			k_{3ed}	1,05	0,98	0,93	0,9	0,8	—	—	—
			k_{3id}	0,95	0,85	0,77	0,7	0,6	—	—	—
	0,2	0	k_{1ed}	0,63	0,58	0,56	0,57	0,46	0,4	0,35	0,31
			k_{1id}	0,44	0,39	0,35	0,28	0,25	0,19	0,16	0,13
			k_{2ed}	0,11	0,11	0,11	0,03	0,03	0,03	0	0
			k_{2id}	0,09	0,09	0,05	0,05	0	0	0	0
			k_{3ed}	1,09	1,05	0,98	0,93	0,87	0,75	—	—
			k_{3id}	0,97	0,86	0,78	0,71	0,64	0,54	—	—
	0,6	0	k_{1ed}	0,69	0,64	0,63	0,61	0,58	0,52	0,46	0,42
			k_{1id}	0,49	0,46	0,43	0,39	0,35	0,28	0,23	0,2
			k_{2ed}	0,21	0,21	0,16	0,16	0,05	0,05	0	0
			k_{2id}	0,11	0,11	0,08	0,08	0	0	0	0
			k_{3ed}	1,16	1,05	0,99	0,93	0,89	0,8	0,77	0,69
			k_{3id}	1,05	0,97	0,79	0,71	0,64	0,54	0,46	0,42
	1	0	k_{1ed}	0,71	0,67	0,66	0,65	0,61	0,55	0,49	0,45
			k_{1id}	0,52	0,49	0,47	0,44	0,41	0,35	0,3	0,26
			k_{2ed}	0,24	0,24	0,18	0,18	0,07	0,07	0	0
			k_{2id}	0,13	0,13	0,1	0,1	0,06	0,06	0	0
			k_{3ed}	1,16	1,05	1	0,94	0,9	0,83	0,77	0,76
			k_{3id}	1,05	0,89	0,82	0,74	0,68	0,59	0,52	0,49
	0	0,2	k_{1ed}	0,56	0,49	0,44	0,4	0,37	0,32	0,28	0,25
			k_{1id}	0,36	0,3	0,26	0,22	0,19	0,14	0,11	0,1
			k_{2ed}	0,23	0,23	0,16	0,16	0,07	0,07	0	0
			k_{2id}	0,12	0,12	0,08	0,08	0,03	0,03	0	0
			k_{3ed}	1,16	1,09	1,02	0,97	0,83	—	—	—
			k_{3id}	1,09	0,94	0,85	0,77	0,66	—	—	—
	0	0,6	k_{1ed}	0,59	0,49	0,44	0,4	0,37	0,32	0,28	0,25
			k_{1id}	0,37	0,3	0,25	0,21	0,18	0,14	0,11	0,1
			k_{2ed}	0,39	0,39	0,32	0,32	0,2	0,2	0,08	0,08
			k_{2id}	0,19	0,19	0,17	0,17	0,09	0,09	0,03	0,03
			k_{3ed}	1,21	1,13	1,09	1	0,84	—	—	—
			k_{3id}	1,17	1,02	0,92	0,82	0,7	—	—	—
	0	1	k_{1ed}	0,84	0,49	0,44	0,4	0,37	0,32	0,28	0,25
			k_{1id}	0,4	0,29	0,24	0,2	0,17	0,14	0,11	0,1
			k_{2ed}	0,46	0,46	0,44	0,44	0,29	0,29	0,15	0,15
			k_{2id}	0,24	0,24	0,23	0,23	0,14	0,14	0,06	0,06
			k_{3ed}	—	1,24	1,09	1	—	—	—	—
			k_{3id}	—	1,12	1	0,85	—	—	—	—

Продолжение табл. 2.19

Схема приведенного сечения	γ'	γ	Обозначение коэффициента	Значения коэффициентов при μ							
				0,04	0,07	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5
	0,2	0,2	k_{1cd}	0,63	0,58	0,55	0,5	0,46	0,39	0,35	0,31
			k_{1ld}	0,43	0,37	0,34	0,28	0,24	0,19	0,16	0,13
			k_{2cd}	0,24	0,24	0,17	0,17	0,08	0,08	0	0
			k_{2ld}	0,13	0,13	0,08	0,08	0,04	0,04	0	0
			k_{3cd}	1,21	1,07	1,02	0,97	0,9	0,77	—	—
			k_{3ld}	1,1	0,89	0,81	0,73	0,67	0,56	—	—
	0,6	0,6	k_{1cd}	0,76	0,65	0,61	0,57	0,55	0,5	0,45	0,41
			k_{1ld}	0,53	0,46	0,41	0,38	0,34	0,28	0,23	0,2
			k_{2cd}	0,46	0,46	0,44	0,44	0,28	0,28	0,11	0,11
			k_{2ld}	0,22	0,22	0,2	0,2	0,12	0,12	0,04	0,04
			k_{3cd}	—	1,16	1,05	0,99	0,96	0,86	0,8	0,72
			k_{3ld}	—	1	0,87	0,76	0,69	0,6	0,54	0,48
	1	1	k_{1cd}	—	0,71	0,66	0,61	0,58	0,56	0,52	0,48
			k_{1ld}	—	0,5	0,45	0,4	0,38	0,34	0,29	0,26
			k_{2cd}	0,72	0,72	0,7	0,7	0,55	0,55	0,31	0,31
			k_{2ld}	0,26	0,26	0,25	0,25	0,2	0,2	0,12	0,12
			k_{3cd}	—	—	1,12	1,03	0,98	0,93	0,86	0,83
			k_{3ld}	—	—	0,98	0,83	0,75	0,65	0,58	0,54

Примечание. При определении коэффициента k_2 принимать: $\gamma' = (b' - b) / b' - \alpha A' / (2b)$

Прогиб f_m при изгибе свободно опертого элемента находят по кривизне $1/r_{max}$ в наиболее нагруженном сечении с моментом M_{max} :

$$f_m = S_p l^2 \cdot 1/r_{max}, \quad (2.142)$$

$$1/r_{max} = M_{max}/B = M_{max}/(\varphi_{b1} E_b I_{red}).$$

Кривизну $1/r$ при совместном действии кратковременной и длительной нагрузок в элементах без предварительного напряжения определяют по формуле

$$1/r = \frac{1}{E_s A_s h_0^2} \left(\frac{M_{cd}}{k_{1cd}} + \frac{M_{ld} - k_{2ld} b h^2 R_{bt, ser}}{k_{1ld}} \right), \quad (2.143)$$

а в предварительно-напряженных элементах — по формуле

$$1/r = \frac{1}{E_s A_s h_0^2} \left(\frac{M_{cd}}{k_{cd}} + \frac{M_{ld} - k_{2ld} b h^2 R_{bt, ser} - k_3 P_0 e_1}{k_{1ld}} \right),$$

здесь k_1 , k_2 и k_3 — коэффициенты, принимаемые по табл. 2.19; $e_1 = e_0 + z$ — расстояние от места приложения усилия P_0 до условной нулевой точки сечения, более удаленной от растянутой арматуры S (см. рис. 2.7).

Когда нагрузка действует только длительно или только временно, кривизну $1/r$ на участках с трещинами в изгибаемых элементах, эксплуатируемых при влажности воздуха выше 40 %, определяют по формуле

$$1/r = \frac{M - k_2 b h^2 R_{bt, ser}}{k_1 E_s A_s h_0^2}. \quad (2.144)$$

Приближенная оценка деформативности железобетонных элементов. Для приближенной оценки можно пользоваться граничными отношениями пролета элемента l к рабочей высоте поперечного сечения h_0 , при которых прогиб элемента не превосходит предельного ($f \leq f_{lim}$).

На основе анализа, проведенного ЦНИИПромзданий и НИИЖБом, было установлено, что для конструкций наиболее массового применения (плиты, панели, балки, внецентренно сжатые стойки и колонны и др.) прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений, если выдерживается граничное соотношение $l/h_0 \leq \lambda_{lim}$, расчет по деформациям не требуется. С учетом деформаций сдви-

Таблица 220. Значения коэффициента λ_{lim} для случаев, когда проверка прогиба не требуется

Схема приведенного сечения	γ'	γ	Класс арматуры	Значения λ_{lim} при μa								
				0,02	0,04	0,07	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5
	0	0	A-II	25	17	14	12	10	9	10	10	11
			A-III	17	12	10	9	8	8	10	10	11
	0,2	0	A-II	31	22	18	16	12	10	10	11	11
			A-III	22	16	13	11	9	8	10	11	11
	0,4	0	A-II	42	25	23	18	14	11	10	10	11
			A-III	25	17	15	22	10	8	9	10	11
	0,6	0	A-II	45	28	24	19	16	13	11	10	11
			A-III	30	20	17	14	12	9	9	10	11
	0,8	0	A-II	48	30	25	20	18	15	12	10	10
			A-III	32	21	18	15	13	10	9	9	10
	1,0	0	A-II	50	33	26	23	20	17	14	11	10
			A-III	35	32	19	17	14	12	9	9	10
	0	0,2	A-II	28	17	14	12	10	9	10	11	11
			A-III	18	12	10	9	8	8	10	11	11
	0	0,6	A-II	32	20	15	13	10	9	10	11	11
			A-III	26	15	10	9	8	8	10	11	11
	0	1,0	A-II	36	23	16	13	10	9	10	11	12
			A-III	22	14	10	9	8	8	10	11	12
	0,2	0,2	A-II	34	25	19	16	12	10	10	11	11
			A-III	23	17	14	11	9	8	10	11	11
	0,6	0,6	A-II	48	34	26	21	16	15	11	10	11
			A-III	33	25	18	14	12	9	9	10	11
	1,0	1,0	A-II	55	44	36	26	20	17	14	11	10
			A-III	42	36	21	17	14	12	9	9	10

Примечания: 1. Формулы для определения γ' , γ и μa — те же, что и в табл. 219.

2. Табличные значения λ_{lim} соответствуют длительному действию полной равномерно распределенной нагрузки на свободно опертую балку при предельном прогибе $f=l/200$. При меньших прогибах значения λ_{lim} необходимо уменьшить в $l/(200f)$ раз. Например, при $f/l=1/400$ — в 2 раза, при $f/l=1/500$ — в 2,5 раза, и т. д.

3. Значения λ_{lim} можно увеличить в следующих случаях: а) если прогиб определяется только от длительно действующей нагрузки — путем умножения на отношение M/M_{ld} ; б) если нагрузка отличается от равномерно распределенной — путем умножения на величину $5/(48S_p)$; в) если прогиб определяется от совместного действия кратковременных, длительных и постоянных нагрузок — путем умножения λ_{lim} на коэффициент $K_\theta =$

$\frac{1}{1 + M_{ld}(\theta - 1)/M}$, где θ — отношение деформации от длительного действия нагрузки к деформации от кратковременного действия той же нагрузки, принимаемое равным для элементов прямоугольного сечения 1,8, для таврового сечения с полкой в сжатой зоне 1,5 и с полкой в растянутой зоне 2,2 (см. п. 4.27 Руководства [8]).

га условие для проверки граничного соотношения имеет следующий вид:

$$(l/h_0 + 18h_0/l) \leq \lambda_{lim},$$

где слагаемое $(18h_0/l)$ учитывает влияние сдвигов; при $l/h_0 > 12$ влияние сдвигов можно не учитывать.

Значения λ_{lim} для поперечных сечений некоторых видов в зависимости от класса и количества продольной арматуры приведены в табл. 2.20 [8].

Если $l/h_0 > \lambda_{lim}$, то прогибы могут быть как выше, так и ниже предельных значений. В этом случае либо выполняют точный расчет прогибов конструкции, либо сразу принимают меры к увеличению жесткости конструкции (увеличение размеров сечения, количества арматуры и т. д.) [3, 8].

Глава 3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕЖДУЭТАЖНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛОСКИХ ПЕРЕКРЫТИЙ

§ 11. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Междуэтажное перекрытие — один из основных элементов многоэтажного промышленного и гражданского здания. Наиболее распространенный тип капитального перекрытия — железобетонное, которое может быть сборным, монолитным или сборно-монолитным. Материалом для железобетонного перекрытия служит обычный тяжелый бетон, легкий бетон на пористых заполнителях (например, керамзитобетон) или комбинированный бетон, состоящий из тяжелого и легкого.

По конструктивной схеме перекрытия разделяются на две основные группы: балочные, состоящие из балок и опирающихся на них плит или панелей, и безбалочные, когда плиты опираются непосредственно на колонны (рис. 3.1). В балочных перекрытиях балки располагают в одном или в двух направлениях. В зависимости от расстояния между балками перекрытие рассматривается как ребристое с балочными плитами или с плитами, опертыми по контуру. При частом расположении балок (с шагом до 2 м) образуются так называемые кессонные перекрытия. Все элементы перекрытия работают

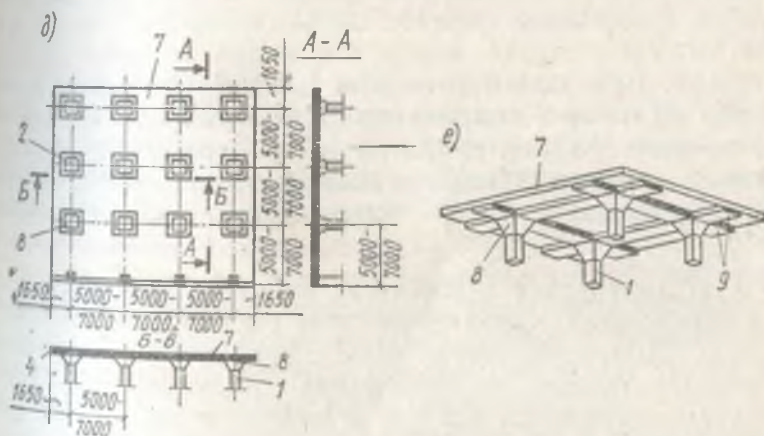
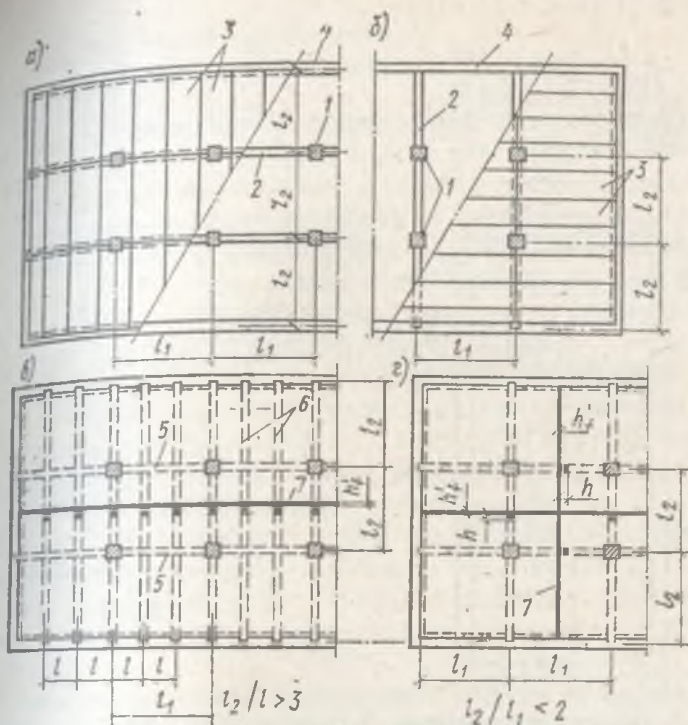


Рис. 3.1. Типы плоских железобетонных перекрытий

а — сборное ребристое с балочными плитами при продольном расположении ригелей; б — то же, с поперечным расположением ригелей; в — монолитное ребристое с балочными плитами; г — то же, с плитами, опираемыми по контуру; д и е — безбалочное; 1 — колонны; 2 — ригель; 3 — панели перекрытий; 4 — стены; 5 — главная балка; 6 — второстепенные балки; 7 — плита; 8 — капитель; 9 — надколонные полосы (плиты)

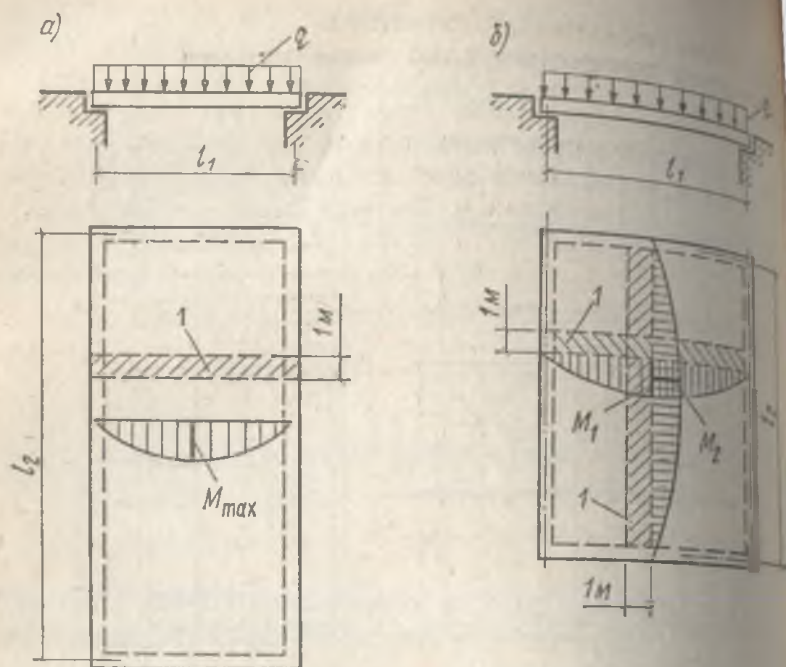


Рис. 3.2. Расчетные схемы плит, работающих на изгиб
 а — балочной; б — свободно опертой по контуру; 1 — расчетная полоса

на изгиб. Балочные плиты при $l_2/l_1 > 2$ (рис. 3.2, а) работают на изгиб в направлении меньшей стороны, а плиты, опертые по контуру, при $l_2/l_1 \leq 2$ работают в двух взаимно перпендикулярных направлениях (рис. 3.2, б), и, следовательно, имеют перекрестную рабочую арматуру.

В строительстве применяют главным образом сборные перекрытия, характеризующиеся высокой индустриальностью. Конструктивную схему перекрытия выбирают на основе технико-экономических сравнений вариантов с учетом назначения здания, величины и вида действующих нагрузок, наличия местных материалов, мощности индустриальной базы и т. д.

Ниже излагаются принципы проектирования и расчеты междуэтажного ребристого перекрытия с балочными плитами, выполненного в монолитном и сборном вариантах, и сборного монолитного перекрытия с плитами, опертыми по контуру.

12. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО АРМИРОВАННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ

Ребристое монолитное перекрытие (рис. 3.3) состоит из плиты, второстепенных балок, являющихся опорой для плиты, и главных балок, которые воспринимают нагрузки от второстепенных балок и передают их на вертикальные несущие части здания (стены, колонны). Все элементы перекрытия, монолитно связанные между собой, образуют неизменяемую жесткую диафрагму по верху вертикальных несущих частей здания.

Плита работает на местный изгиб по пролету, равному расстоянию в свету между второстепенными балками. Толщину монолитных плит, согласно нормам, принимают (не менее): для междуэтажных перекрытий жилых и общественных зданий — 50 мм; для междуэтажных перекрытий производственных зданий — 60 мм (для покрытий — 40 мм). При пролетах плиты 1,5—3 м и нагрузках до 15 кН/м² толщину плит из условий рационального армирования назначают обычно 8—10 см.

В многопролетном перекрытии плиту и балки рассчитывают по схемам неразрезных изгибаемых элементов. За расчетную ширину монолитной плиты принимают полосу прямоугольного сечения шириной 1 м. Расчетные сечения балок в пролете имеют тавровый профиль с полкой (плитой) в сжатой зоне.

Второстепенные балки размещают через $1/2$, $1/3$ или $1/4$ пролета главных балок так, чтобы ось одной из балок совпала с осью колонны. Длину пролета второстепенных балок принимают от 3 до 7 м, высоту сечения h — от $1/12$ до $1/20l$, а ширину сечения $b = (0,3 \div 0,5)h$. Главные балки в зависимости от компоновочной схемы перекрытия располагают вдоль или поперек здания. Длина их l составляет 6—9 м, высота сечения $h = (1/8 \div 1/15)l$, а ширина сечения балок $b = (0,4 \div 0,5)h$. Размеры h и b должны быть кратными 5 см.

Элементы перекрытия рассчитывают и конструируют отдельно для плиты, второстепенной балки и главной балки. При этом рекомендуется придерживаться следующего порядка: 1) установить расчетные схему и пролет; 2) вычислить нагрузки; 3) определить расчетные усилия — изгибающие моменты M и поперечные силы Q ; 4) задаться расчетными параметрами материалов — проектным классом бетона и классом арматуры; выпи-

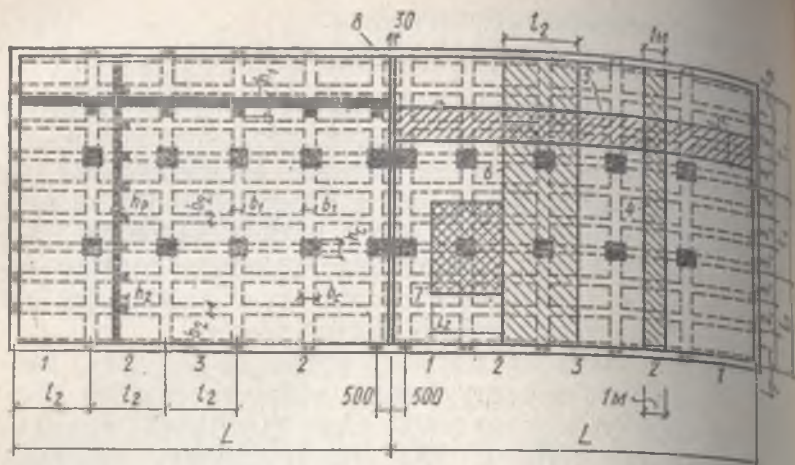


Рис. 3.3. Конструктивная схема монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами

1—3 — пролеты; 4, 5, 6 и 7 — расчетная грузовая площадь на плиту, на ростверпную балку, главную балку и колонну; 8 — температурный шов

сать из соответствующих таблиц расчетные сопротивления материалов; 5) принять высоту и ширину расчетного сечения; 6) рассчитать продольную рабочую арматуру по изгибающему моменту; 7) проверить наклонное сечение на действие поперечной силы и определить количество поперечной арматуры (хомутов и отгибов); 8) выполнить в требуемых случаях расчет принятого сечения элемента по деформациям (определение прогибов), а также по образованию или раскрытию трещин; 9) проверить прочность сборных элементов на монтажные и транспортные нагрузки; 10) составить рабочий чертеж, т. е. сконструировать рассчитанный элемент.

Пример 3.1. Расчет и конструирование монолитного ребристого перекрытия

Задание для проектирования. Требуется рассчитать и сконструировать унифицированное перекрытие трехпролетного промышленного здания с внутренним каркасом и несущими наружными стенами (рис. 3.4). Значения постоянных и временных нагрузок приведены в табл. 3.1. Поскольку продольный и поперечный шаги колонн приняты одинаковыми, по расходу материалов продольная и поперечная схемы междуэтажного перекрытия равноценны. Предпочтение следует отдать по-

Таблица 3.1. Нагрузки на ребристое монолитное железобетонное междуэтажное перекрытие промышленного здания

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная (округленная) нагрузка, Н/м ²
Постоянная:			
от плиточного пола, толщиной $t=0,015$ м, плотностью $\rho=2000$ кг/м ³	300	1,1	330
от слоя цементного раствора $t=0,02$ м, $\rho=2000$ кг/м ³	400	1,3	520
от шлакобетонного слоя, $t=0,03$ м, $\rho=1500$ кг/м ³	450	1,3	590
Итого	$g^n=1150$	—	$g=1440$
Временная (по заданию):			
длительная, p_{ld}	6500	1,2	7800
кратковременная, p_{sd}	1500	1,2	1800
Итого	$p^n=8000$	—	$p=9600$

Примечания: 1. $g^n=t\rho$ (10); $g=g^n\gamma_f$; $p=p^n\gamma_f$ (где цифра 10, взятая в скобки, введена для подсчета нагрузки в единицах СИ).

2. Собственный вес плиты и балок учитывается в ходе расчета по принятым размерам сечений и плотностям бетона.

табл. 1.7). Для поперечной арматуры класса А-I, $R_{sw}=175$ МПа. Арматуру для плиты принимаем в виде сварных сеток из проволоки класса Вр-I, $R_s=365$ МПа, и (как возможный вариант) из стали класса А-III, $R_s=355$ МПа (при $d=6\div 8$ мм).

Решение. Плита (рис. 3.5). Расчетную схему плиты рассматриваем как многопролетную неразрезную балку, загруженную равномерно распределенной нагрузкой. Для получения расчетного пролета задаемся размерами поперечного сечения второстепенной балки: $h=(1/12\div 1/20)l$; принимаем $h=600/13=45$ см; $b=(1/2\div 1/3)h\geq 10$ см; принимаем ширину второстепенной балки $b=20$ см.

Расчетный пролет плиты между второстепенными балками $l_2=l_0$ (где l_0 — пролет в свету, равный 200—

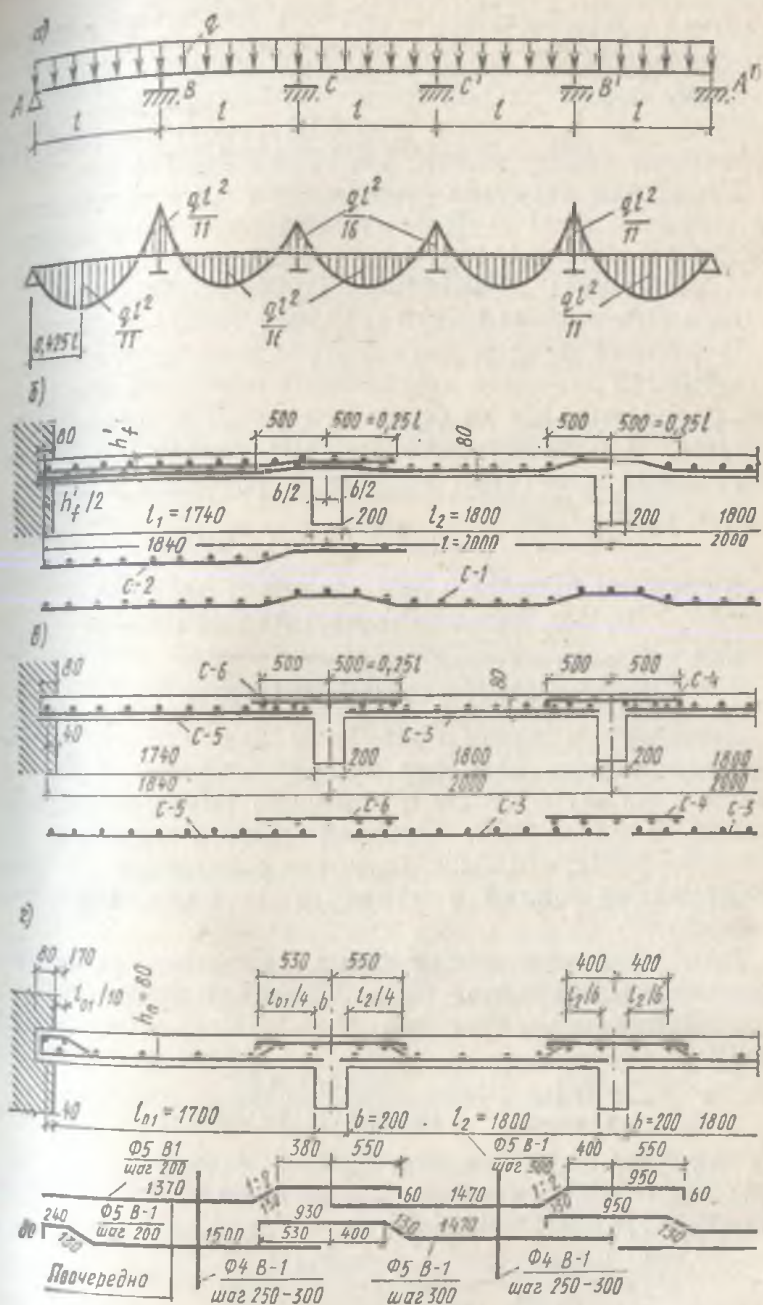


Рис. 3.5. Армирование монолитной плиты

а — расчетная схема и эпюра моментов; б — армирование рулонными сетками; в — то же, плоскими сварными сетками; г — то же, отдельными стержнями

—20=180 см). Пролет плиты при опирании с одной стороны на несущую стену $l_1=l_{01}+h_f/2$ (где h_f — толщина плиты, значением которой также задаемся). Принимаем толщину плиты равной 8 см, что больше $h_{min}=60$ мм. Собственный вес плиты $g^n=0,08 \cdot 2500(10)=2000$ Н/м². Расчетный пролет плиты $l_1=170+8/2=174$ см.

Расчетная нагрузка принимается на 1 м длины плиты шириной $b=1$ м. Для данного случая расчетные нагрузки по табл. 3.1 будут (с учетом веса плиты, толщиной $h=8$ см): $g=1440+1,1 \cdot 2000=3640$ Н/м²; $p=9600$ Н/м²; $q=(g+p)b=(3640+9600)1=13\,240$ Н/м.

В расчете неразрезных плит с учетом пластических деформаций значения изгибающих моментов при равных или отличающихся не более чем на 20 % пролетах принимают по равномоментной схеме независимо от вида загрузки временной нагрузкой (см. рис. 3.5, а):

в крайних пролетах

$$M_1=ql^2_1/11=13\,240 \cdot 1,74^2/11=3660 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

в среднем пролете и над средними опорами

$$M_2=M_c=ql^2_2/16=13\,240 \cdot 1,8^2/16=2700 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

над вторыми от края опорами

$$M_B=ql^2_2/11=13\,240 \cdot 1,8^2/11=3940 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Арматуру в плите подбираем как для изгибаемого железобетонного элемента прямоугольного сечения размером $b \times h=100 \times 8$ см с помощью параметров, приведенных в табл. 2.12. Рабочая высота сечения $h_0=h-a=8-1,5=6,5$ см (где a — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре до ближайшей грани сечения).

Для варианта армирования сварными сетками из проволоки класса Вр-I ($R_s=365$ МПа) будем иметь:

в крайних пролетах при $M_1=3660$ Н·м по формуле (2.40)

$$A_s = \frac{M_1 \gamma_n}{b h_0^2 R_b \gamma_{b1}} = \frac{366\,000 \cdot 0,95}{100 \cdot 6,5^2 \cdot 11,5 (100) 0,9} = 0,08^*,$$

где коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2}=0,9$; по табл. 2.12 находим коэффициент $\eta=0,958$ и определяем площадь сечения арматуры A_s по формуле (2.41)

$$A_s = \frac{M_1 \gamma_n}{R_s \eta h_0} = \frac{3 \cdot 6\,000 \cdot 0,95}{365 (100) 0,958 \cdot 6,5} = 1,53 \text{ см}^2;$$

* Здесь и в последующих примерах множитель 100, взятый в круглые скобки, введен для перевода МПа в Н/см² исходя из следующих соотношений: 1 МПа = 10⁶ Па (Н/м²) = 100 Н/см².

в средних пролетах и над средними опорами при $M_2 = 2700 \text{ Н} \cdot \text{м}$

$$A_0 = \frac{270\,000 \cdot 0,95}{100 \cdot 6,5^2 \cdot 11,5 (100) 0,9} = 0,0584; \quad \eta = 0,969;$$

$$A_s = \frac{270\,000 \cdot 0,95}{365 (100) 0,969 \cdot 6,5} = 1,12 \text{ см}^2;$$

над вторыми опорами при $M_B = 3940 \text{ Н} \cdot \text{м}$

$$A_0 = \frac{394\,000 \cdot 0,95}{100 \cdot 6,5^2 \cdot 11,5 (100) 0,9} = 0,0858; \quad \eta = 0,954;$$

$$A_s = \frac{394\,000 \cdot 0,95}{365 (100) 0,954 \cdot 6,5} = 1,66 \text{ см}^2.$$

По сортаменту сварных сеток (табл. 1 приложения III) для средних пролетов и над средними опорами (рис. 3.5, б, сетка С-1) принимаем сетку с типовым шагом $150 \times 250 \text{ мм}$, но с рабочей продольной арматурой диаметром 5 мм (вместо 6 мм), т. е. типа $\frac{5\text{Вр-I}-150}{4\text{Вр-I}-250}$.

$A_s = 1,37 \text{ см}^2 > 1,12 \text{ см}^2$; проектирование сеток с арматурой другого диаметра, отличающегося от приведенных в сортаменте, разрешается по п. 2 примечания к табл. 1 ГОСТ 8478—81 при сохранении шага стержней. В крайних пролетах и над первыми промежуточными опорами укладывается дополнительная сетка С-2 марки $\frac{3\text{Вр-I}-250}{3\text{Вр-I}-250}$, $A_s = 0,35 \text{ см}^2$, и тогда вся площадь сечения арматуры $A_s = 1,37 + 0,35 = 1,72 \text{ см}^2 > 1,66 \text{ см}^2 (+4\%)$. Дополнительная сетка заводится за первую промежуточную опору на $1/4$ пролета плиты (50 см).

Учитывая, что плита по всему контуру окаймляется монолитно связанными с нею балками, допускается в средних пролетах и на средних опорах уменьшить изгибающие моменты на 20 %, следовательно, расход арматуры будет тоже на 20 % меньше: $A_s = 1,12 \cdot 0,8 = 0,9 \text{ см}^2$ (где 0,8 — коэффициент, учитывающий при частичном защемлении плиты по контуру уменьшение изгибающего момента). С учетом уменьшения моментов для армирования средних пролетов и средних опор можно принять сварные сетки С-3 и С-4 марки $\frac{4\text{Вр-I}-250}{5\text{Вр-I}-200}$, $A_s = 1,18 \text{ см}^2$, с рабочей поперечной арматурой диаметром 5 мм и шагом 200 мм (см. рис. 3.5, в). Тогда в крайних пролетах при требуемой $A_s = 1,53 \text{ см}^2$ и над второй

опорой при $A_s = 1,66 \text{ см}^2$ проектируем сетки С-5 и С-6 марки $\frac{4\text{Вр-1}-250}{5\text{Вр-1}-100}$ с рабочей поперечной арматурой диаметром 5 мм и шагом 100 мм ($A_s = 1,96 \text{ см}^2$ на 1 м длины). Сетки С-3, С-4, С-5 и С-6 (см. рис. 3.5, в) укладывают отдельно; если сетки рулонные, то их раскатывают вдоль балок.

Следует отметить, что при отсутствии в табл. 1 приложения III типовых сварных сеток, соответствующих расчету по количеству рабочей продольной или поперечной арматуры, сетки конструируют заново с соблюдением требований, изложенных в «Руководстве по проектированию железобетонных конструкций» [8], и данных приложения II. Вариант армирования плиты отдельными стержнями показан на рис. 3.5, г.

Второстепенная балка. Расчетная схема второстепенной балки представляет собой, так же как и расчетная схема плиты, неразрезную многопролетную балку, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой. Предварительные размеры сечения второстепенной балки принимаем $45 \times 20 \text{ см}$. Для определения расчетных пролетов задаемся размерами главной балки:

$$h = l/10 = 600/10 = 60 \text{ см}; \quad b_1 = 0,5h = 30 \text{ см}.$$

Расчетные пролеты второстепенной балки будут: средние пролеты (равны расстоянию в свету между главными балками) $l_{02} = l_2 - b_1 = 6 - 0,3 = 5,7 \text{ м}$; крайние (равны расстоянию от оси опоры на стене до грани сечения главной балки)

$$l_{01} = l_1 - a - b_1/2 + B/2 = 6 - 0,2 - 0,3/2 + 0,25/2 = 5,77 \approx 5,8 \text{ м},$$

где B — длина опорного конца балки на стене; a — привязка разбивочной оси к внутренней грани стены.

Сбор нагрузок. Нагрузку на 1 м длины балки принимают на ширину грузовой площади, равную 2 м (расстоянию между осями второстепенных балок). Для данного случая (см. табл. 3.1) расчетные нагрузки будут иметь значения с учетом веса балки по принятым размерам:

$$q_0 = 2(1440 + 2200) + 0,37 \cdot 0,2 \cdot 2500(10)1,1 = 7280 + 2040 = 9320 \text{ Н/м},$$

где $0,37 \cdot 0,2 \text{ м}$ — размеры сечения балки за вычетом толщины плиты $h = 8 \text{ см}$; 2500 — плотность бетона, кг/м^3 ; $1,1$ — коэффициент надежности по нагрузке от собственной массы конструкций; $p_{cd} = 2 \cdot 7800 = 15600 \text{ Н/м}$; $p_{cd} = 2 \cdot 1800 = 3600 \text{ Н/м}$; $p = 2 \cdot 9600 = 19200 \text{ Н/м}$; $q = q_0 + p = 9320 + 19200 = 28520 \text{ Н/м}$.

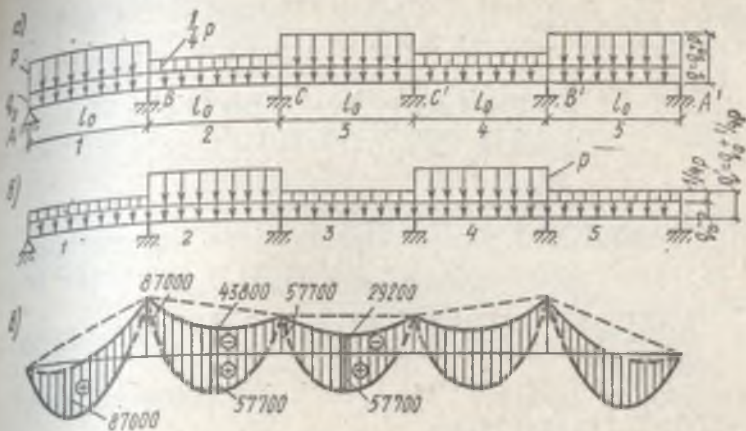


Рис. 3.6. Построение огибающей эпюры моментов второстепенной балки

а — при загрузении по схеме 1; б — то же, по схеме 2; в — эпюра моментов; 1—5 — номера пролетов

Расчетные моменты по равномоментной схеме (см. рис. 3.4, а):

в крайних пролетах

$$M_1 = ql^2_{01}/11 = 28\,520 \cdot 5,8^2/11 = 87\,000 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

в средних пролетах и над средними опорами

$$M_2 = M_c = ql^2_{02}/16 = 28\,520 \cdot 5,7^2/16 = 57\,700 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

над вторыми от края опорами

$$M_B = ql^2_{02}/11 = 28\,520 \cdot 5,7^2/11 = 83\,800 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Построение огибающей эпюры моментов второстепенной балки (рис. 3.6). Эпюру моментов строят для двух схем загрузки: 1) на полную нагрузку $q = q_0 + p$ в нечетных пролетах и на условную постоянную нагрузку $q' = q_0 + (1/4)p$ в четных пролетах (см. рис. 3.6, а); 2) на полную нагрузку $q = q_0 + p$ в четных пролетах и на условную постоянную нагрузку $q' = q_0 + (1/4)p$ в нечетных пролетах (см. рис. 3.6, б). При этом максимальные пролетные и опорные моменты принимают в расчете по равномоментной схеме аналогично неразрезным плитам (см. рис. 3.4, а), т. е. $ql^2/11$ или $ql^2/16$, а минимальные значения пролетных моментов строят по параболом, характеризующим момент от нагрузки q' ($M'_1 = q'l^2_1/11$;

$M'_2 = q'l_2^2/16$) и проходящим через вершины опорных моментов. Для данного примера: ординат

$$q = q_0 + p = 28\,520 \text{ Н/м};$$

$$q' = 9320 + 1/4 \cdot 19\,200 = 14\,120 \text{ Н/м};$$

$$M'_1 = 14\,120 \cdot 5,8^2/11 = 43\,000 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$M'_2 = 14\,120 \cdot 5,7^2/16 = 28\,500 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Вид огибающей эпюры представлен на рис. 3.6, в.

Расчетные минимальные моменты в пролетах будут равны:

$$\text{в первом пролете } M_{1min} = -87\,000/2 + 43\,000 = -500 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$\text{во втором пролете } M_{2min} = -(87\,000 + 57\,000)/2 + 28\,500 = -43\,800 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$\text{в третьем от края (т. е. во всех средних) пролете } M_{3min} = -57\,700 + 28\,500 = -29\,200 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

При расчете арматуры на указанные моменты необходимо учитывать поперечную арматуру сеток плиты и верхние (конструктивные) стержни сварных каркасов балок.

Подбор арматуры. При расчете сечений балки на положительный момент (в пролете) принимают железобетонное сечение таврового профиля с полкой (плитой) в сжатой зоне (см. рис. 2.1, в).

Ширина полки в данном случае $b'_f = 200$ см, так как соблюдено условие п. 3.16 СНиП 2.03.01-84, по которому

$$b'_f \leq l/3 + b_f = 600/3 + 20 = 220 \text{ см};$$

$$b'_f \leq l_0 + b_f = 180 + 20 = 200 \text{ см}.$$

При расчете на отрицательный момент принимают прямоугольное сечение, равное 45×20 см, поскольку плита находится в растянутой зоне и в расчете не учитывается.

Для армирования применены сварные каркасы из стали класса А-II, $R_s = 280$ МПа. Рабочая высота сечения $h_0 = 45 - 3,5 = 41,5$ см. Арматуру рассчитываем с помощью параметров A_0 , η и ξ по табл. 2.12.

В крайних пролетах при $M_1 = 87\,000$ Н·м; определяем расположение границы сжатой зоны сечения по условию (2.35) при $x = h'_f$, $b = b'_f$ и $A'_s = 0$:

$$M_1 \gamma_n \leq \gamma_{b2} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f);$$

$$8\,700\,000 \cdot 0,95 < 0,9 \cdot 11,5(100) 200 \cdot 8(41,5 - 0,5 \cdot 8) = 62\,300\,000 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

условие соблюдается, граница сжатой зоны проходит в полке, следовательно, сечение принимают шириной b'_f .
По формуле (2.40)

$$A_s = \frac{M_1 \gamma_n}{b_f^2 h_0^2 R_b \gamma_{b2}} = \frac{8\,700\,000 \cdot 0,95}{200 \cdot 41,5^2 \cdot 11,5 (100) 0,9} = 0,0231;$$

по табл. 2.12 находим коэффициент $\eta = 0,988$ и $\xi = 0,023$ и вычисляем:

$$A_s = \frac{M_1 \gamma_n}{R_s \eta h_0} = \frac{8\,700\,000 \cdot 0,95}{280 (100) 0,988 \cdot 41,5} = 7,22 \text{ см}^2.$$

Проверяем условие (2.32):
по формуле (2.34)

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,767;$$

по формуле (2.33)

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,658,$$

где $\sigma_{sR} = R_s = 280$ МПа; $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа при $\gamma_{b2} \leq 1,0$;

условие (2.32) соблюдается, так как $\xi = 0,023 < \xi_R = 0,658$.

Принимаем для двух каркасов 4 $\emptyset 16$ А-II, $A_s = 8,04 \text{ см}^2$ (каркас К-1 на рис. 3.7).

В средних пролетах при $M_2 = 57\,700 \text{ Н} \cdot \text{м}$

$$A_0 = \frac{5\,770\,000 \cdot 0,95}{200 \cdot 41,5^2 \cdot 11,5 (100) 0,9} = 0,0161;$$

$$\eta = 0,993; \quad \xi = 0,016;$$

$$A_s = \frac{5\,770\,000 \cdot 0,95}{280 (100) 0,993 \cdot 41,5} = 4,76 \text{ см}^2;$$

принимаем для двух каркасов 2 $\emptyset 18$ А-II, $A_s = 5,09 \text{ см}^2$ (см. каркасы К-2 на рис. 3.7); условие $\xi < \xi_R$ соблюдается, так как $\xi = 0,016 < \xi_R = 0,658$.

Над вторыми от края опорами при $M_B = 83\,800 \text{ Н} \cdot \text{м}$

$$A_0 = \frac{8\,380\,000 \cdot 0,95}{20 \cdot 41,5^2 \cdot 11,5 (100) 0,9} = 0,224;$$

$$\eta = 0,87; \quad \xi = 0,26;$$

$$A_s = \frac{8\,380\,000 \cdot 0,95}{365 (100) 0,87 \cdot 41,5} = 6,04 \text{ см}^2;$$

условие $\xi < \xi_R$ соблюдается, так как $\xi = 0,26 < \xi_R = 0,658$.

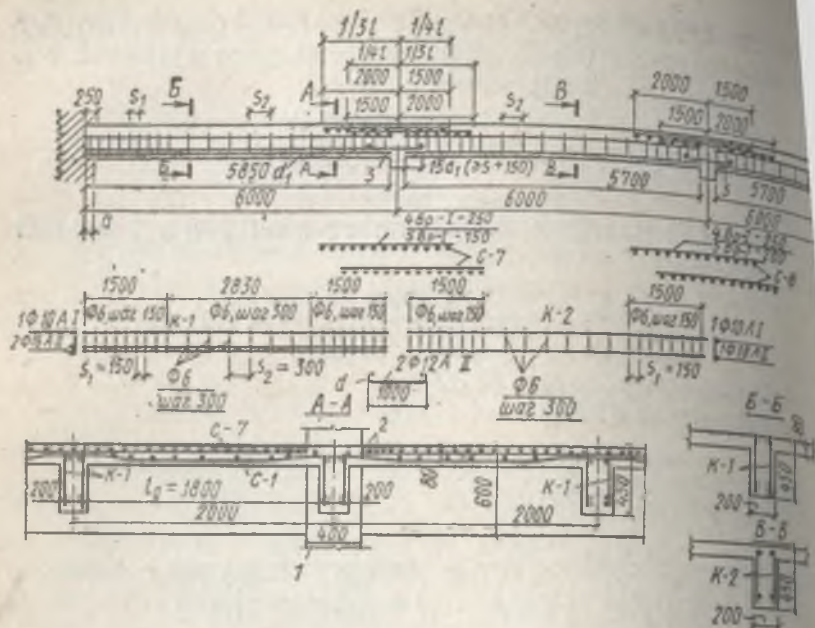


Рис. 3.7. Армирование неразрезной второстепенной балки

1 — колонна; 2 — дополнительные стержни у колонны; 3 — два стержня $d \geq 0,5d_1$ и ≥ 10 мм

Растянутой арматурой над опорами второстепенных балок являются рабочие стержни надопорных сеток, расположенных между осями второстепенных балок. Принимаем две сварные сетки С-7 с поперечной рабочей арматурой площадью сечения каждая на 1 м длины балки

$$A_s = 6,04 / (2 \cdot 2) = 1,51 \text{ см}^2,$$

чему соответствует сетка марки $\frac{4Bp-1-250}{5Bp-1-150}$, $A_s = 1,57 \text{ см}^2$.

Над средними опорами при $M_c = 57\,700 \text{ Н} \cdot \text{м}$

$$A_0 = \frac{5\,770\,000 \cdot 0,95}{20 \cdot 41,5^2 \cdot 11,5 (100) 0,9} = 0,154;$$

$$\eta = 0,914; \quad \xi = 0,17;$$

$$A_s = \frac{5\,770\,000 \cdot 0,95}{365 (100) 0,914 \cdot 41,5} = 4 \text{ см}^2;$$

условие $\xi < \xi_R$ соблюдается, так как $\xi = 0,17 < \xi_R = 0,658$; принимаем две рулонные сетки С-8 с рабочей попереч-

ной арматурой площадью сечения каждой на 1 м длины балки

$$A_s = 4/(2 \cdot 2) = 1 \text{ см}^2,$$

чему соответствует сетка марки $\frac{4\text{Вр-I}-250}{5\text{Вр-I}-200}$, $A_s = 1,18 \text{ см}^2$.
Сетки С-7 и С-8 заводят за ось опоры (при $p/q \leq 3$): одну сетку на $l/3$ от оси и другую на $l/4$ от оси (см. рис. 3.7).

Расчет поперечной арматуры. Максимальная поперечная сила $Q_b = 0,6ql = 0,6 \cdot 28\,520 \cdot 5,85 = 100\,000 \text{ Н}$. Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось s по формулам § 5, гл. 2. Влияние свесов сжатой полки

$$\begin{aligned} \varphi_f &= \frac{0,75(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{0,75 \cdot 3h'_f h'_f}{bh_0} = \\ &= \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 8}{20 \cdot 41,5} = 0,174 < 0,5, \end{aligned}$$

где $b'_f \leq (b + 3h'_f)$.

Вычисляем параметр B_b , полагая, что $\varphi_n = 0$:

$$\begin{aligned} B_b &= \varphi_{b2}(1 + \varphi_f)R_{bt}\gamma_{b2}bh_0^2 = 2(1 + 0,174)0,9(100)0,9 \cdot 20 \cdot 41,5^2 = \\ &= 65,1 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}. \end{aligned}$$

В расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, а так как $Q_b = B_b/c$, то $c = B_b/(0,5Q) = 65,1 \cdot 10^5/(0,5 \cdot 100\,000) = 130 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 41,5 = 83 \text{ см}$, принимаем $c = 2h_0 = 83 \text{ см}$. Тогда $Q_b = B_b/c = 65,1 \cdot 10^5/83 = 7,85 \cdot 10^4 \text{ Н} = 78,5 \text{ кН}$.

Поперечная сила, приходящаяся на поперечные стержни,

$$Q_{sw} = Q - Q_b = 100 - 78,5 = 21,5 \text{ кН};$$

$$q_{sw} = Q_{sw}/c = 21\,500/83 = 259 \text{ Н/см}.$$

Из условий сварки с продольными стержнями диаметром 18 мм принимаем поперечные стержни диаметром $d_{sw} = 5 \text{ мм}$, класса Вр-I, $R_{sw} = 260 \text{ МПа}$ при $\gamma_{s1} = 0,8$ и $\gamma_{s2} = 0,9$ (см. табл. 1.7). Число каркасов — два, следовательно, площадь сечения поперечных стержней $A_s = 2 \cdot 0,196 = 0,392 \text{ см}^2$.

Шаг поперечных стержней $s = R_{sw}A_{sw}/q_{sw} = 260(100) \times 0,392/259 = 39,4 \text{ см}$; по конструктивным условиям следует принимать на приопорных участках $s \leq h/2 = 45/2 = 22,5 \text{ см}$ и не более 15 см. Принимаем $s = 15 \text{ см}$.

В средней половине пролета балки поперечная сила на расстоянии $l/4$ пролета от опоры балки

$$Q = Q_{max} - ql/4 = 100\,000 - 28\,520 \cdot 5,85/4 = 58\,200 \text{ Н.}$$

По конструктивным требованиям (п. 5.27 СНиП 2.03.01-84) при высоте сечения $h > 300$ мм расстояние между поперечными стержнями s принимают не более $0,75h$ и не более 500 мм.

Поэтому в средней части балки можно принять $s = 0,75h = 0,75 \cdot 45 = 33$ см, принимаем $s = 30$ см (кратно 5 см).

Проверяем сечение по сжатой полосе между наклонными трещинами. Коэффициент поперечного армирования $\mu_w = A_{sw}/(bs) = 0,392/(20 \cdot 15) = 0,0013$. Далее последовательно вычисляем:

$$\alpha = E_s/E_b = 17 \cdot 10^4/(2,7 \cdot 10^4) = 6,3;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 6,3 \cdot 0,0013 = 1,04;$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b \gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,896.$$

Проверяем условие (2.48): $Q = 100\,000 \text{ Н} < 0,3\varphi_{w1} \times \times \varphi_{b1} R_b \gamma_{b2} b h_0 = 0,3 \cdot 1,04 \cdot 0,896 \cdot 11,5(100) 0,9 \cdot 20 \cdot 41,5 = 240\,000 \text{ Н}$; условие удовлетворяется.

В средних пролетах наибольшая поперечная сила

$$Q = 0,5ql_2 = 0,5 \cdot 28\,520 \cdot 5,7 = 81\,200 \text{ Н} < 100\,000 \text{ Н.}$$

По конструктивным соображениям в целях унификации каркасов принимаем для балок средних пролетов (см. каркасы К-2, рис. 3.7) поперечные стержни диаметром 5 мм с шагом 15 и 30 см, так же как и для каркасов К-1 в крайнем пролете.

Каркасы К-1 и К-2 на опоре соединяют дополнительными стержнями с запуском за грань опоры (главной балки) на длину $15d_1$ и не менее $s + 150$ мм.

Главная балка. Расчетная схема главной балки представляет собой трехпролетную неразрезную балку (рис. 3.8), находящуюся под воздействием сосредоточенных сил в виде опорных реакций от второстепенных балок, загруженных различными комбинациями равномерной распределенной нагрузки g и p с грузовой площадью $6 \times 2 = 12 \text{ м}^2$.

Размеры поперечного сечения главной балки: $h = (1/8 \div 1/15)l$, принимаем $h = l/10 = 600/10 = 60$ см; $b = (0,4 \div 0,5)h$, принимаем $b = 0,5$, $h = 0,5 \cdot 60 = 30$ см.

Сбор нагрузок. Для данной главной балки нагрузка передается в виде сосредоточенных (узловых) сил, кото-

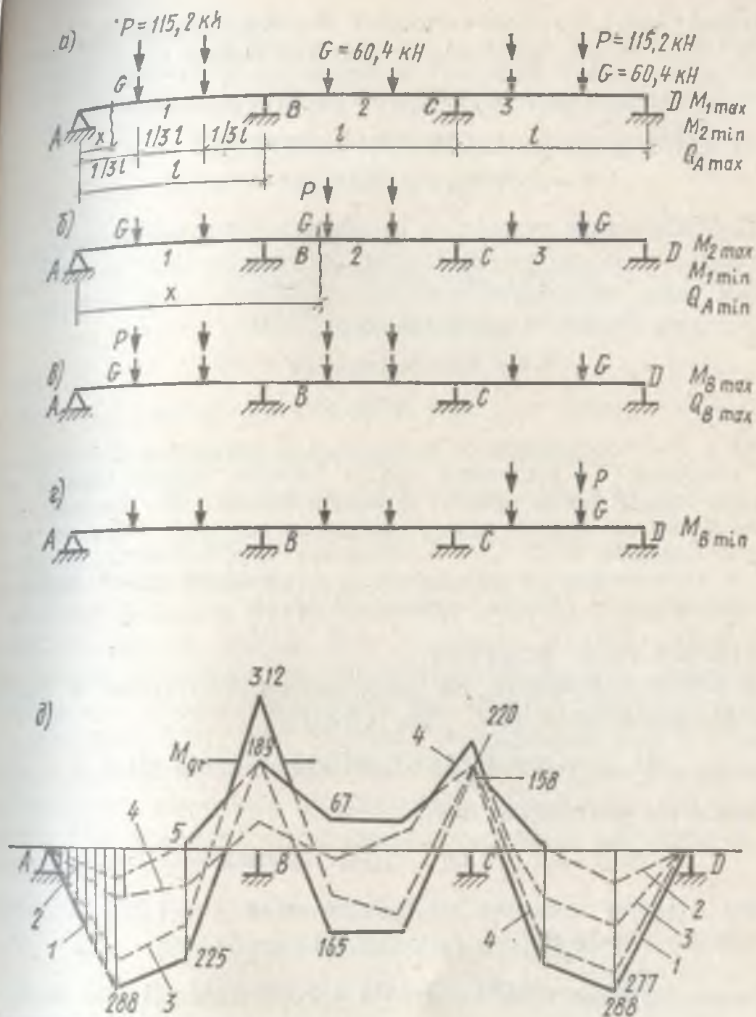


Рис. 3.8. К расчету главной балки

а-г — схемы загрузки; д — огибающая эпюра моментов; 1-4 — кривые эпюры M по схемам загрузки; 5 — расчетная эпюра M

рые с учетом собственного веса балки равны (см. табл. 3.1):

постоянная нагрузка

$$G = G_{pl} + G_{vb} + G_{hb} = (1440 + 2200) \cdot 6 \cdot 2 + 2040 \cdot 6 + 0,52 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 000 \cdot 1,1 = \\ = 60 \, 410 \text{ Н} = 60,4 \text{ кН.}$$

где G_{pl} — собственный вес железобетонной плиты ($h = 8 \text{ см}$) и конструкции пола, приходящийся на узловую точку опоры второстепенной балки; G_{vb} — опорная реакция от собственного веса второ-

степенной балки (в предположении ее разрезности); $G_{\text{ав}}$ — собственный вес главной балки на участке длиной 2 м (расстояние между второстепенными балками), приведенный к сосредоточенной нагрузке в точке действия опоры второстепенной балки;

временная узловая нагрузка (полная)

$$P = 9600 \cdot 6 \cdot 2 = 115\,200 \text{ Н} = 115,2 \text{ кН.}$$

Определение усилий в сечениях балки. Изгибающие моменты и поперечные силы, действующие в сечениях балки при сосредоточенной нагрузке, определяют по формулам (табл. 3 приложения VII):

$$M = (\alpha G \pm \beta P) l; \quad (31)$$

$$Q = (\gamma G \pm \delta P), \quad (32)$$

где G и P — соответственно постоянная и временная сосредоточенные нагрузки; l — расчетный пролет главной балки, равный расстоянию между осями колонн; в первом пролете при опирании балки на стену расчетный пролет принимают от оси опоры на стене до оси колонны; $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ — табличные коэффициенты, принимаемые в зависимости от расстояния x от крайней левой опоры до рассматриваемого сечения неразрезной балки.

Изгибающие моменты:

в первом пролете на расстоянии $x = 0,333l$ и загрузке по схеме 1 (см. рис. 3.8, а)

$$M_{1\max} = (0,244 \cdot 60,4 + 0,289 \cdot 115,2) 6 = 288 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

то же, при загрузке по схеме 2

$$M_{1\min} = (0,244 \cdot 60,4 - 0,044 \cdot 115,2) 6 = 60 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

во втором пролете на расстоянии $x = 1,33l$ и загрузке по схеме 2 (см. рис. 3.8, б)

$$M_{2\max} = (0,067 \cdot 60,4 + 0,2 \cdot 115,2) 6 = 165 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

то же, при загрузке по схеме 1

$$M_{2\min} = (0,067 \cdot 60,4 - 0,133 \cdot 115,2) 6 = -67,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

над второй опорой при $x = l$ и загрузке по схеме 3 (см. рис. 3.8, в)

$$M_{B\max} = (-0,267 \cdot 60,4 - 0,311 \cdot 115,2) 6 = -312 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

то же, при загрузке по схемам 1 или 2

$$M_B = (-0,267 \cdot 60,4 - 0,133 \cdot 115,2) 6 = -188 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

то же, при загрузке по схеме 4

$$M_{B\min} = (-0,267 \cdot 60,4 + 0,044 \cdot 115,2) 6 = -66 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечные силы:

при загрузении по схеме 1 (см. рис. 3.8)

$$Q_{A \max} = 0,733 \cdot 60,4 + 0,866 \cdot 115,2 = 144,3 \text{ кН};$$

$$Q_{B1} = -1,267 \cdot 60,4 - 1,133 \cdot 115,2 = -206,5 \text{ кН};$$

$$Q_{B2} = 60,4 \text{ кН};$$

при загрузении по схеме 2 (см. рис. 3.8)

$$Q_A = 0,733 \cdot 60,4 - 0,133 \cdot 115,2 = 29 \text{ кН};$$

$$Q_{B1} = -1,267 \cdot 60,4 - 0,133 \cdot 115,2 = -91,8 \text{ кН};$$

$$Q_{B2} = 60,4 + 115,2 = 175,6 \text{ кН};$$

при загрузении по схеме 3 (см. рис. 3.8)

$$Q_A = 0,733 \cdot 60,4 + 0,689 \cdot 115,2 = 123,8 \text{ кН};$$

$$Q_{B1} = -1,267 \cdot 60,4 - 1,311 \cdot 115,2 = -227,5 \text{ кН};$$

$$Q_{B2} = 1 \cdot 60,4 + 1,22 \cdot 115,2 = 201 \text{ кН};$$

здесь Q_{B1} — слева от опоры; Q_{B2} — справа от опоры.

Расчет главной балки ведем с учетом перераспределения моментов вследствие развития пластических деформаций. В качестве выравненной эпюры моментов принимаем эпюры моментов по схемам загрузений 1 и 2 (см. рис. 3.8), при которых в пролетах 1 и 2 возникают максимальные моменты $M_{1\max}$ и $M_{2\max}$. За расчетный момент на опоре принимаем момент по грани колонны M'_B , равный (при ширине сечения колонны $b_c = 40 \text{ см}$):

$$M'_B = M_{sc} = M_0 - Qh_c/2; \quad (3.3)$$

$$M'_B = -188 + 60,4 \cdot 0,4/2 = -176 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

При загрузении балки по схеме 3 расчетный момент на опоре B по грани колонны

$$M'_B = -312 + 201 \cdot 0,4/2 = -272 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Уменьшение момента по грани опоры при выравнивании моментов составляет $[(272 - 176)/272] 100 = 35,2 \%$, это больше рекомендуемых 30 % [8], что недопустимо. Поэтому за расчетный момент по грани колонны принимаем $M'_B = -272 \text{ кН} \cdot \text{м}$, уменьшенный только на 30 %, т. е. $M_B = -0,7 \cdot 272 = -186 \text{ кН} \cdot \text{м}$, а в пролете расчетными являются $M_{1\max} = 288 \text{ кН} \cdot \text{м}$ и $M_{2\max} = 165 \text{ кН} \cdot \text{м}$, вычисленные по упругой схеме, так как при выравнивании опорного момента их значение не увеличивается.

Подбор сечения арматуры. Ранее приняты: арматура продольная класса А-II, $R_s=280$ МПа; арматура поперечная класса А-I, $R_{sw}=175$ МПа; бетон класса В20, $R_b=11,5$ МПа, $R_{bt}=0,9$ МПа, $\gamma_{b2}=0,9$. По моменту $M_B=186$ кН·м уточняем размер поперечного сечения ригеля при $\xi=x/h_0=0,35$ по формуле (2.47) при $r_0=1,8$:

$$h_0 \geq 1,8 \sqrt{\gamma_n M_{sc} / (R_b \gamma_{b2} b)}, \quad (3.4)$$

$$h_0 = 1,8 \sqrt{0,95 \cdot 18 \cdot 600 \cdot 000 / [11,5 (100) 0,9 \cdot 30]} = 43 \text{ см},$$

что меньше принятого предварительно $h_0=60-6=54$ см; условие (3.4) удовлетворяется.

Арматуру в пролете рассчитывают по формулам тавровых сечений с полкой в сжатой зоне, а на опоре — как для прямоугольных сечений. Параметры A_0 , η и ξ принимаем по табл. 2.12.

Подбор сечения арматуры в крайних пролетах: $M_1=288$ кН·м; ширина таврового сечения $b'_f=(600/6)2+30=230$ см; $h_0=60-4,5=55,5$ см, арматура — в два ряда; определяем расположение границы сжатой зоны по условию (2.35):

$$M \gamma_n \leq \gamma_{b2} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)$$

$$28 \cdot 800 \cdot 000 \cdot 0,95 < 0,9 \cdot 11,5 (100) 230 \cdot 8 (55,5 - 0,5 \cdot 8) = 98 \cdot 500 \cdot 000 \text{ Н·см}.$$

Условие соблюдается, граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитываем как прямоугольное шириной $b'_f=230$ см:

$$A_0 = \frac{28 \cdot 800 \cdot 000 \cdot 0,95}{230 \cdot 55,5^2 \cdot 11,5 (100) 0,9} = 0,037;$$

по табл. 2.12 определяем $\eta=0,982$; $\xi=0,037$ и вычисляем площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{28 \cdot 800 \cdot 000 \cdot 0,95}{280 (100) 0,982 \cdot 55,5} = 18 \text{ см}^2;$$

принимаем 6 $\varnothing 20$ А-II, $A_s=18,85$ см² каркасы К-3 и К-4 (рис. 3.9).

В среднем пролете $M_2=162$ кН·м:

$$A_0 = \frac{16 \cdot 200 \cdot 000 \cdot 0,95}{230 \cdot 55,5^2 \cdot 11,5 (100) 0,9} = 0,021;$$

$$\eta=0,99; \quad \xi=0,02;$$

$$A_s = \frac{16 \cdot 200 \cdot 000 \cdot 0,95}{280 (100) 0,99 \cdot 55,5} = 10 \text{ см}^2.$$

Принимаем из условий унификации два каркаса К-4 в каждом по 2 Ø 18 А-II, всего 4 Ø 18 А-II, $A_s = 10,18 \text{ см}^2$. Верхнюю арматуру в среднем пролете определяем по моменту $M_{2min} = -67,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$; сечение прямоугольное $60 \times 30 \text{ см}$, $h_0 = 60 - 4,5 = 55,5 \text{ см}$:

$$A_s = \frac{6720000 \cdot 0,95}{30 \cdot 55,5^2 \cdot 11,5 (100) 0,9} = 0,0666;$$

$$\eta = 0,967; \quad \xi = 0,067;$$

$$A_s = \frac{6720000 \cdot 0,95}{280 (100) 0,967 \cdot 55,5} = 4,27 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 Ø 18 А-II, $A_s = 5,09 \text{ см}^2$ (каркасы К-5; см. рис. 3.9). Подбираем арматуру на опоре В: $M_B = -186 \text{ кН} \cdot \text{м}$; сечение прямоугольное $60 \times 30 \text{ см}$; $h_0 = 60 - 6 = 54 \text{ см}$:

$$A_s = \frac{18600000 \cdot 0,95}{30 \cdot 54^2 \cdot 11,5 (100) 0,9} = 0,194;$$

$$\eta = 0,89; \quad \xi = 0,22;$$

$$A_s = \frac{18600000 \cdot 0,95}{280 (100) 0,89 \cdot 54} = 13,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 Ø 20 А-II и 2 Ø 22 А-II, $A_s = 6,28 + 7,6 = 13,88 \text{ см}^2$, (каркасы К-6 и К-7; см. рис. 3.9).

Расчет на поперечные силы. Для опоры А поперечная сила $Q_A = 144,3 \text{ кН}$.

Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось с. Влияние свесов сжатой полки учитывается коэффициентом

$$\varphi_f = \frac{0,75 (3h_f') h_f'}{bh_0} = \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 8}{30 \cdot 55,5} = 0,087 < 0,5.$$

Вычисляем значение B_b при $\varphi_n = 0$:

$$B_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f) R_b \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 (1 + 0,087) 0,9 (100) 0,9 \cdot 30 \cdot 55,5^2 = 163 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

При $Q_b = Q_{sw} = Q/2$

$$c = B_b / 0,5Q = 163 \cdot 10^5 / (0,5 \cdot 144300) = 226 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 55,5 = 111 \text{ см};$$

принимаем $c = 2h_0 = 111 \text{ см}$. Тогда $Q_b = B_b / c = 163 \times 10^5 / 111 = 14,7 \cdot 10^4 \text{ Н} = 147 \text{ кН}$, что больше $Q = 144,3 \text{ кН}$; следовательно, поперечные стержни на опоре А проектируем по конструктивным требованиям. При $d = 20 \text{ мм}$ принимаем поперечную арматуру $d_w = 8 \text{ мм}$ класса А-I, $A_s = 0,503 \text{ см}^2$.

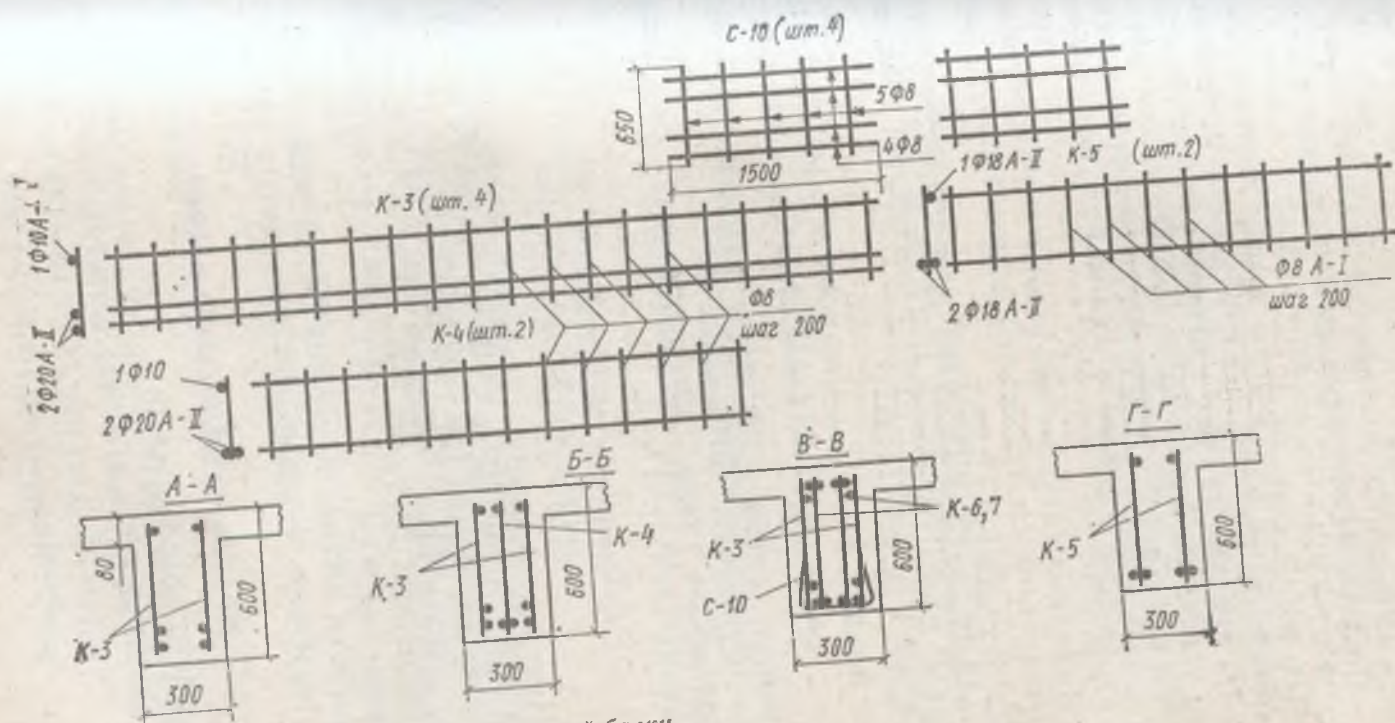
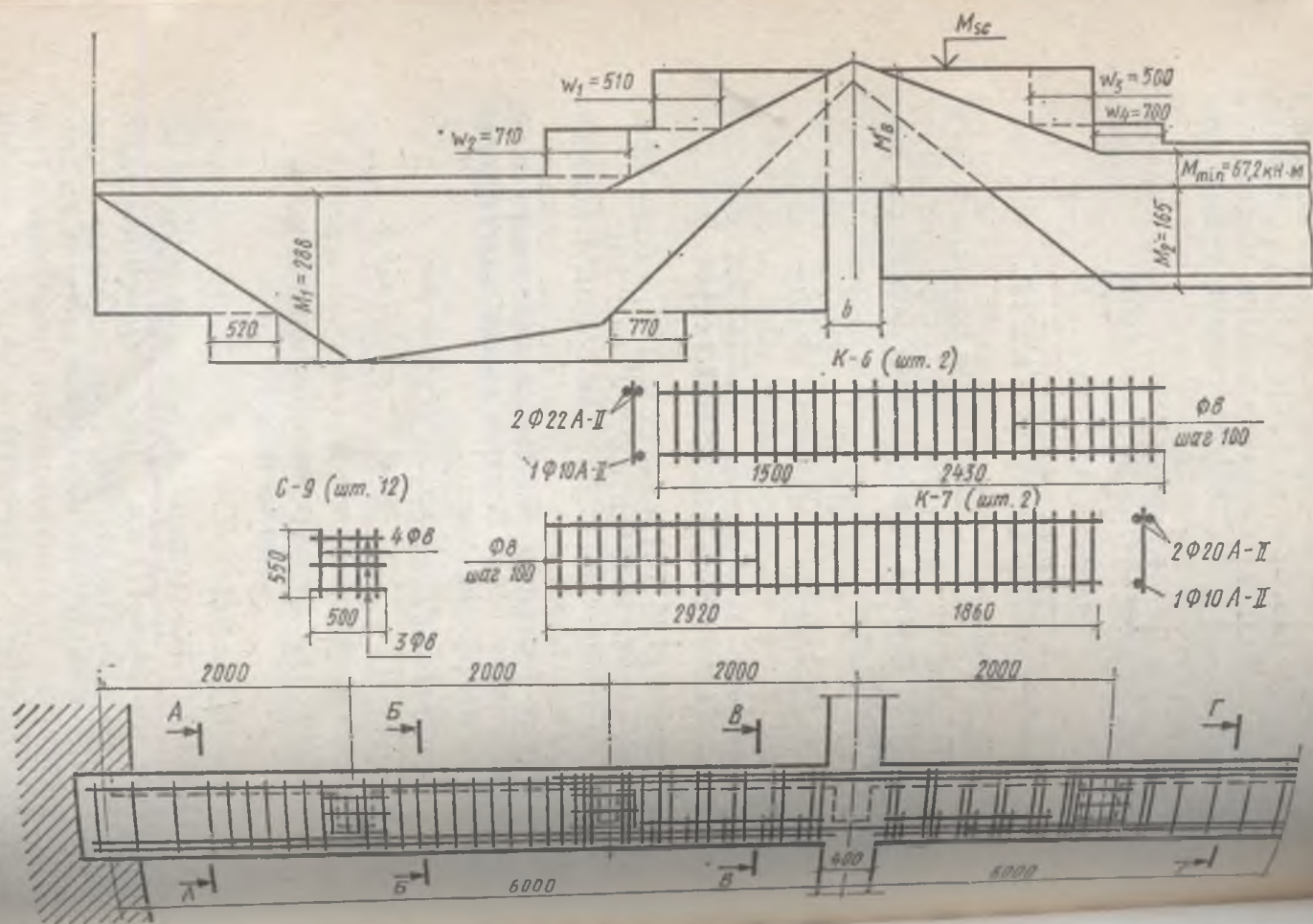


Рис. 3.9. Армирование неразрезной главной балки

Из конструктивных условий (п. 5.27 СНиП 2.03.01-84) шаг стержней $s \leq h/3 = 60/3 = 20$ см и $s \leq 50$ см. Принимаем меньшее из вычисленных значений $s = 20$ см.

Согласно конструктивным требованиям в балках высотой $h > 450$ мм поперечные стержни с шагом $h/3 \geq s \leq 500$ мм устанавливают на участке балки от опоры до ближайшего сосредоточенного усилия и не менее чем на $1/4$ пролета. Так как в данном примере сосредоточенные усилия расположены по пролету балки сравнительно часто (через 2 м), располагаем поперечные стержни по всей длине каркаса с постоянным шагом $s = 20$ см (см. рис. 3.9).

В сварных каркасах для восприятия опорного момента устанавливаем ту же поперечную арматуру диаметром 8 мм с шагом 20 см.

Для опоры B поперечная сила $Q_{B1} = 227,5$ кН. На опоре B полка расположена в растянутой зоне, поэтому $\varphi_f = 0$ и $\varphi_n = 0$. Тогда:

$$B_b = 2R_b \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \cdot 0,9 (100) 0,9 \cdot 30 \cdot 54,5^2 = 144 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

$$c = 144 \cdot 10^5 / (0,5 \cdot 227 500) = 127 \text{ см} > 2h_0 = 109 \text{ см};$$

принимаем $c = 2h_0 = 109$ см и находим: $Q_b = B_b / c = 144 \cdot 10^5 / 109 = 13,2 \cdot 10^4 \text{ Н} = 132 \text{ кН}$.

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями (хомутами),

$$Q_{sw} = Q - Q_b = 227,5 - 132 = 95,5 \text{ кН};$$

$$q_{sw} = Q_{sw} / c = 95 500 / 109 = 875 \text{ Н/см}.$$

Принимаем поперечные стержни диаметром 8 мм класса А-II, $A_s = 0,503 \text{ см}^2$. Число каркасов — четыре, следовательно, $A_{sw} = 4A_s = 4 \cdot 0,503 = 2,012 \text{ см}^2$.

Шаг поперечных стержней $s = R_{sw} A_{sw} / q_{sw} = 175 \times (100) 2,012 / 875 = 40$ см, что больше $h/3 = 60/3 = 20$ см, принимаем $s = 20$ см.

Проверяем сечение по сжатой полосе между наклонными трещинами. Коэффициент поперечного армирования

$$\mu_w = A_{sw} / (bs) = 2,012 (30 \cdot 20) = 0,00335.$$

Вычисляем коэффициенты:

$$\alpha = E_s / E_b = 21 \cdot 10^4 / (2,7 \cdot 10^4) = 7,78;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7,78 \cdot 0,00335 = 1,13;$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b \gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,896.$$

Проверяем условие (2.48):

$$Q = 227\,500 \text{ Н} < 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b\gamma_{b2}bh_0 = \\ = 0,3 \cdot 1,13 \cdot 0,896 \cdot 11,5(100)0,9 \cdot 30 \cdot 54,5 = 514\,000 \text{ Н};$$

Условие удовлетворяется.

Справа от опоры В прочность сечения обеспечивает- ся, так как поперечные стержни ставим аналогично кар- касам слева, а $Q_{B2}=201 \text{ кН}$ меньше $Q_{B1}=227 \text{ кН}$.

Обрывы опорных каркасов. Обрыв стержней за сече- нием, где они не требуются по расчету, производят в со- ответствии с эпюрой моментов (см. рис. 3.8, д и 3.9), при этом должно соблюдаться условие

$$w \geq Q/(2q_{sw}) + 5d \geq 20d. \quad (3.5)$$

На опоре В по моменту определены стержни $2 \text{ } \varnothing 20 + 2 \text{ } \varnothing 22\text{A-II}$, $A_s=13,88 \text{ см}^2$. В соответствии с эпюрой мо- ментов (см. рис. 3.9) намечаем обрыв надопорных стержней в пролете: на двух участках по два стержня $\varnothing 22\text{A-II}$, $A_s=7,6 \text{ см}^2$. Высота сжатой зоны сечения после обрыва двух стержней $\varnothing 22\text{A-II}$

$$x = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b1} R_b b} = \frac{280 \cdot 7,6}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 30} = 6,87 \text{ см.}$$

Момент, воспринимаемый сечением с арматурой оставшихся $2 \text{ } \varnothing 20\text{A-II}$, $A_s=6,28 \text{ см}^2$,

$$M = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 280(100)6,28(54,5 - 0,5 \cdot 6,87) = \\ = 8\,980\,000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 89,8 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

При обрыве оставшихся надопорных стержней $2 \text{ } \varnothing 20\text{A-II}$ в первом пролете в верхней зоне сечения оста- ются $2 \text{ } \varnothing 10\text{A-II}$, $A_s=1,57 \text{ см}^2$, которые также могут воспринимать отрицательный момент $M=280(100)1,57 \times \times (55,5 - 0,5 \cdot 1,5) = 2\,400\,000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 24 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Обрыв первого каркаса К-6 по формуле (3.5)

$$w = \frac{Q\gamma_n}{2q_{sw}} + 5d = \frac{227\,500 \cdot 0,95}{2 \cdot 875} + 5 \cdot 2,2 = 134 \text{ см};$$

по конструктивным требованиям $w \geq 20d = 20 \cdot 2,2 = 44 \text{ см}$.

Так как $w=134 \text{ см}$ велико, назначаем шаг попереч- ных стержней в каркасах К-6 и К-7 $s=100 \text{ мм}$. Тогда по формуле (2.74)

$$q_{sw} = 175(100)0,503 \cdot 2/10 = 1855 \text{ Н/см.}$$

На опоре имеем также два каркаса К-3 с $s=20$ см ($q_{sw}=856$ Н/см) и каркасы К-6 и К-7 ($q_{sw}=1855$ Н/см).
Суммарное значение $q_{sw}=856+1855=2711$ Н/см.

Значение w для каркаса К-6 будет:

$$w_1 = \frac{227\,500 \cdot 0,95}{2 \cdot 2711} + 5 \cdot 2,2 = 51 \text{ см} > 20 d = 44 \text{ см},$$

Обрыв второго каркаса К-7 влево от опоры В с учетом работы поперечных стержней трех каркасов ($q_{sw}=856+927=1783$ Н/см)

$$w_1 = \frac{227\,500 \cdot 0,95}{2 \cdot 1783} + 5 \cdot 2 = 71 \text{ см} > 20 d = 40 \text{ см},$$

Обрыв каркаса К-7 вправо от опоры В

$$w_1 = \frac{201\,000 \cdot 0,95}{2 \cdot 2711} + 5 \cdot 2 = 47 \text{ см} > 20 d = 40 \text{ см},$$

Обрыв второго каркаса К-6 вправо от опоры В

$$w_1 = \frac{201\,000 \cdot 0,95}{2 \cdot 1783} + 5 \cdot 2,2 = 68 \text{ см}, \text{ принято } w_3 = 70 \text{ см}.$$

Аналогично рассчитываем обрыв стержней каркаса К-4 в крайнем пролете.

Определяем сечение арматурных сеток у места замыкания второстепенных балок (сетка С-9). Опорная реакция второстепенной балки $P=55,9+115,2=171,1$ кН. Необходимая площадь сечения вертикальных стержней класса А-І, $R_s=225$ МПа:

$$A_s = P/R_s; \quad (3.6)$$

$$A_s = \frac{171\,100 \cdot 0,95}{225(100)} = 7,3 \text{ см}^2.$$

Длина зоны, на которой учитывается работа вертикальной арматуры,

$$s = 2h_1 + 3b; \quad s = 2 \cdot 15 + 3 \cdot 20 = 90 \text{ см}, \quad (3.7)$$

где $h_1 = h_b - h_{vb} = 60 - 45 = 15$ см.

В пределах этой зоны имеется арматура $10 \varnothing 8$ ($A_s = 5,03 \text{ см}^2$). Требуется дополнительно поставить арматуру площадью $A_s = 7,3 - 5,03 = 2,27 \text{ см}^2$.

Принимаем две сетки С-9 по четыре стержня диаметром 8 мм ($A_s = 2,01 \cdot 2 = 4,02 \text{ см}^2$). Согнутые сетки С-10, показанные в зоне отрицательных моментов главной балки (см. рис. 3.9), в данном случае могут быть заменены соединительными стержнями, поскольку арматура

работает только на растяжение, а не на сжатие, при котором согнутые сетки обязательны.

Расчет балок по деформациям (прогибам). Прогибы изгибаемых элементов определяют по формулам расчетного предельного состояния второй группы как элементов прямоугольного или таврового сечения. В монолитных ребристых перекрытиях второстепенные и главные балки в расчетах на действие моментов в пролете принимают таврового сечения с полкой в сжатой зоне. Изгибающие моменты подсчитывают от действия нормативных нагрузок, т. е. без учета коэффициентов надежности по нагрузке ($\gamma_f = 1$).

Для правильно запроектированных сечений балок необходимо соблюдать условие $f \leq f_{lim}$ (где f_{lim} — предельный прогиб, принимаемый по табл. 2.2, для элементов ребристых перекрытий при пролетах $l = 5 \div 10$ м $f_{lim} = 2,5$ см).

Полный прогиб

$$f_{tot} = f_1 - f_2 + f_3 - f_{csc},$$

где f_1 — прогиб от кратковременного действия всей нагрузки; f_2 — то же, постоянной и длительной нагрузок; f_3 — прогиб от длительного действия постоянной и длительной нагрузок; f_{csc} — выгиб, вызванный ползучестью бетона от обжатия (в предварительно напряженных элементах).

Прогибы определяют по значению кривизны $1/r$ [см. формулу (2.130)]. Полную кривизну, соответствующую суммарному прогибу при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, находят по формуле (2.139).

Для примера выполним расчет прогибов главной балки (второстепенную балку рассчитывают по аналогичным формулам). При этом расчет по деформациям можно производить используя либо точные формулы, либо приближенный метод (см. § 10 главы 2).

Расчет по точным формулам. Изгибающий момент в первом пролете от всей нормативной нагрузки при загрузении по схеме 1 (см. рис. 3.8)

$$\begin{aligned} M_1 &= (\alpha G^n + \beta P^n) l = (0,244 \cdot 55\,900 + 0,289 \cdot 96\,000) 6 = \\ &= 248\,000 \text{ Н} \cdot \text{м} = 248 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}, \end{aligned}$$

где $G^n = 3220 \cdot 6 \cdot 2 + 0,37 \cdot 0,2 \cdot 25\,000 \cdot 6 + 0,3 \cdot 0,52 \cdot 25\,000 \cdot 2 = 55\,900$ Н;
 $P^n = 8000 \cdot 6 \cdot 2 = 96\,000$ Н; α и β — параметры, определяемые по таблицам при $x = 0,333l$ (см. табл. 3 приложения IV).

Расчетная ширина сжатой полки $b'_f = 230$ см, толщина $h'_f = 8$ см, размеры сечения балки $b \times h = 30 \times 55,5$ см, в пролете $h_0 = 55,5$ см.

Относительную высоту сжатой зоны сечения с трещиной определяем по формуле (2.131):

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} \leq 1,0,$$

где $\beta = 1,8$ для тяжелого бетона;

$$\delta = \frac{M_1}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{248 \cdot 10^5}{30 \cdot 55,5^2 \cdot 15(100)} = 0,18;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \cdot 10^4}{2,7 \cdot 10^4} = 7,8; \quad R_{b,ser} = 15 \text{ МПа};$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} A'_s}{bh_0} = \frac{(230 - 30) 8 + \frac{7,8}{2 \cdot 0,45} 2,36}{30 \cdot 55,5} = 0,987;$$

здесь $A'_s = 2,36 \text{ см}^2$ (3 $\varnothing 10$ А-II);

$$\lambda = \varphi_f [1 - h'_f / (2h_0)] = 0,987 [1 - 8 / (2 \cdot 55,5)] = 0,915;$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{18,85}{30 \cdot 55,5} = 0,0114;$$

$$\mu_1 = \frac{A_s}{bh} = \frac{18,85}{30 \cdot 60} = 0,0105;$$

$$\mu\alpha = 0,0114 \cdot 7,8 = 0,089; \quad \mu_1\alpha = 0,0105 \cdot 7,8 = 0,082;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,18 + 0,915)}{10 \cdot 0,089}} = 0,133,$$

что меньше $h'_f/h_0 = 8/55,5 = 0,144$, следовательно, сечение можно рассчитывать как прямоугольное шириной $b'_f = 230$ см, а так как

$$\xi = 0,133 < 2a/h_0 = 2 \cdot 4,5/55,5 = 0,162,$$

то арматуру в сжатой зоне можно не учитывать.

Плечо внутренней пары сил

$$z_1 = h_0(1 - \xi/2) = 55,5(1 - 0,133/2) = 52 \text{ см}.$$

Упругопластический момент сопротивления таврового сечения по растянутой зоне

$$W_{pl} = (0,292 + 1,5\mu_1\alpha + 0,15\varphi_f)bh^2, \quad (3.8)$$

где

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} A'_s}{bh} = \frac{(230 - 30) 8 + \frac{7,8}{2 \cdot 0,45} 2,36}{30 \cdot 60} = 0,91$$

$$W_{pl} = (0,292 + 1,5 \cdot 0,082 + 0,15 \cdot 0,9) 30 \cdot 60^2 = 60\,500 \text{ см}^3.$$

Значение W_{pl} допускается определять приближенно по формуле $W_{pl} = \gamma W_{red}$; где $\gamma = 1,75$ для прямоугольных сечений и тавровых сечений с полкой в сжатой зоне; $W_{red} = I_{red}/y_0$ — момент сопротивления сечения как для упругого материала; здесь I_{red} — момент инерции приведенного сечения; y_0 — расстояние от нижней растянутой грани до центра тяжести приведенного сечения. Вычислим коэффициент ψ_s :

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{Is} \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{\pm M_r} \leq 1; \quad (3.9)$$

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{Is} M_{b,crc}/M_r,$$

где $\varphi_{Is} = 1,1$ — при кратковременном действии нагрузки, арматуре периодического профиля и бетоне класса В10 и выше (для гладких стержней $\varphi_{Is} = 1$, а при длительной нагрузке $\varphi_{Is} = 0,8$ для всех видов арматуры); $M_{b,crc}$ — момент, воспринимаемый неармированным сечением перед образованием трещин; $R_{bt,ser} = 1,4$ МПа;

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \frac{1,4 \cdot 60 \cdot 500 (100)}{248 \cdot 10^5} = 0,87.$$

Коэффициент $\psi_b = 0,9$ для тяжелых бетонов выше класса В10.

Жесткость главной балки на участке с трещинами в растянутой зоне

$$B_1 = \frac{h_0 z_1}{\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) E_b b h_0}}; \quad (3.10)$$

$$B_1 = \frac{55,5 \cdot 52}{\frac{0,87}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 18,85} + \frac{0,9}{(0,987 + 0,133) 0,45 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 30 \cdot 55,5}} = 117 \cdot 10^8 \text{ МПа} \cdot \text{см}^4.$$

Кривизна (с учетом того, что $\text{МПа} \cdot \text{см}^2 = 100 \text{ Н}$)

$$\frac{1}{r_1} = \frac{M}{B_1} = \frac{248 \cdot 10^3}{117 \cdot 10^8 (100)} = 2,12 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

Прогиб f_1 по формуле (2.142) будет:

$$f_1 = Sl^2 \frac{1}{r_1} = 0,107 \cdot 600^2 \cdot 2,12 \cdot 10^{-6} = 0,82 \text{ см},$$

где S — коэффициент; при расположении второстепенных балок в $1/3$ пролета главных балок

$$S = 1/8 - a^2/(6l^2) = 1/8 - 0,333^2/6 = 0,107;$$

здесь a — расстояние от опоры балки до точки приложения сосредоточенного усилия в долях пролета; в данном примере $a = 1/3 = 0,333l$.

Прогиб f_1 подсчитан приближенно, с запасом, так как коэффициент S принят как для свободно опертой балки. При более точном подсчете нужно учесть неразрезность трехпролетного прогона; в крайнем пролете одна опора рассматривается шарнирной, а другая защемленной, и тогда величина S будет несколько меньше. Согласно Руководству [8], для изгибаемых элементов с защемленными опорами прогиб в середине пролета допускается определять по формуле

$$f = S/r_c - 0,5(1/r_{01} + 1/r_{02})(1/8 - S), \quad (3.11)$$

где $1/r_c$, $1/r_{01}$, $1/r_{02}$ — кривизны элемента соответственно в середине пролета, на левой и правой опорах; S — коэффициент, учитывающий схему загрузки и условия опирания балки (см. примечание к табл. 2.18); если одна из опор шарнирная, то для нее значение $1/r_0$ принимают равным нулю.

Изгибающий момент от длительного действия постоянной и длительной нагрузок при $\gamma_f = 1$:

$$M_{ld} = (\alpha G^n + \beta P^n_{ld})l = (0,244 \cdot 55\,900 + 0,289 \cdot 78\,000)6 = 218\,000 \text{ Н} \cdot \text{м} = 218 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\text{где } P^n_{ld} = 6500 \cdot 6 \cdot 2 = 78\,000 \text{ Н}.$$

По формуле (2.137)

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \frac{1,4 \cdot 60\,500(100)}{218 \cdot 10^5} = 0,85.$$

Жесткость B_2 при $\psi_s = 0,85$; $\psi_b = 0,9$ и $\nu = 0,45$ определяем по формуле (3.10):

$$B_2 = \frac{55,5 \cdot 52,2}{\frac{0,85}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 18,85} + \frac{0,9}{(0,987 + 0,112) 0,45 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 30 \cdot 55,5}} = 117 \cdot 10^8 \text{ МПа} \cdot \text{см}^4.$$

Здесь уточнены значения δ , ξ и z_1 по $M_{ld} = 218 \text{ кН} \cdot \text{м}$:

$$\delta = \frac{M_{ld}}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{21\,800\,000}{30 \cdot 55,5^2 \cdot 15(100)} = 0,16;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,16 + 0,915)}{10 \cdot 0,089}} = 0,112;$$

$$z_1 = h_0(1 - \xi/2) = 55,5(1 - 0,112/2) = 52,2 \text{ см}.$$

Кривизна

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M_{ld}}{B_2} = \frac{21\,800\,000}{117 \cdot 10^8(100)} = 1,86 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-2}.$$

Прогиб

$$f_2 = Sl^2 \frac{1}{r_1} = 0,107 \cdot 600^2 \cdot 1,86 \cdot 10^{-5} = 0,715 \text{ см.}$$

Изгибающий момент от длительного действия постоянных и длительных нагрузок $M_{ld} = 218\,000 \text{ Н} \cdot \text{м} = 218 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

При $\varphi_{ls} = 0,8$

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \frac{1,4 \cdot 60\,500(100)}{218 \cdot 10^5} = 0,96.$$

Жесткость при $\nu = 0,15$ и значениях ξ , z_1 , φ_f , принятых при определении $1/r_2$,

$$B_s = \frac{55,5 \cdot 52,2}{\frac{0,96}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 18,85} + \frac{0,9}{(0,987 + 0,112) 0,15 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 30 \cdot 55,5}} = 83 \cdot 10^8 \text{ МПа} \cdot \text{см}^4.$$

Кривизна $1/r_3$

$$\frac{1}{r_3} = \frac{M_{ld}}{B_s} = \frac{21\,800\,000}{83 \cdot 10^8 (100)} = 2,62 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Прогиб $f_3 = 0,107 \cdot 600^2 \cdot 2,62 \cdot 10^{-5} = 1,01 \text{ см}$. Суммарный прогиб по формуле (3.8) будет: $f = f_1 - f_2 + f_3 = 0,82 - 0,715 + 1,01 = 1,08 \text{ см}$, что меньше $f_{lim} = 2,5 \text{ см}$; принятое сечение главной балки удовлетворяет требованиям расчета по деформациям.

Приближенная оценка деформативности. Проверяем условие (2.145):

$$l/h_0 + 18h_0/l \leq \lambda_{lim}.$$

По табл. 2.20 находим $\lambda_{lim} = 11,5$ (по интерполяции при $\varphi_f = 1$ и $\mu\alpha = 0,089$) и вычисляем:

$$600/55,5 + 18 \cdot 55,5/600 = 12,2 > \lambda_{lim} = 11,5;$$

требуется расчет прогибов. Воспользуемся формулами (2.141) — (2.144) и данными табл. 2.19.

Кривизна по формуле (2.143)

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_{max}} &= \frac{1}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 18,85 \cdot 55,5^2 (100)} \times \\ &\times \left[\frac{3\,000\,000}{0,66} + \frac{21\,800\,000 - 0,1 \cdot 30 \cdot 60^2 \cdot 1,4 (100)}{0,475} \right] = \\ &= \frac{1}{121 \cdot 10^{10}} [4,55 \cdot 10^6 + 42,7 \cdot 10^6] = 3,9 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}, \end{aligned}$$

где $M_{erc} = 248 - 218 = 30 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $M_{ld} = 218 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $k_{ica} = 0,66$; $k_{lda} = 0,475$; $k_{2ld} = 0,1$ (по табл. 2.19 при $\mu\alpha = 0,09$ и $\varphi_f = 1$).

По формуле (2.142)

$$f = Sl^2 \frac{1}{r_{max}} = 0,107 \cdot 600^2 \cdot 3,9 \cdot 10^{-5} = 1,5 \text{ см} < f_{lim} = 2,5 \text{ см}.$$

Сравнивая расчет прогибов по точным формулам и приближенным, видим, что объем подсчетов приближенным методом значительно меньше, хотя данные получаются несколько завышенными. Если условие $f \leq f_{lim}$ по приближенному методу расчета удовлетворяется, то дальнейшую проверку по деформациям не производят, в противном случае требуется проверка с использованием точных формул.

Элементы перекрытий необходимо также проверить расчетом на раскрытие трещин (см. далее пример 3.5).

§ 13. БАЛОЧНЫЕ СБОРНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

Компоновка конструктивной схемы. Сборное железобетонное перекрытие здания состоит из панелей и ригелей, которые опираются на несущие наружные стены или колонны (см. рис. 3.1). В зависимости от сетки колонн панели и ригели могут быть с одинаковыми и неодинаковыми пролетами. Прежде чем приступить к расчету конструкций сборных элементов, надо выбрать оптимальное направление главной опорной конструкции — ригеля. Известно, что технико-экономические показатели по перекрытию в целом будут различаться в зависимости от продольного или поперечного расположения ригеля. Наиболее экономичный вариант перекрытия с заданными размерами компоновочной сетки несущих конструкций определяют на основе сравнения продольной и поперечной схем по следующим показателям: расход бетона и стали на 1 м² перекрытия, количество монтажных элементов (плит и ригелей) на все здание (или на одну типовую секцию), количество типоразмеров и марок сборных элементов, вес монтажных элементов, количество доборных элементов. Для сравнения вариантов предварительно определяют высоту сечения элементов по формулам (2.47) и (3.12).

Оптимальный вариант оценивают по совокупности перечисленных показателей с учетом требований свободы планировочного решения помещения, а также условий монтажа здания и изготовления сборных элементов на заводах строительной индустрии. Продольное направление ригелей предпочтительно для жилых зда-

ний, а поперечное направление как повышающее пространственную жесткость — для промышленных и общественных зданий.

Производственные здания проектируют на основе унифицированной сетки колонн 6×6 , 6×9 , 6×12 и 12×12 м с возможностью изменения шага второстепенных конструкций кратно 0,5 м, а именно 3; 2; 1,5 и 1 м. Временные нагрузки на перекрытия принимают по заданию от 5 до 25 кН/м².

Для перекрытия жилых и общественных зданий применяют компоновочную сетку размерами в модуле 20 см. Пролеты в обоих направлениях могут быть в различных комбинациях от 2,8 до 7,2 м. Временную нормативную нагрузку на перекрытия этих зданий принимают от 2 до 5 кН/м². После того как выбрана конструктивная схема и приняты геометрические размеры перекрытия, приступают к расчету и конструированию его элементов.

Проектирование, расчет и конструирование панелей. В железобетонном перекрытии около 65 % расхода железобетона приходится на панели. Поэтому от их рационального проектирования во многом зависит экономичность всей конструкции перекрытия. В зависимости от назначения панели проектируют плоскими или ребристыми (рис. 3.10). Плоские панели могут быть с овальными или круглыми пустотами (рис. 3.10, *a—г*), либо сплошные (рис. 3.10, *д*). Ребристые панели выполняют ребрами вниз или ребрами вверх (рис. 3.10, *е* и *ж*). Сплошное сечение плит делают, как правило, при сравнительно небольшой их толщине (до 12—16 см), а также при выполнении их одно- или двух-трехслойными из бетона низких классов (В5—В15) по специальным техническим условиям.

При выполнении панелей перекрытий из тяжелого бетона минимальную толщину собственно плиты назначают: в пустотных панелях 20—35 мм; в ребристых панелях 50—60 мм в сжатой зоне и 35—40 мм в растянутой зоне. В ребристых панелях, в которых имеются продольные и поперечные ребра, плита может работать в двух направлениях. В этом случае минимальная толщина плиты может быть равна 30 мм, а минимальная толщина ребер — 35—45 мм.

Номинальную ширину и длину панелей назначают в зависимости от принятой компоновочной сетки здания

круглого отверстия диаметром d равнялась площади квадратного отверстия со стороной h_1 :

$$h_1 = \frac{d}{2} \sqrt{\pi} \approx 0,9 d.$$

Сечение панелей с овальными отверстиями приводят к эквивалентному двутавровому сечению, заменяя фактическое сечение пустоты прямоугольным размерами $h_1 \times b_1$ с той же площадью A и тем же моментом инерции I (см. рис. 3.12, z и ∂): $h_1 = \sqrt{12I/A}$; $b_1 = A/h_1$; приближенно можно принимать $h_1 = 0,95h_{ov}$ и $b_1 = 0,95b_{ov}$ (где h_{ov} и b_{ov} — высота и ширина овального отверстия).

При этом ширина полки в сжатой зоне b'_f , учитываемая в расчетах, ограничивается следующими условиями: при $h'_f/h \geq 0,1$ берут всю ширину полки приведенного сечения; при $h'_f/h < 0,1$ в расчете принимают часть ширины полки, которая не должна превышать значения $b'_f = 12(n-1)h'_f + b$ (где n — число ребер в поперечном сечении панели; b — расчетная ширина ребра, равная сумме средних толщин всех ребер сечения).

В часторебристых плитах с ребрами, расположенными вниз, а также в плитах с поперечными ребрами, расположенными на расстояниях не более расстояния между осями продольных ребер (плиты типа ПКЖ или ПНС), ширину полки в сжатой зоне учитывают в расчете полностью.

Высоту сечения панели h , если она не назначена предварительно по конструктивным или технологическим условиям, можно определить из приближенной формулы, учитывающей требования обеспечения прочности и жесткости элемента:

$$h = c l_0 \frac{\theta g^n + p^n}{q^n} \frac{R_s}{E_s}, \quad (3.12)$$

где c — коэффициент, равный 18—20 для пустотных панелей и 30—34 для ребристых панелей с полкой в сжатой зоне (большие значения принимают при армировании стержнями из стали класса А-II, меньшие — из стали класса А-III); θ — коэффициент увеличения прогибов при длительном действии нагрузки (для пустотелых панелей $\theta = 2$; для ребристых панелей с полкой в сжатой зоне $\theta = 1,5$); g^n — длительно действующая нормативная нагрузка на 1 м² перекрытия; p^n — кратковременная нормативная нагрузка на 1 м² перекрытия; $q^n = g^n + p^n$ — суммарная нормативная нагрузка на панель с учетом собственного веса, Н/м² (можно принимать нагрузку в Н/м).

Высоту сечения предварительно-напряженных панелей также можно вначале назначать: $h = (1/20 \div 1/30) l_0$. Площадь сечения арматуры находим обычно по готовым таблицам и формулам. Если нейтральная ось проходит в пределах сжатой полки, то после определения величины $A_0 = M / (R_b b' h_0^2)$ по табл. 2.12 находят значения ξ и η , проверяют условие $x \leq \xi h_0$ и затем вычисляют площадь растянутой арматуры по формуле

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0}.$$

Эту арматуру размещают равномерно в растянутой зоне пустотной панели, а в ребристой — пропорционально во всех продольных ребрах. В крайних ребрах ставят в 2 раза меньше продольной арматуры, чем в каждом промежуточном продольном ребре.

При $x > \xi h_0$ нейтральная ось проходит ниже сжатой полки, пересекая ребро. В этом случае в расчете учитывают совместную работу полки и сжатой части ребра с расчетным сопротивлением бетона, равным призмочной прочности бетона R_b (с учетом коэффициента γ_{b2}).

Кроме расчета продольной арматуры проверяют прочность элемента по наклонному сечению. При этом в расчет вводят только суммарную ширину ребер b (свесы полок не учитывают). Затем подбирают поперечную арматуру — хомуты или поперечные стержни.

При высоте сечения ребер более 150 мм и в многопустотных панелях высотой $h > 300$ мм установка поперечных стержней или хомутов обязательна. В этих панелях поперечные стержни, если они и не нужны по расчету, ставятся конструктивно на приопорных участках на длине, равной $1/4$ пролета. В сплошных плитах, а также в ребрах высотой $h \leq 150$ мм и в многопустотных сборных панелях высотой 300 мм и менее допускается не устанавливать поперечные стержни. При этом сечение должно удовлетворять условию прочности по наклонной трещине (согласно п. 3.32 СНиП 2.03.01-84):

$$Q \leq \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c, \quad (3.13)$$

где правая часть условия (3.13) принимается не менее $\varphi_{b3} \times (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0$ и не более $2,5 R_{bt} b h_0$; φ_{b4} — коэффициент, принимаемый равным: 1,5 — для тяжелых бетонов; 1,2 — для легких бетонов марки по средней плотности D1900 и более; c — длина проекции наклонного сечения; φ_{b3} — коэффициент, равный 0,6 для тяжелого бетона и 0,5—0,4 для легких бетонов.

После расчета по прочности панели рассчитывают по деформациям (прогибам), образованию и раскрытию трещин, используя формулы второй группы предельных состояний.

При конструировании сборных панелей необходимо: учитывать требования технологии изготовления и унификации сборных железобетонных конструкций; для удобства распалубки пересечение поверхностей делать с плавными переходами в узлах, а ребра со скосами по уклону $i = (0,1 \div 0,6) h$;

защитные слои бетона принимать в плите не менее 10 мм, а в ребрах — 15—20 мм в зависимости от высоты ребер;

сварные каркасы и сетки проектировать с соблюдением конструктивных и технологических требований; расположение рабочей арматуры каркасов и сеток (рис. 3.13) должно соответствовать принятым расчетным условиям;

в местах стыкования плоских каркасов и сварных сеток предусматривать соединение части арматурных стержней сваркой или связыванием, объединяя их таким образом в пространственный каркас;

монтажные петли располагать по четырем углам, проектируя их из круглой стали класса А-I (марки ВСтЗ) с прикреплением к основной рабочей арматуре плоских каркасов;

в местах опорных площадок приваривать к продольной арматуре или анкеровать металлические закладные детали из уголков, пластин и т. д.;

для панелей на железобетонных несущих элементах предусматривать ширину опоры не менее 6 см, а на каменной кладке, легкобетонных блоках и панелях — не менее 10 см;

выполнять расчет прочности сконструированной сборной железобетонной панели для стадии ее изготовления (снятия с формы при распалубке), транспортирования и монтажа.

Проектирование ригелей. Ригель является элементом рамной конструкции каркасных зданий или неразрезной балкой при свободном опирании концов на наружные стены и заделки на промежуточных опорах. Сечения ригелей принимают прямоугольным или тавровым с полкой сверху или внизу (рис. 3.14).

Предварительно размеры сечения ригеля принима-

Рис. 3.13. Расположение сварных секток и каркасов в панелях перекрытий

а — панель с круглыми отверстиями; б — ребристая панель; 1 — план верхней сетки; 2 — план нижней сетки; 3 — план сетки плиты

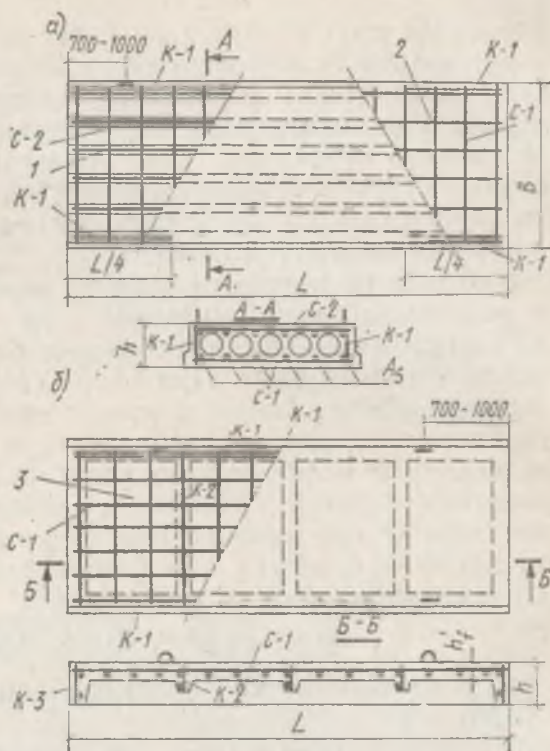
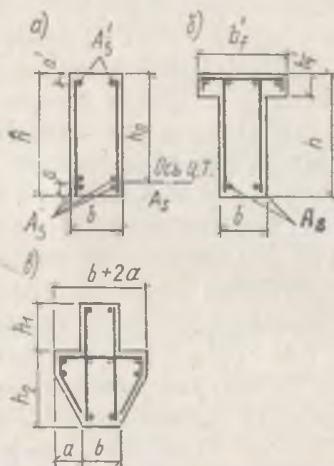


Рис. 3.14. Сечения сборных ригелей перекрытий

а — прямоугольные; б и в — тавровые



ют следующими: высоту $h = (1/10 \div 1/15)l$, ширину $b = (0,3 \div 0,4)h$ (где l — пролет ригеля, равный расстоянию в осях между колоннами). Неразрезной сборный ригель с равными пролетами или с пролетами, отли-

чающимися друг от друга не более чем на 20 %, обычно рассчитывают как неразрезную балку с учетом развития пластических деформаций, позволяющих перераспределять и выравнивать изгибающие моменты между отдельными сечениями. Это облегчает армирование опорных сечений (стыков) ригелей на колоннах и в целом снижает на 20—30 % расход арматуры в сравнении с расчетом по упругой схеме.

Нагрузку на ригель от панелей перекрытий принимают равномерно распределенной при плоских панелях или сосредоточенной при ребристых панелях с ребрами, расположенными вниз. При числе сосредоточенных сил в пролете более четырех сосредоточенную нагрузку допускается заменять на эквивалентную равномерно распределенную. В расчете по упругой схеме для многопролетных ригелей изгибающие моменты M и поперечные силы Q при равных или отличающихся не более чем на 20 % пролетах при равномерно распределенной нагрузке определяют по формулам:

$$M = (\alpha g + \beta p) l^2; \quad Q = (\gamma g + \delta p) l,$$

а при сосредоточенной нагрузке — по формулам (3.1) и (3.2):

$$M = (\alpha G + \beta P) l; \quad Q = (\gamma G + \delta P).$$

Схемы загрузок и эпюры M и Q для четырехпролетного ригеля приведены на рис. 3.15. При выравнивании моментов к эпюре моментов от постоянных нагрузок и отдельных схем невыгодно расположенных временных нагрузок прибавляют дополнительные треугольные эпюры с произвольными по знаку и значению надопорными ординатами. При этом, как указывалось в примере 3.1, значения выравненных моментов в расчетных сечениях должны составлять не менее 70 % их максимальных значений, определенных по упругой схеме (см. рис. 3.15, в). Зная опорные моменты от постоянной нагрузки, моменты от действия временных нагрузок в пролете можно вычислять по схеме, приведенной на рис. 3.15, д (где M_0 — максимальный момент в пролете как в разрезной балке). Ординаты эпюры моментов откладываются от линии, соединяющей вершины опорных моментов.

Арматуру в сечениях, нормальных и наклонных к продольной оси, рассчитывают по формулам (см. § 9) для изгибаемых элементов прямоугольного или тавро-

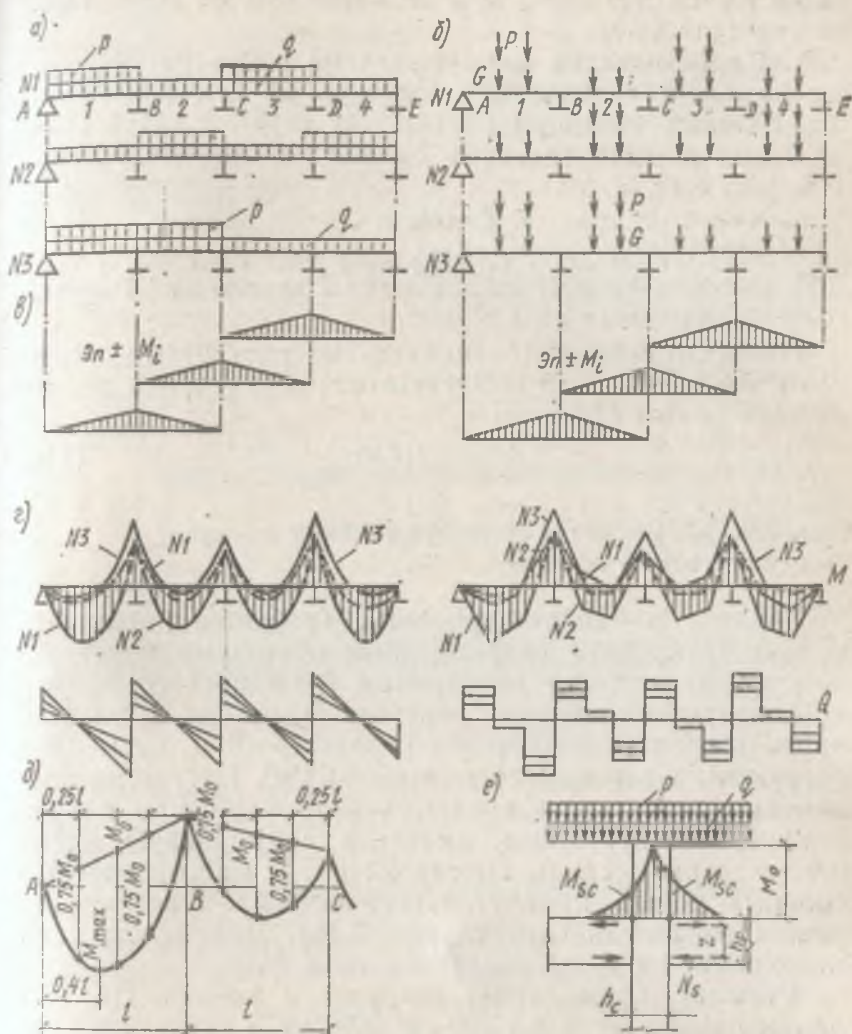


Рис. 3.15. К построению огибающей эпюры моментов неразрезного ригеля

а — при загрузке равномерно распределенной нагрузкой; б — то же, сосредоточенной нагрузкой; в — добавочные эпюры моментов; г — огибающие эпюры моментов и поперечных сил; д — к построению эпюры моментов от равномерно распределенной нагрузки; е — к определению расчетного момента в ригеле по грани опоры (колонны)

вого сечений. Армирование ригелей проектируют обычно двумя сварными каркасами. Обрыв стержней в пролете осуществляется по огибающей эпюре моментов. Обрываемые стержни заводят за место теоретического обрыва

ва на расчетную длину w и не менее чем на $20d$ согласно формуле (3.5).

Стык ригелей на промежуточной опоре рассчитывают на действие опорного момента по грани колонны M_{sc} , который вызывает растяжение верхней части ригеля и сжатие нижней части. Усилие растяжения в стыке (см. рис. 3.15, е)

$$N = M_{sc}/z, \quad (3.14)$$

где z — плечо пары сил в стыке, равное расстоянию между сварными швами, прикрепляющими закладные детали к стыковым стержням; $M_{sc} = M_{op} - Qh_c/2$.

Площадь сечения соединительных растянутых стержней в уровне верхней арматуры опорного сечения ригеля определяют из формулы

$$A_s = M_{sc}/(R_s z). \quad (3.15)$$

Пример 3.2. Расчет и конструирование многопустотной панели

Задание для проектирования. Требуется рассчитать и сконструировать сборные железобетонные конструкции междуэтажного перекрытия гражданского здания при следующих данных: поперечный пролет $l_1 = 6,4$ м, продольный шаг внутренних колонн $l_2 = 6$ м, временная нагрузка на перекрытие $p^n = 4000$ Н/м². Несущими элементами перекрытия являются многопустотная панель с круглыми пустотами, имеющая номинальную длину 6,4 м, ширину 1,2 м, высоту 22 см, и многопролетный сборный ригель прямоугольного сечения. Панель опирается на ригель сверху (рис. 3.16). Действующие на перекрытие нагрузки указаны в табл. 3.3.

Решение. Определение нагрузок и усилий. На 1 м длины панели шириной 120 см действуют следующие нагрузки, Н/м: кратковременная нормативная $p^n = 2800 \cdot 1,2 = 3360$, кратковременная расчетная $p = 3640 \cdot 1,2 = 4380$; постоянная и длительная нормативная $q^n = 5450 \cdot 1,2 = 6540$; постоянная и длительная расчетная $q = 6370 \cdot 1,2 = 7650$; итого нормативная $q^n + p^n = 6540 + 3360 = 9900$; итого расчетная $q + p = 7650 + 4380 = 12\,030$.

Расчетный изгибающий момент от полной нагрузки

$$M = q l_0^2 \gamma_n / 8 = 12\,030 \cdot 6,25^2 \cdot 0,95 / 8 = 56\,300 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

где $l_0 = 6,4 - 0,2/2 - 0,1/2 = 6,25$ м;



a — план перекрытия; *б* — расчетная схема ригеля; *в* — панель с круглыми пустотами; *1* — панель П-1; *2* — ригель; *3* — монтажная петля; *4* — приведенное сечение панели П-1

расчетный изгибающий момент от полной нормативной нагрузки (для расчета прогибов и трещиностойкости) при $\gamma_f = 1$

$$M^n = q^n l^2_0 \gamma_n / 8 = 9900 \cdot 6,25^2 \cdot 0,95 / 8 = 46\,000 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

то же, от нормативной постоянной и длительной временной нагрузок

$$M_{\text{из}} = 6540 \cdot 6,25^2 \cdot 0,95 / 8 = 30\,500 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

то же, от нормативной кратковременной нагрузки

$$M_{\text{сд}} = 3360 \cdot 6,25^2 \cdot 0,95 / 8 = 15\,600 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Максимальная поперечная сила на опоре от расчетной нагрузки

$$Q = ql_0 \gamma_n / 2 = 12\,030 \cdot 6,25 \cdot 0,95 / 2 = 35\,500 \text{ Н};$$

то же, от нормативной нагрузки

$$Q^n = 9900 \cdot 6,25 \cdot 0,95/2 = 29\,400 \text{ Н};$$

$$Q_{ld} = 6540 \cdot 6,25 \cdot 0,95 / 2 = 19\,400 \text{ Н.}$$

Таблица 3.3. Нагрузки на сборное междуэтажное перекрытие

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м ²
Постоянная:			
от паркетного пола, $t=0,02$ м, $\rho=800$ кг/м ³	160	1,1	176
от шлакобетонного слоя, $t=0,065$ м, $\rho=1600$	1040	1,2	1249
от пенобетонной звуко-изоляционной плиты, $t=0,06$ м, $\rho=500$	300	1,2	360
от железобетонной панели (по каталогу) приведенной толщиной 110 мм, $t=0,11$ м, $\rho=2500$	2750	1,1	3025
Итого	$g^n=4250$	—	$g=4810$
Временная:			
кратковременная	2800	1,3	3640
длительная	1200	1,3	1560
Итого	$p^n=4000$	—	$p=5200$
Полная нагрузка:			
постоянная и длительная	5450	—	6370
кратковременная	2800	—	3640
Итого	$g^n+p^n=8250$	—	$g+p=10\,010$

Примечание. Подсчет нагрузок ведется по формулам прим. 1 к табл. 3.1. В дальнейшем в аналогичных таблицах подсчет нагрузок производится таким же образом.

Подбор сечений. Для изготовления сборной панели принимаем: бетон класса В30, $E_b=32,5 \cdot 10^4$ МПа, $R_b=17$ МПа, $R_{bt}=1,2$ МПа, $\gamma_{bz}=0,9$; продольную арматуру — из стали класса А-II, $R_s=280$ МПа, поперечную арматуру — из стали класса А-I, $R_s=225$ МПа и $R_{sw}=175$ МПа; армирование — сварными сетками и каркасами; сварные сетки в верхней и нижней полках панели — из проволоки класса Вр-I, $R_s=360$ МПа при $d=5$ мм и $R_s=365$ МПа при $d=4$ мм.

Панель рассчитываем как балку прямоугольного сечения с заданными размерами $b \times h=120 \times 22$ см (где

b — номинальная ширина; h — высота панели). Проектируем панель шестипустотной (см. рис. 3.16, в). В расчете поперечное сечение пустотной панели приводим к эквивалентному двутавровому сечению. Заменяем площадь круглых пустот прямоугольниками той же площади и того же момента инерции. Вычисляем:

$$h_1 = 0,9d = 0,9 \cdot 15,9 = 14,3 \text{ см};$$

$$h_f = h'_f = (h - h_1)/2 = (22 - 14,3)/2 = 3,85 \text{ см} \approx 3,8 \text{ см};$$

приведенная толщина ребер $b = 117 - 6 \cdot 14,3 = 31,2 \text{ см}$ (расчетная ширина сжатой полки $b'_f = 117 \text{ см}$).

Расчет по прочности нормальных сечений. Предварительно проверяем высоту сечения панели перекрытия из условия обеспечения прочности при соблюдении необходимой жесткости по формуле (3.12):

$$h = \frac{cl_0 R_s}{E_s} \frac{0,9g^n + p^n}{q^n} = \frac{18 \cdot 625 \cdot 280}{2,1 \cdot 10^5} \frac{2 \cdot 5450 + 2800}{8250} = 21,8 \approx 22 \text{ см},$$

где $q^n = g^n + p^n = 5450 + 2800 = 8250 \text{ Н/м}^2$.

Принятая высота сечения $h = 22 \text{ см}$ достаточна. Отношение $h'_f/h = 3,8/22 = 0,173 > 0,1$; в расчет вводим всю ширину полки $b'_f = 117 \text{ см}$. Вычисляем по формуле (2.40):

$$A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_b b_f h_0^2} = \frac{5\,630\,000}{17 \cdot 0,9 \cdot 117 \cdot 19^2 (100)} = 0,071,$$

где $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ см}$.

По табл. 2.12 находим $\xi = 0,073$, $\eta = 0,962$. Высота сжатой зоны $x = \xi h_0 = 0,073 \cdot 19 = 1,39 \text{ см} < h'_f = 3,8 \text{ см}$ — нейтральная ось проходит в пределах сжатой полки. Площадь сечения продольной арматуры

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s} = \frac{5\,630\,000}{0,962 \cdot 19 \cdot 280 (100)} = 11,1 \text{ см}^2;$$

предварительно принимаем 6 Ø 16А-II, $A_s = 12,06 \text{ см}^2$, а также учитываем сетку С-1 $\frac{5Bp-I-250}{4Bp-I-250} \frac{1170 \cdot 6350}{20}$ (ГОСТ 8478—81), $A_{s1} = 6 \cdot 0,116 = 1,18 \text{ см}^2$; $\Sigma A_s = 1,18 + 12,06 = 13,24 \text{ см}^2$; стержни диаметром 16 мм распределяем по два в крайних ребрах и два в одном среднем ребре (см. рис. 3.16, в).

Расчет по прочности наклонных сечений. Проверяем условие необходимости постановки поперечной арматуры для многпустотных панелей, $Q_{max} = 35,5 \text{ кН}$.

Вычисляем проекцию c наклонного сечения по формуле

$$c = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / Q_b = B_b / Q_b,$$

где $\varphi_{b2} = 2$ — для тяжелого бетона; φ_f — коэффициент, учитывающий влияние свесов сжатых полок; в многопустотной плите при семи ребрах

$$\varphi_f = 7 \cdot 0,75 \frac{(3h_f') h_f'}{b h_0} = 7 \cdot 0,75 \frac{3 \cdot 3,8 \cdot 3,8}{31,2 \cdot 19} = 0,385 < 0,5;$$

$\varphi_n = 0$, ввиду отсутствия усилий обжатия значение $B_b = \varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2(1 + 0,385) 1,2 \cdot 0,9 \cdot 31,2 \cdot 19^2 (100) = 33,7 \times 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$.

В расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, следовательно, $c = B_b / (0,5Q) = 33,7 \cdot 10^5 / (0,5 \cdot 35 \cdot 500) = 190 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 19 = 38 \text{ см}$. Принимаем $c = 38 \text{ см}$, тогда $Q_b = B_b / c = 33,7 \cdot 10^5 / 38 = 0,89 \cdot 10^5 \text{ Н} = 89 \text{ кН} > Q = 35,5 \text{ кН}$. Следовательно, поперечная арматура по расчету не требуется.

Поперечную арматуру предусматриваем из конструктивных условий, располагая ее с шагом

$$s \leq h/2 = 22/2 = 11 \text{ см, а также } s \leq 15 \text{ см.}$$

Назначаем поперечные стержни диаметром 6 мм класса А-I через 10 см у опор на участках длиной 1/4 пролета. В средней 1/2 части панели для связи продольных стержней каркаса по конструктивным соображениям ставим поперечные стержни через 0,5 м (см. рис. 3.16, в). Если в нижнюю сетку С-1 включить рабочие продольные стержни, то приопорные каркасы можно оборвать в 1/4 пролета панели.

Определение прогибов. Момент в середине пролета от полной нормативной нагрузки $M^n = 46 \cdot 000 \text{ Н} \cdot \text{м}$; от постоянной и длительной нагрузок $M_{id} = 30 \cdot 500 \text{ Н} \cdot \text{м}$; от кратковременной нагрузки $M_{cd} = 15 \cdot 600 \text{ Н} \cdot \text{м}$.

Определим прогиб панели приближенным методом, используя значения λ_{lim} . Для этого предварительно вычислим:

$$\gamma = \gamma' = \frac{(b_f' - b) h_f'}{b h_0} = \frac{(117 - 31,2) 3,8}{31,2 \cdot 19} = 0,55;$$

$$\mu \alpha = \frac{A_s E_s}{b h_0 E_b} = \frac{13,2 \cdot 2,1 \cdot 10^5}{31,2 \cdot 19 \cdot 32 \cdot 500} = 0,144.$$

По табл. 2.20 находим $\lambda_{lim} = 16$ при $\mu \alpha = 0,15$ и арматуре класса А-II.

Общая оценка деформативности панели по формуле (2.145)

$$l/h_0 + 18h_0/l \leq \lambda_{lim},$$

так как $l/h_0 = 625/19 = 33 > 10$, второй член левой части неравенства ввиду малости не учитываем и оцениваем по условию $l/h_0 \leq \lambda_{lim}$:

$$l/h_0 = 33 > \lambda_{lim} = 16;$$

условие (2.145) не удовлетворяется, требуется расчет прогибов.

Прогиб в середине пролета панели по формуле (2.142) от постоянных и длительных нагрузок

$$f_{max} = Sl^3/r_c = \frac{5}{48} 6,25^3 \frac{1}{r_c},$$

где $1/r_c$ — кривизна в середине пролета панели, определяемая по формуле (2.144):

$$\frac{1}{r_c} = \frac{1}{E_s A_s h_0^2} \frac{M_{1d} - k_{1d} b h^2 R_{bt,ser}}{k_{1ld}} = \frac{1}{2,1 \cdot 10^5 (100) 13,2 \cdot 19^2} \times \\ \times \frac{3\,050\,000 - 0,2 \cdot 31,2 \cdot 22^2 \cdot 1,8 (100)}{0,38} = 6,5 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1};$$

здесь коэффициенты $k_{1ld} = 0,38$ и $k_{2ld} = 0,20$ приняты по табл. 2.19 в зависимости от $\mu_a = 0,15$ и $\gamma' = 0,55 \approx 0,6$ для двутавровых сечений.

Вычисляем прогиб f следующим образом: $f_{max} = (5/48) 625^2 \cdot 6,5 \cdot 10^{-5} = 2,7$ см, что меньше $f_{lim} = 3$ см для элементов перекрытий с плоским потолком при $l = 6 \div 7,5$ м (см. табл. 2.2).

Расчет панели по раскрытию трещин. Панель перекрытия, согласно табл. 2.9, относится к третьей категории трещиностойкости как элемент, эксплуатируемый в закрытом помещении и армированный стержнями из стали класса А-III. Предельно допустимая ширина раскрытия трещин $a_{crc1} = 0,4$ мм и $a_{crc2} = 0,3$ мм.

Для элементов третьей категории трещиностойкости, рассчитываемых по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси, при действии кратковременных и длительных нагрузок должно соблюдаться условие

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} \leq a_{crc,max} \quad (3.16)$$

где $a_{crc1} - a_{crc2}$ — приращение ширины раскрытия трещин в результате кратковременного увеличения нагрузки от постоянной и длительной до полной; a_{crc3} — ширина раскрытия трещин от длительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Ширину раскрытия трещин определяем по формуле (2.120)

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

для вычисления a_{crc} используем данные норм [13] и величины, полученные при определении прогибов:

$\delta = 1$ — как для изгибаемых элементов;

$\eta = 1$ — для стержневой арматуры периодического профиля;

$d = 1,6$ см — по расчету;

$E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа — для стали класса А-II;

$\delta a = 1$, так как $a_2 = 3$ см $< 0,2/h = 0,2 \cdot 22 = 4,4$ см;

$\varphi_l = 1$ — при кратковременных нагрузках и $\varphi_l = 1,6 - 15 \mu$ — при постоянных и длительных нагрузках;

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{13,2}{31,2 \cdot 19} = 0,0224 > \mu = 0,02,$$

принимаем $\mu = 0,02$ (см. п. 4.14 СНиП 2.03.01-84), тогда $\varphi_l = 1,6 - 15 \cdot 0,02 = 1,3$;

$$\sigma_s = M/A_s z_1 = M/W_s.$$

Определяем z_1 :

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\varphi'_f h'_f / h_0 + \xi^2}{2 (\varphi'_f + \xi)} \right],$$

здесь $\varphi'_f = 0,55$; $h'_f / h_0 = 3,8/22 = 0,173$; $h_0 = 19$ см; по формуле (2.132) находим ξ :

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}};$$

$$\lambda = \varphi'_f [1 - h'_f / (2 h_0)] = 0,55 [1 - 3,8 / (2 \cdot 19)] = 0,495.$$

Значение δ от действия всей нормативной нагрузки:

$$\delta = \frac{M^n}{R_{b,ser} b h_0^2} = \frac{4\,600\,000}{22 (100) 117 \cdot 19^2} = 0,05;$$

то же, от действия постоянной и длительной нагрузки:

$$\delta_{ld} = \frac{M_{ld}}{R_{b,ser} b h_0^2} = \frac{3\,050\,000}{22 (100) 117 \cdot 19^2} = 0,033;$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s E_s}{b h_0 E_b} = \frac{13,2 \cdot 2,1 \cdot 10^5}{31,2 \cdot 19 \cdot 32\,500} = 0,144.$$

Вычисляем ξ при кратковременном действии всей нагрузки:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,05 + 0,495)}{10 \cdot 0,144}} = 0,367 > \frac{h'_f}{h_0} = 0,173;$$

продолжаем расчет как тавровых сечений.

Значение z_1 по формуле (2.137)

$$z_1 = 19 \left[1 - \frac{0,55 \cdot 0,173 + 0,367^2}{2(0,55 + 0,367)} \right] = 16,6 \text{ см.}$$

Упругопластический момент сопротивления железобетонного таврового сечения после образования трещин

$$W_s = A_s z_1 = 13,2 \cdot 16,6 = 220 \text{ см}^3.$$

Расчет по длительному раскрытию трещин. $M_{ld} = 30,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Напряжение в растянутой арматуре при действии постоянных и длительных нагрузок

$$\sigma_{s2} = M_{ld} / W_s = 30,5 \cdot 10^5 / 220 = 13\,900 \text{ Н/см}^2 = 139 \text{ МПа},$$

где $W_s = 220 \text{ см}^3$ принято без пересчета величины z_1 , так как значение ξ при подстановке в формулу (2.132) параметра $\delta_{ld} = 0,033$ (вместо $\delta = 0,05$) изменяется мало.

Ширина раскрытия трещины от действия постоянной и длительной нагрузок при $\varphi_l = 1,3$

$$a_{crc1} = 1 \cdot 1 \cdot 1,3 \frac{139}{2,1 \cdot 10^5} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{16 \cdot 1} = 0,065 \text{ мм} < a_{crc, \max} = 0,3 \text{ мм};$$

условие удовлетворяется.

Расчет по кратковременному раскрытию трещин. $M^n = 46 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $M_{ld} = 30,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$; a_{crc} определяем по формуле (3.16).

Напряжение в растянутой арматуре при совместном действии всех нормативных нагрузок

$$\sigma_{s1} = M^n / W_s = 46 \cdot 10^5 / 220 = 21\,000 \text{ Н/см}^2 = 210 \text{ МПа}.$$

Приращение напряжения от кратковременного увеличения нагрузки от длительно действующей до ее полной величины $\Delta \sigma_s = \sigma_{s1} - \sigma_{s2} = 210 - 139 = 71 \text{ МПа}$.

Соответствующее приращение ширины раскрытия трещин при $\varphi_l = 1$ по формуле (2.120) будет:

$$\Delta a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{71}{2,1 \cdot 10^5} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,02) \times \sqrt[3]{16 \cdot 1} = 0,026 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин при совместном действии всех нагрузок $a_{crc} = 0,026 + 0,065 = 0,091 \text{ мм} < a_{crc1, \max} = 0,4 \text{ мм}$, т. е. условие удовлетворяется.

Значения a_{crc} по формуле (2.120) можно подсчитывать без предварительного вычисления напряжений $\Delta \sigma_s$,

подставляя в формулу значения $\sigma_s = M/W_s$. В этом случае расчет значений a_{crc} будет иметь следующий вид:

$$a_{crc1} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{46 \cdot 10^5}{220 \cdot 2,1 \cdot 10^5 (100)} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{16 \cdot 1} = \\ = 0,075 \text{ мм};$$

$$a_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{30,5 \cdot 10^5}{220 \cdot 2,1 \cdot 10^5 (100)} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{16 \cdot 1} = \\ = 0,049 \text{ мм};$$

$$a_{crc3} = 1 \cdot 1 \cdot 1,3 \frac{30,5 \cdot 10^5}{220 \cdot 2,1 \cdot 10^5 (100)} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{16 \cdot 1} = \\ = 0,065 < a_{crc2} = 0,3 \text{ мм};$$

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,075 - 0,049 + 0,065 = 0,091 \approx \\ \approx 0,1 \text{ мм} < a_{crc1, \max} = 0,4 \text{ мм}.$$

Проверка по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси. Ширину раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента и армированных поперечной арматурой, определяют из формулы (2.152) по СНиП 2.03.01-84:

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0,6 \sigma_{sw} d_w \eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15 E_b (1 + 2\alpha \mu_w)}, \quad (3.17)$$

где φ_l — коэффициент, равный 1,0 при учете кратковременных нагрузок, включая постоянные и длительные нагрузки непродолжительного действия, и 1,5 для тяжелого бетона естественной влажности при учете постоянных и длительных нагрузок продолжительного действия; $\eta = 1,4$ — для гладкой проволоочной арматуры (см. п. 4.14 СНиП); $d_w = 6 \text{ Ø A-I}$ — диаметр поперечных стержней (хомутов); $\alpha = E_s/E_b = 2,1 \cdot 10^5 / (3,25 \cdot 10^4) = 6,46$; $\mu_w = A_{sw}/(bs) = 0,85 / (31,2 \cdot 10) = 0,0027$ (здесь A_{sw} — площадь сечения поперечных стержней; в трех каркасах предусмотрено 3 Ø 6 A-I, $A_{sw} = 3 \cdot 0,283 = 0,85 \text{ см}^2$).

Напряжение в поперечных стержнях (хомутах)

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw} \frac{c}{h_0}} s \leq R_{s, \text{ser}}, \quad (3.18)$$

где

$$Q_{b1} = 0,8 \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt, \text{ser}} b h_0^2 / c = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1,8 (100) 31,2 \cdot 19^2 / 38 = \\ = 64 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

здесь $\varphi_n = 0$; $c = 2h_0 = 2 \cdot 19 = 38 \text{ см}$;

$$\sigma_{sw} = \frac{29\,400 - 64\,000}{0,85 \cdot 19} 10 < 0 \text{ (получается отрицательная величина);}$$

$Q^n = 29\,400 \text{ Н}$ — поперечная сила от действия полной нормативной нагрузки при $\gamma_l = 1,0$; $Q_{td}^n = 19\,400 \text{ Н}$ — то же, от постоянной и длительной нагрузок.

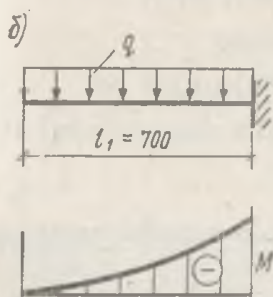
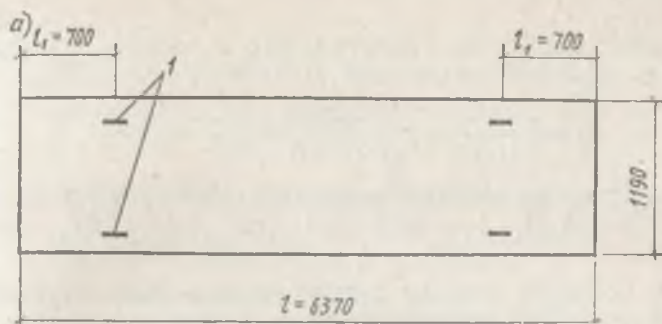


Рис. 3.17. К расчету сборной панели перекрытия на монтажную нагрузку

а — план панели; б — расчетная схема и эпюра моментов консольной части панели; 1 — монтажные петли Ø12А-I

Так как σ_{sw} по расчету величина отрицательная, то раскрытия трещин, наклонных к продольной оси, не будет.

Проверка панели на монтажные нагрузки. Панель имеет четыре монтажные петли из стали класса А-I, расположенные на расстоянии 70 см от концов панели (рис. 3.17, а). С учетом коэффициента динамичности $k_d = 1,4$ расчетная нагрузка от собственного веса панели

$$q = k_d \gamma_l g b = 1,4 \cdot 1,1 \cdot 2750 \cdot 1,19 = 5050 \text{ Н/м},$$

где $q = h_{red} \rho = 0,11 \cdot 25\,000 = 2750 \text{ Н/м}^2$ — собственный вес панели; b — конструктивная ширина панели; h_{red} — приведенная толщина панели; ρ — плотность бетона.

Расчетная схема панели показана на рис. 3.17, б. Отрицательный изгибающий момент консольной части панели

$$M = q l_1^2 / 2 = 5050 \cdot 0,7^2 / 2 = 1240 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Этот момент воспринимается продольной монтажной

арматурой каркасов. Полагая, что $z_1 = 0,9h_0$, требуемая площадь сечения указанной арматуры составляет

$$A_s = \frac{M}{z_1 R_s} = \frac{124\,000}{0,9 \cdot 19 \cdot 280 (100)} = 0,26 \text{ см}^2,$$

что значительно меньше принятой конструктивно арматуры 3 Ø 10А-II, $A_s = 2,36 \text{ см}^2$ (см. рис. 3.16, сечение А—А).

При подъеме панели вес ее может быть передан на две петли. Тогда усилие на одну петлю составляет

$$N = ql/2 = 5050 \cdot 6,37/2 = 16\,100 \text{ Н.}$$

Площадь сечения арматуры петли

$$A_s = N/R_s = 16\,100/[210(100)] = 0,765 \text{ см}^2;$$

принимаем конструктивно стержни диаметром 12 мм, $A_s = 1,13 \text{ см}^2$.

Пример 3.3. Расчет предварительно-напряженной панели с овальными пустотами

Задание для проектирования. Требуется рассчитать и сконструировать предварительно напряженную панель с овальными пустотами (рис. 3.18) для перекрытия, аналогичного прим. 2 (см. рис. 3.16, а). Собственный вес перекрытия принимать по табл. 3.3. Временная нормативная нагрузка 4400 Н/м², в том числе длительного действия 2000 Н/м². Коэффициент надежности $\gamma_n = 0,95$.

Панель армируют термически упрочненной стержневой арматурой периодического профиля класса Ат-V, натягиваемой на упоры; полки панели армируют сварными сетками из проволоки класса Вр-I. Бетон панели класса В30. Средняя относительная влажность воздуха выше 40 %, коэффициент $\gamma_{b2} = 0,9$.

Решение. Расчетные данные (по табл. 1.1—1.7). Для бетона класса В30: $R_b = 17 \text{ МПа}$, $R_{b,ser} = 22 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,2 \text{ МПа}$, $R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа}$, $E_b = 29\,000 \text{ МПа}$ (для тяжелого бетона с тепловой обработкой); для напрягаемой арматуры класса Ат-V: $R_{sn} = 785 \text{ МПа}$, $R_s = 680 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 545 \text{ МПа}$, $E_s = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа}$; для арматуры сварных сеток и каркасов из проволоки класса Вр-I: $R_s = 360 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 265 \text{ МПа}$, $E_s = 1,7 \cdot 10^5 \text{ МПа}$. Арматуру натягивают на упоры формы электротермическим способом, а обжатие бетона производят усилием напрягаемой арматуры при достижении прочности $R_{bp} =$

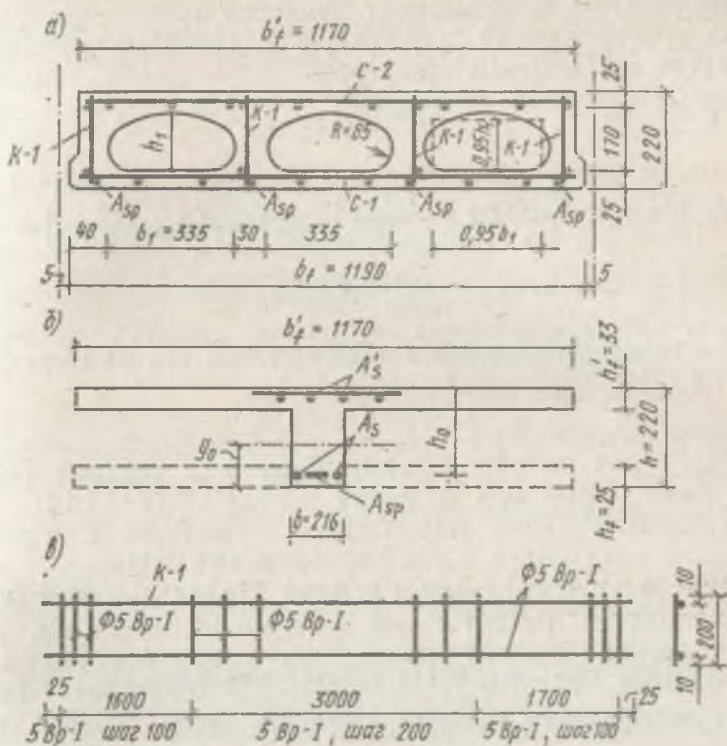


Рис. 3.18. К расчету предварительно напряженной панели с овальными пустотами по примеру 3.3

а — схема армирования; б — приведенное расчетное поперечное сечение; в — сварной каркас К-1 в ребрах

$\sigma_{sp} = 0,5 \cdot B_{30} = 0,5 \cdot 30 = 15$ МПа. Бетон изделия твердеет с помощью тепловой обработки (пропарки).

Предварительное напряжение арматуры принимается $\sigma_{sp} = 0,6 R_{sn} = 0,6 \cdot 785 = 471$ МПа. Проверяем соблюдение условия:

$$\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} \leq R_{sn}; \quad \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} \geq 0,3 R_{sn}; \quad (3.19)$$

при электротермическом способе натяжения:

$$\Delta\sigma_{sp} = 30 + 360/l = 30 + 360/6,4 = 86 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} = 471 + 86 = 557 < R_{sn} = 785 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 471 - 86 = 385 > 0,3 \cdot 785 = 235,5 \text{ МПа},$$

т. е. условия выполняются.

Вычисляем коэффициент точности натяжения арматуры, учитывающий возможные отклонения предварительного напряжения арматуры

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp},$$

где

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{\Delta\sigma_{sp}}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \frac{86}{471} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{4}} \right) = 0,137 \approx 0,14,$$

здесь n_p — число напрягаемых в сечении стержней, принимаем $n_p = 4$ — по одному стержню в каждом ребре; при благоприятном влиянии предварительного напряжения

$$\gamma_{sp} = 1 - 0,14 = 0,86;$$

при проверке по образованию трещин в верхней (сжатой) зоне плиты при обжатии $\gamma_{sp} = 1 + 0,14 = 1,14$.

Предварительное напряжение арматуры с учетом точности натяжения $\sigma_{sp} = 0,86 \cdot 471 = 405$ МПа.

Определение нагрузок и усилий. Приведенная толщина панели $h_{red} = h_j + h'_j + h_c = 2,5 + 3,3 + 3 = 8,8$ см, где h_j — толщина нижней полки; h'_j — толщина полки в сжатой зоне; $h'_j = h - h_j - b_1 = 220 - 25 - 0,95 \cdot 170 = 33$ мм; h_c — приведенная толщина средней части сечения панели.

$$h_c = (b'_1 - 3b_1) (h - h_j - h'_j) / b'_1 = (1170 - 3 \cdot 0,95 \cdot 330) \times \\ \times (220 - 25 - 33) / 1170 = 30 \text{ мм.}$$

Собственный вес панели

$$g^{\text{н}}_1 = h_{red} \rho (10) = 0,088 \cdot 2500 (10) = 2200 \text{ Н/м}^2;$$

расчетный вес

$$g_1 = 2200 \cdot 1,1 = 2420 \text{ Н/м}^2.$$

Вес конструкции пола принимается по табл. 3.3; нормативный — 1500 Н/м², расчетный — 1780 Н/м².

Временная нагрузка: кратковременная нормативная 2400, кратковременная расчетная $2400 \cdot 1,3 = 3120$, длительная нормативная 2000, длительная расчетная $2000 \cdot 1,3 = 2600$, Н/м².

При $\gamma_n = 0,95$ и номинальной ширине панели 1,2 м нагрузки на 1 м длины будут: постоянная нормативная $q^{\text{н}}_1 = (2200 + 1500) 1,2 \cdot 0,95 = 4220$; постоянная расчетная $q_1 = (2420 + 1780) 1,2 \cdot 0,95 = 4800$; временная длительная нормативная $p^{\text{н}}_{ld} = 2000 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 2280$; то же, расчет-

ная $p_{1d}=2600 \cdot 1,2 \cdot 0,95=2960$; кратковременная нормативная $p_{cr}^n=2400 \cdot 1,2 \cdot 0,95=2740$; то же, расчетная $p_{cd}=3120 \cdot 0,95 \cdot 1,2=3560$ Н/м.

Расчетный изгибающий момент от действия полной нагрузки

$$M=ql_0^2/8=11\,320 \cdot 6,25^2/8=55\,300 \text{ Н} \cdot \text{м}=55,3 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $q=q_1+p_{1d}+p_{cd}=4800+2960+3560=11\,320$ Н/м; $l_0=6250$ мм, аналогично панели, рассчитанной по примеру 2.

Расчетный изгибающий момент от всей нормативной нагрузки ($\gamma_f=1$):

$$M^n=q^n l_0^2/8=8840 \cdot 6,25^2/8=43\,500 \text{ Н} \cdot \text{м}=43,5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $q^n=q_1^n+p_{1d}^n+p_{cd}^n=4220+2280+2340=8840$ Н/м.

Расчетный изгибающий момент от постоянной и длительной нагрузок при $\gamma_f=1$

$$M_{1d}=q^n l_0^2 R^2/8=6500 \cdot 6,25^2/8=32\,000 \text{ Н} \cdot \text{м}=32 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $q^n l_0=q_1^n+p_{1d}^n=4220+2280=6500$ Н/м.

Изгибающий момент от кратковременной нагрузки при $\gamma_f=1$

$$M_{cd}=p_{cd}^n l_0^2/8=2740 \cdot 6,25^2/8=13\,500 \text{ Н} \cdot \text{м}=13,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Перерезывающая сила на опоре от действия полной расчетной нагрузки

$$Q=ql_0/2=11\,320 \cdot 6,25/2=35\,300 \text{ Н}.$$

Расчет прочности панели по сечению, нормальному к продольной оси. Расчет продольной арматуры ведем из условия обеспечения прочности таврового сечения, нормального к продольной оси элемента. Сечение панели с овальными пустотами приведено к двутавровому (см. рис. 3.18, б); для этого овальные отверстия заменены на прямоугольные размерами $b'_1 \cdot h'_1=0,95b_1 \cdot 0,95h_1$. Полку в растянутой зоне при расчете прочности сечения в работе не учитывают, поэтому на рис. 3.18, б она показана пунктирными линиями. Толщина полков определена выше: сжатой $h'_f=3,3$ см; растянутой $h_f=2,5$ см; суммарная ширина ребра $b=21,6$ см.

Расчетная высота сечения $h_0=h-a=22-3=19$ см. Устанавливаем расчетный случай для таврового сечения по условию, характеризующему расположение нейтральной оси в полке:

$$M \leq R_b \gamma_{b2} b'_1 h'_1 (h_0 - 0,5 h'_1);$$

$$M=55,3 \cdot 10^5 < 17(100) 0,9 \cdot 117 \cdot 3,3 (19 - 0,5 \cdot 3,3) = 102 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

условие удовлетворяется, нейтральная ось проходит в полке. Вычисляем

$$A_0 = \frac{M}{b'_f h_0^2 R_b \gamma_{b2}} = \frac{5\,530\,000}{117 \cdot 19^2 \cdot 17 \cdot 0,9 (100)} = 0,086.$$

При $A_0 = 0,086$ по табл. 2.12 находим $\eta = 0,954$ и $\xi = 0,091$.

Вычисляем характеристику сжатой зоны сечения по (2.34)

$$w = 0,85 - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,73.$$

Граничная высота сжатой зоны по формуле (2.33)

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s1}}{500} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{780}{500} \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,48,$$

где $\sigma_{s1} = R_s + 400 - \sigma_{sp} = 680 + 400 - 300 = 780$ МПа; $\sigma_{sp} = 0,75 \cdot 400 \approx 300$ МПа — предварительное напряжение арматуры с учетом всех потерь (коэффициент 0,75 принят условно, расчет потерь напряжений приведен ниже).

Коэффициент условий работы арматуры γ_{s6} , учитывающий сопротивление арматуры выше условного предела текучести, по формуле (27) СНиП 2.03.01—84:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) (2\xi/\xi_R - 1) \leq \eta,$$

где $\eta = 1,15$ — для арматуры класса А-V; $\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1) \times (2 \cdot 0,091/0,48 - 1) = 1,24 > \eta = 1,15$,

принимаем $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$.

Площадь сечения продольной напрягаемой арматуры

$$A_s = M/\eta h_0 R_s \gamma_{s6} = 5\,530\,000/0,954 \cdot 19 \cdot 680 (100) 1,15 = 3,92 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 $\varnothing 12$ Ат-V, $A_s = 4,52 \text{ см}^2$.

Расчет прочности наклонного сечения. $Q = 35,3$ кН. Проверяем условие прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами (2.28), полагая $\varphi_{w1} = 1$ (при отсутствии расчетной поперечной арматуры)

$$Q = 35\,300 \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b \gamma_{b2} b h_0,$$

где

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b \gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,85;$$

$$Q = 35\,300 \text{ Н} < 0,3 \cdot 1 \cdot 0,85 \cdot 17 \cdot 0,9 (100) 21,6 \cdot 19 = 161\,000 \text{ Н},$$

условие соблюдается, размеры поперечного сечения панели достаточны.

Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения

на продольную ось c . Влияние свесов сжатых полок (при четырех ребрах):

$$\varphi_f = 4 \frac{0,75(3h'_f) h'_f}{bh_0} = 4 \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 3,3 \cdot 3,3}{21,6 \cdot 19} = 0,24 < 0,5.$$

Влияние продольного усилия обжатия $N \approx P = A_s \sigma_{sp} = 4,52 \cdot 300(100) = 135\,600 \text{ Н} = 135,6 \text{ кН}$:

$$\varphi_n = \frac{0,1N}{R_{bt} \gamma_{b2} b h_0} = \frac{0,1 \cdot 135\,600}{1,2(100) 0,9 \cdot 21,6 \cdot 19} = 0,3 < 0,5,$$

Вычисляем $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,25 + 0,3 = 1,55 > 1,5$, принимаем 1,5:

$$B_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,2(100) 0,9 \cdot 21,6 \cdot 19^2 = 25,2 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

В расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, тогда $c = B_b/0,5Q = 25,2 \cdot 10^5/0,5 \cdot 35\,300 = 143 \text{ см} > 2h_0 = 2 \times 19 = 38 \text{ см}$, принимаем $c = 2h_0 = 38 \text{ см}$. В этом случае $Q_b = B_b/c = 25,2 \cdot 10^5/38 = 66,3 \cdot 10^3 = 66,3 \text{ кН}$, что больше $Q = 35,3 \text{ кН}$, следовательно, по расчету поперечная арматура не требуется.

В ребрах устанавливаем конструктивно каркасы из арматуры диаметром $\varnothing 5$ класса Вр-I. По конструктивным требованиям при $h \leq 450 \text{ мм}$ на приопорном участке $l_1 = l_0/4 = 625/4 = 154 \text{ см}$ шаг стержней

$$s = h/2 = 22/2 = 11 \text{ см и } s \leq 15 \text{ см};$$

принимаем $s = 10 \text{ см}$.

В средней половине панели поперечные стержни можно не ставить, ограничиваясь их постановкой только на приопорных участках. Из конструктивных соображений для фиксации положения верхней сетки каркасы $k=1$ (см. рис. 3.18, а) проектируют на всю длину панели с шагом поперечных стержней на приопорных участках $s=100 \text{ мм}$ и в средней части $s=200 \text{ мм}$.

Чтобы обеспечить прочность полок панели на местные нагрузки, в пределах пустот в верхней и нижней зонах сечения предусмотрены сетки С-1 и С-2 марки (3Вр-I-200)/(3Вр-I-200), $A_s = 0,36 \text{ см}^2/\text{м}$.

Расчет панели по предельным состояниям второй группы. Определим геометрические характеристики приведенного сечения:

$$\alpha = E_s/E_b = 1,9 \cdot 10^5/0,29 \cdot 10^5 = 6,54, \quad \alpha A_{sp} = 6,54 \cdot 4,52 = 29,6 \text{ см}^2;$$

площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A'_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_s \quad (3.20)$$

здесь A_{sp} , A'_{sp} — площадь сечения напрягаемой арматуры, A_s , A'_s — ненапрягаемой арматуры; $A'_{sp} = 0$, $A_s = A'_s = 0,5 + 0,79 = 1,29 \text{ см}^2$, где $0,5 \text{ см}^2$ — площадь сечения продольной арматуры сетки и $0,79 \text{ см}^2$ — площадь сечения 4 Ø 5 Вр-I каркасов К-I; для сеток $\alpha = 1,7 \cdot 10^5 / 0,79 \cdot 10^5 = 5,87$

$$A_{red} = 117(3,3 + 2,5) + (22 - 5,8)21,6 + 29,6 + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 2 = 1067 \text{ см}^2.$$

Статический момент относительно нижней грани сечения панели:

$$S_{red} = S + \alpha S_{s0,1} + \alpha S'_{s0,1} + \alpha S_{s0,2} + \alpha S'_{s0,2}; \quad (3.21)$$

$$S_{red} = 117 \cdot 3,3 \cdot 20,5 + 117 \cdot 2,5 \cdot 1,25 + 29,6 \cdot 3 + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 3 + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 20 = 8523 \text{ см}^3 \text{ (здесь } S_{s0,2} = 0).$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани панели:

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 8523 / 1067 = 8 \text{ см}; \quad h - y_0 = 22 - 8 = 14 \text{ см}.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_1^2 + \alpha A'_{sp} y_1'^2 + \alpha A_s y_2^2 + \alpha A'_s y_2'^2, \quad (3.22)$$

где

$$y_1 = 8 - 3 = 5 \text{ см}; \quad y_1' = 0; \quad y_2 = 8 - 2 = 6 \text{ см};$$

$$y_2' = 14 - 2 = 12 \text{ см};$$

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{117 \cdot 3,3^3}{12} + 117 \cdot 3,3 \cdot 12,5^2 + \frac{117 \cdot 2,5^3}{12} + 117 \cdot 2,5 \times \\ &\times 6,75^2 + \frac{21,6 \cdot 16,2^3}{12} + 21,6 \cdot 16,2 \cdot 3^2 + 29,6 \cdot 5^2 + \\ &+ 5,87 \cdot 1,29 \cdot 6^2 + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 12^2 = 86\,840 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Момент сопротивления для растянутой грани сечения

$$W_{red} = I_{red} / y_0 = 86\,840 / 8 = 10\,900 \text{ см}^3;$$

то же, по сжатой грани сечения

$$W'_{red} = I_{red} / (h_0 - y_0) = 86\,840 / (22 - 8) = 6200 \text{ см}^3.$$

Расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны (верхней) до центра тяжести приведенного сечения

$$r = \varphi_n (W_{red} / A_{red}) = 0,85 (10\,900 / 1067) = 8,7 \text{ см},$$

$$\text{где } \varphi_n = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser} = 1,6 - 0,75 = 0,85;$$

то же, наименее удаленной от растянутой зоны (нижней)

$$r_{inf} = 0,85(6200/1067) = 4,97 \text{ см.}$$

Определение потерь предварительного напряжения при натяжении арматуры на упоры. Предварительное напряжение в арматуре σ_{sp} без учета потерь принято $0,6R_{sn} = 0,6 \cdot 785 = 471 \text{ МПа}$.

При расчете потерь коэффициент точности натяжения арматуры $\gamma_{sp} = 1$. Определяем первые потери:

от релаксации напряжений в арматуре по формуле (2.19) $\sigma_1 = 0,03 \quad \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 471 = 15,7 \text{ МПа}$;

от температурного перепада $\sigma_2 = 0$, так как при пропаривании форма с упорами нагревается вместе с панелью;

при деформации бетона от быстронатекающей ползучести по формуле (2.26) последовательно вычисляем:

усилие обжатия $P_1 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2) = 4,52(471 - 15,7 - 0)(100) = 206\,000 \text{ Н} = 206 \text{ кН}$;

эксцентриситет усилия P_1 относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{0p} = y_0 - a_p = 8 - 3 = 5 \text{ см};$$

напряжение в бетоне при обжатии

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{0p} y_0}{I_{red}} = \frac{206\,000}{1067} + \frac{206\,000 \cdot 5 \cdot 8}{86\,840} = 288 \text{ Н/см}^2 = 2,88 \text{ МПа};$$

устанавливаем значение передаточной прочности бетона из условия $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75$; тогда $R_{bp} = \sigma_{bp}/0,75 = 2,88/0,75 = 3,9 \text{ МПа} < 0,5 B_{30} = 15 \text{ МПа}$ (согласно п. 2.6 СНиП 2.03.01—84). Принимаем $R_{bp} = 15 \text{ МПа}$. Тогда отношение $\sigma_{bp}/R_{bp} = 2,88/15 = 0,192 \approx 0,2$. Вычисляем сжимающее напряжение в бетоне на уровне центра тягести напрягаемой арматуры от усилия обжатия P_1 (без учета момента от собственного веса панели перекрытия)

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{0p}^2}{I_{red}} = \frac{206\,000}{1067} + \frac{206\,000 \cdot 5^2}{86\,840} = 253 \text{ Н/см}^2 = 2,53 \text{ МПа};$$

при $\sigma_{bp}/R_{bp} = 2,53/15 = 0,17 < \alpha = 0,25 + 0,025R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 15 = 0,62$ (что $< 0,8$) потери от быстронатекающей ползучести будут

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \sigma_{bp}/R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,17 = 5,8 \approx 6 \text{ МПа.}$$

Суммарное значение первых потерь

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_6 = 15,7 + 0 + 6 = 21,7 \approx 22 \text{ МПа.}$$

С учетом первых потерь σ_{los1} напряжение σ_{bp} будет

$$P_1 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = (471 - 22)(100)4,52 = 203\,000 \text{ Н} = 203 \text{ кН;}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{203\,000}{1067} + \frac{203\,000 \cdot 5^2}{86\,840} = 250 \text{ Н/см}^2 = 2,5 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{bp}/R_{bp} = 2,5/15 = 0,167.$$

Определяем вторые потери:

от усадки бетона $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$ (по табл. 2.11);

от ползучести бетона по формуле (2.28) при $\sigma_{bp}/R_{bp} = 2,5/15 = 0,167 < 0,75$ и $k = 0,85$ для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении:

$$\sigma_9 = 150k\sigma_{bp}/R_{bp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,167 = 21,4 \text{ МПа.}$$

Вторые потери напряжений составляют

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 21,4 = 56,4 \text{ МПа.}$$

Суммарные потери предварительного напряжения арматуры составляют

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 22 + 56 = 78 < 100 \text{ МПа}$$

установленного минимума потерь.

Принимаем значения всех потерь $\sigma_{los} = 100 \text{ МПа}$.

Усилие обжатия с учетом всех потерь напряжений в арматуре $P_2 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 4,52(471 - 100)(100) = 168\,000 \text{ Н} = 168 \text{ кН}$.

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси, производится для выяснения необходимости расчета по раскрытию трещин. Так как рассматриваемая панель относится к элементам, к которым предъявляются требования третьей категории трещиностойкости, то согласно табл. 2.10 коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ и расчетный момент от полной нормативной нагрузки будет $M^n = 43,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$. При $M^n \leq M_{crc}$ (где M_{crc} — момент внутренних усилий) трещины не образуются.

Вычисляем момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин по формулам (2.106) и (2.107).

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} = R_{bt,ser} W_{pl} + P_{02}(e_{op} + r).$$

где $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 10\,900 = 16\,300 \text{ см}^3$ (здесь $\gamma = 1,5$ для двутавровых сечений при $b'/b = 117/21,6 = 5,4 > 2$; согласно п. 4, б при-

лож. VI); M_{rp} — ядровый момент усилий обжатия, равный $P_{02}(e_{op}+r)$ при $\gamma_{sp}=0,86$.

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, по формуле (2.108)

$$r = \varphi_n (W_{red}/A_{red}) = 0,85(10\,900/1067) = 8,7 \text{ см};$$

где $\varphi_n = 1,6 - (\sigma_b/R_{b,ser}) = 1,6 - 0,75 = 0,85$

Усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь: при $\gamma_{sp}=0,86$

$$P_{02} = \gamma_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los})A_s = 0,86(471 - 100)4,52(100) = 145\,000 \text{ Н} = 145 \text{ кН}.$$

Значение M_{crc} :

$$M_{crc} = 1,8(100)16\,300 + 0,86 \cdot 168\,000(5 + 8,7) = 49,4 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 49,4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

что больше $M^n = 43,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$, следовательно, в эксплуатационной стадии работы панели трещин в ней не будет. Поэтому расчет на раскрытие трещин не выполняют.

Проверяем, образуются ли начальные трещины в верхней зоне панели при ее обжатии при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp}=1,14$. Изгибающий момент от собственного веса панели $M_n = 2600 \cdot 6,25^2/8 = 12\,700 \text{ Н} \cdot \text{м} = 12,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Расчетное условие

$$\gamma_{sp}P_1(e_{op} - r_{inf}) - M_n \leq R_{bt}W'_{pl}; \quad (3.23)$$

$$1,14 \cdot 206\,000(5 - 4,97) - 12,7 \cdot 10^5 = -12,7 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

$$R_{bt}W'_{pl} = 1,15 \cdot 9300(100) = 10,7 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см},$$

где $R_{bt} = 1,15 \text{ МПа}$ — для прочности бетона, соответствующей 1/2 класса В30, что равно В15; $W'_{pl} = 1,5 \cdot 6200 = 9300 \text{ см}^3$,

так как $(-12,7 \cdot 10^5) < 10,7 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$, то расчетное условие (3.23) соблюдается, начальные трещины не образуются.

Расчет прогиба панели перекрытия. Прогиб f в середине пролета панели при отсутствии трещин в растянутой зоне определяем по значению кривизны $1/r$, используя формулу (2.126):

$$\frac{1}{r} = \frac{\varphi_{b1} M}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = \frac{\varphi_{b2} M}{B}, \quad (3.24)$$

где $B = \varphi_{b1} E_b I_{red} = 0,85 \cdot 0,29 \cdot 10^5 \cdot 86\,840(100) = 21,4 \cdot 10^{10} \text{ Н} \cdot \text{см}^2$ — жесткость приведенного сечения; $\varphi_{b2} = 1$ — при действии кратковре-

менной нагрузки; $\Phi_{b2}=2$ — при действии постоянных и длительных нагрузок для конструкций, эксплуатируемых при влажности окружающей среды 75 %.

Кривизна панели с учетом действия усилия предварительного обжатия по формуле (2.126)

$$1/r = 1/r_1 + 1/r_2 - 1/r_3 - 1/r_4,$$

а полный прогиб соответственно

$$f_{tot} = f_1 + f_2 - f_3 - f_4.$$

Определяем значения кривизны и прогибов: от действия кратковременной нагрузки

$$\frac{1}{r_1} = \frac{\Phi_{b2} M_{cd}}{B} = \frac{1 \cdot 1\,350\,000}{21,4 \cdot 10^{10}} = 0,682 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1};$$

$$f_1 = S l^2 \frac{1}{r_1} = \frac{5}{48} 625^2 \cdot 0,682 \cdot 10^{-5} = 0,28 \text{ см};$$

от действия постоянной и длительной временной нагрузок:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{\Phi_{b2} M_{ld}}{B} = \frac{2 \cdot 3\,200\,000}{21,4 \cdot 10^{10}} = 3,0 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1};$$

$$f_2 = \frac{5}{48} 625^2 \cdot 3 \cdot 10^{-5} = 1,22 \text{ см};$$

кривизна, обусловленная выгибом элемента от кратковременного действия усилия предварительного обжатия P с учетом всех потерь по формуле (2.128)

$$\frac{1}{r_3} = \frac{P_e e_{op}}{B} = \frac{145\,000 \cdot 5}{21,4 \cdot 10^{10}} = 0,34 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1};$$

выгиб панели в середине пролета, вызванный внецентренным обжатием,

$$f_3 = \frac{1}{8} l^2 \left(\frac{1}{r_3} \right) = \frac{625^2}{8} 0,34 \cdot 10^{-5} = 0,166 \text{ см};$$

кривизна, обусловленная выгибом вследствие усадки и ползучести бетона от обжатия по формуле (2.129),

$$\frac{1}{r_4} = \frac{\epsilon_b - \epsilon'_b}{h_e} = \frac{32,8 \cdot 10^{-5} - 18,5 \cdot 10^{-5}}{19} = 0,754 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1},$$

$$\epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_s} = \frac{(\sigma_s + \sigma_s + \sigma_s)}{1,9 \cdot 10^5} = \frac{6,8 + 35 + 21,4}{1,9 \cdot 10^5} = 32,8 \cdot 10^{-5};$$

$$\epsilon'_b = \sigma'_b / E_s = 35 / 1,9 \cdot 10^5 = 18,5 \cdot 10^{-5};$$

здесь $\sigma'_b = \sigma_s = 35$ МПа — потери напряжений от усадки бетона; потери для напрягаемой арматуры от ползучести бетона принимаем

равными нулю ($\sigma_6=0$ и $\sigma_8=0$), так как напряжение σ'_b в бетоне на уровне крайнего сжатого волокна, возникающие от усилий предварительного напряжения, сравнительно малы:

$$\sigma_b = \frac{P_{01}}{A_{red}} - \frac{P_{01} e_{0p} (h - y_0)}{I_{red}} = \frac{206\,000}{1067} - \frac{206\,000 \cdot 5 (22 - 8)}{86\,840} = 28 \text{ Н/см}^2 = 0,28 \text{ МПа};$$

выгиб плиты в середине пролета вследствие усадки и ползучести бетона от обжатия

$$f_4 = \frac{1}{8} 625^2 \cdot 0,754 \cdot 10^{-5} = 0,367 \text{ см.}$$

Полный прогиб

$f_{tot} = f_1 + f_2 - f_3 - f_4 = 0,28 + 1,27 - 0,166 - 0,367 = 0,87 \text{ см} < f_{lim} = 3 \text{ см}$ (по эстетическим требованиям, табл. 4 СНиП 2.03.01—84); принятое сечение плиты и армирование удовлетворяют требованиям расчета по первой и второй группам предельных состояний.

Расчет панели в стадии изготовления, транспортирования и монтажа. Определение усилий. Панели поднимают за петли, расположенные на расстоянии 0,7 м от торцов (рис. 3.19). Отрицательный изгибающий момент в сечении панели по оси подъемных петель от собственного веса q_c (с учетом коэффициента динамичности $k_d=1,6$), согласно п. 1.13 СНиП 2.03.01—84

$$M_A = q_c l^2 / 2 = -0,5 \cdot 4170 \cdot 0,7^2 = -1020 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

где $q_c = k_d G_c / l = 1,6 \cdot 16\,600 / 6,37 = 4170 \text{ Н/м}$; $G_c = \rho [b_f (h'_f + h_f) + b_p h_p] l = 2500 [1,19 (0,033 + 0,025) + 0,216 \cdot 0,162] 6,37 = 1660 \text{ кг}$ — масса плиты ($G_c = 16\,600 \text{ Н}$); $h_p = h - (h'_f + h_f) = 22 - (3,3 + 2,5) = 16,2 \text{ см}$; $b = 21,6 \text{ см}$ — приведенная толщина ребер.

Усилие обжатия панели N'_n вводят как внешнюю внецентренно приложенную нагрузку (рис. 3.19, б), которую при натяжении арматуры на упоры определяют по формуле

$$N'_n = (\gamma_{sp} \sigma_{01} - 330) A_{sp}, \quad (3.25)$$

где $\sigma_{01} = \sigma_{sp} - (\sigma_1 + \sigma_2) = 471 - (15,7 + 0) = 455 \text{ МПа}$, потери от быстроснатекающей ползучести σ_6 не учитываются; $\gamma_{sp} = 1,1$ — коэффициент условий работы в стадии изготовления и монтажа панели; $\sigma_{sc,u} = 330 \text{ МПа}$ — снижение предварительного напряжения в арматуре в результате укорочения (обжатия) бетона в предельном состоянии.

$N'_n = (1,1 \cdot 455 - 330) 4,52 = 770 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 77 \text{ кН}$, считая, что $\text{МПа} \cdot \text{см}^2 = 100 \text{ Н}$.

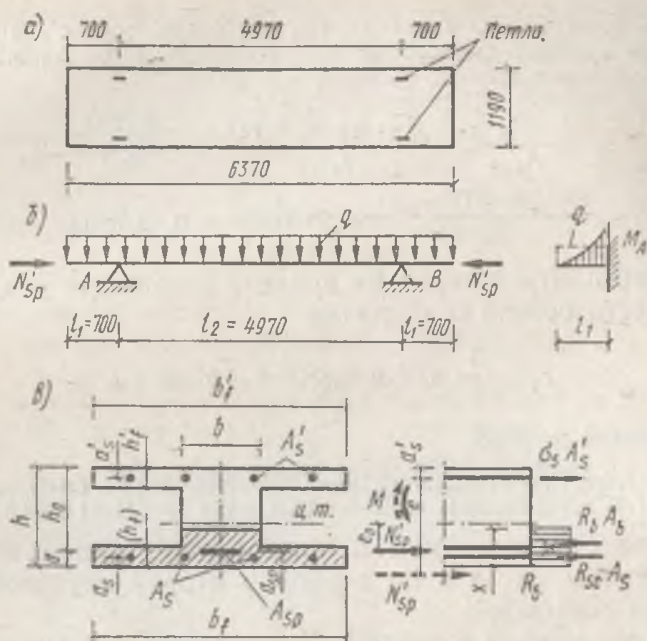


Рис. 3.19. К расчету предварительно напряженной панели на монтажные нагрузки
а — план; б, в — расчетные схемы

Расчет прочности сечения панели как внецентренно сжатого элемента. Расчетное сопротивление бетона в рассматриваемой стадии работы панели принимаем при достижении бетоном 50 % проектной прочности: $R_0 = 0,5 \cdot 30 = 15$ МПа; по табл. 1.4 для $R_0 = 15$ находим $R_b = 8,5$ МПа, а с учетом коэффициента условий работы $\gamma_{b8} = 1,2$, при проверке прочности сечений в стадии предварительного обжатия конструкций (см. табл. 1.5) $R_b = 8,5 \cdot 1,2 = 10,2$ МПа.

Характеристика сжатой зоны бетона по формуле (2.34)

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 10,2 = 0,77.$$

Граничное значение ξ_R по (2.33):

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{400} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,77}{1 + \frac{360}{400} \left(1 - \frac{0,77}{1,1}\right)} = 0,605,$$

где $\sigma_{sR} = R_s = 360$ МПа — для ненапрягаемой арматуры класса Вр-I диаметром 5 мм.

Случайный эксцентриситет определяют из условий:
 $e_a = 1/600l = 637/600 = 1,06$ см; $e_a = \frac{1}{30}h = 22/30 = 0,733$ см, $e_a \geq 1$ см, принимаем большее значение $e_a = 1,06$ см. Тогда эксцентриситет равнодействующей сжимающих усилий будет:

$$e = h_0 - a' + e_a + M_A/N'_n = 19 - 1,5 + 1,06 + 102\,000/77\,000 = 19,88 \text{ см};$$

$$A_s = \frac{N'_n e}{b(h'_0)^2 R_b} = \frac{77\,000 \cdot 19,88}{21,6 \cdot 20,5^2 \cdot 10,2(100)} = 0,165,$$

где $h'_0 = h - a' = 22 - 1,5 = 20,5$ см, считая менее сжатой ту зону сечения, которая более удалена от напряженной арматуры A_{sp} (рис. 3.19, в);

по табл. 2.12 $\xi = 0,18 < \xi_R = 0,605$; $\eta = 0,91$; в расчете учитываем $\xi = 0,18$.

Требуемая площадь сечения арматуры A'_s по (2.90):

$$A'_s = \frac{\xi R_b b h_{01} - N'_n}{R_s} = \frac{0,18 \cdot 10,2(100) 21,6 \cdot 20,5 - 77\,000}{360(100)} = 0,125 \text{ см}^2.$$

Фактически в верхней зоне панели поставлена продольная арматура в сетке С-2 7 Ø 3 Вр-I, $A_s = 0,49 \text{ см}^2$ и в каркасах К-I 4 Ø 5 Вр-I, $A_s = 0,79 \text{ см}^2$, всего $A_s = 0,49 + 0,79 = 1,28 \text{ см}^2 > A'_s = 0,125 \text{ см}^2$; прочность сечения вполне обеспечена.

Проверка сечения по образованию трещин. Усилие в напряженной арматуре

$$N_{01} = \gamma_{sp} \sigma_{01} A_{sp} = 1,14 \cdot 455(100) 4,52 = 235\,000 \text{ Н.}$$

Изгибающий момент в сечении от собственного веса без учета $k_d = 1,6$

$$M_A = -1020/1,6 = -640 \text{ Н} \cdot \text{м} = -0,64 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Геометрические характеристики сечения относительно верхней грани:

$$W'_{red} = I_{red}/(n - y_0) = 86\,840/14 = 6200 \text{ см}^3;$$

$$r_{inf} = 0,8 W'_{red}/A_{red} = 0,8 \cdot 6200/1017 = 4,87 \text{ см,}$$

Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне

$$W'_{pl} = \gamma W'_{red} = 1,5 \cdot 6200 = 9300 \text{ см}^3.$$

Проверяем условие (2.105)

$$M_A \leq M_{crc} = R_{bt,ser} W'_{pl} - M_{rp},$$

где

$$R_{bt,ser} W'_{pl} = 1,8(100)9300 = 1\,670\,000 \text{ Н}\cdot\text{см} = 16,7 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{rp} = N_{01}(e_{0p} - r_{inf}) = 235\,000(5 - 4,87) = 7050 \text{ Н}\cdot\text{см} = 0,07 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{crc} = 16,7 - 0,07 \approx 16,6 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_A = 0,64 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Условие (2.105) соблюдается, трещин в сечении при действии монтажных и транспортных нагрузок не будет.

Пример 3.4. Расчет ребристой панели перекрытия

Задание для проектирования. Требуется рассчитать и сконструировать ребристую панель для перекрытия производственного здания по рис. 3.4. Номинальные размеры панели в плане $6 \times 1,2$ м. Действующие на перекрытие постоянные нагрузки принять по табл. 3.4. Вре-

Таблица 3.4. Нагрузка на междуэтажное перекрытие производственного здания

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная (округленная) нагрузка, Н/м ²
Постоянная:			
от плиточного пола, при $t=15$ мм; $\rho=2000$ кг/м ³	300	1,1	330
от цементного выравнивающего слоя, при $t=20$ мм, $\rho=2000$	400	1,3	520
от шлакобетонных плит, при $t=60$ мм, $\rho=1600$	960 $\approx$ 1000	1,2	1200
от железобетонной панели приведенной толщиной $t=100$ мм, $\rho=2500$	2500	1,1	2750
Итого	$g^n = 4200$	—	$g = 4800$
Временная:			
кратковременная p_{cd}	3000	1,2	3600
длительная p_{ld}	5000	1,2	6000
Итого	$p^n = 8000$	—	$p = 9600$
Полная нагрузка	$g^n + p^n = 12\,200$	—	$g + p = 14\,400$

менная нормативная нагрузка 7000 Н/м^2 , в том числе длительного действия 5000 Н/м^2 . Коэффициент надежности $\gamma_n = 0,95$. Ребра панели армируют сварными каркасами из стержневой стали класса А-III, плиту армируют сварной сеткой из проволоки класса Вр-I. Бетон панели класса В25.

Решение. Расчетные данные (по табл. 1.2—1.7). Для бетона класса В25: $R_b = 14,5 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$, $\gamma_{b2} = 0,9$; $R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа}$; $R_{bt,ser} = 1,6 \text{ МПа}$, $E_b = 27 \times 10^3 \text{ МПа}$; для арматуры класса А-III: $R_s = 365 \text{ МПа}$ (при диаметре $10 \div 40 \text{ мм}$) и $R_s = 355 \text{ МПа}$ (при диаметре $6 \div 8 \text{ мм}$), $R_{sw} = 290 \text{ МПа}$, $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$; для арматуры диаметром 5 мм класса Вр-I: $R_s = 360 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 260 \text{ МПа}$ и $E_s = 1,7 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Определение нагрузок и усилий. Нагрузки на 1 м длины панели шириной $1,2 \text{ м}$: постоянная нормативная $q^n = 4200 \cdot 1,2 = 5100$; постоянная расчетная $q = 4800 \times 1,2 = 5760$; временная нормативная $p^n = 8000 \cdot 1,2 = 9600$; расчетная $p = 9600 \cdot 1,2 = 11\,500$, в том числе временная длительная нормативная $p^{n_{ld}} = 5000 \cdot 1,2 = 6000$; временная длительная расчетная $p_{ld} = 5000 \times 1,2 \cdot 1,2 = 7200$; кратковременная нормативная $p^{n_{cd}} = 3000 \cdot 1,2 = 3600$; кратковременная расчетная $p_{cd} = 3000 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 4320 \text{ Н/м}$.

Расчетная длина панели при ширине прогона $b = 20 \text{ см}$:

$$l_0 = l - b/2 = 6 - 0,2/2 = 5,9 \text{ м}.$$

Расчетная схема панели представляет собой свободно опертую балку таврового сечения с равномерно распределенной нагрузкой (рис. 3.20).

Определяем расчетные изгибающие моменты:
от полной расчетной нагрузки

$$M = ql^2 \gamma_n / 8 = (5760 + 11\,500) 5,9^2 \cdot 0,95 / 8 = 71\,500 \text{ Н} \cdot \text{м} = 71,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

от полной нормативной нагрузки

$$M^n = (5100 + 9600) 5,9^2 \cdot 0,95 / 8 = 61\,000 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

от нормативной постоянной и длительной временной нагрузок

$$M^{n_{ld}} = (5100 + 6000) 5,9^2 \cdot 0,95 / 8 = 46\,000 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

от нормативной кратковременной нагрузки

$$M^{n_{cd}} = 3600 \cdot 5,9^2 \cdot 0,95 / 8 = 14\,900 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

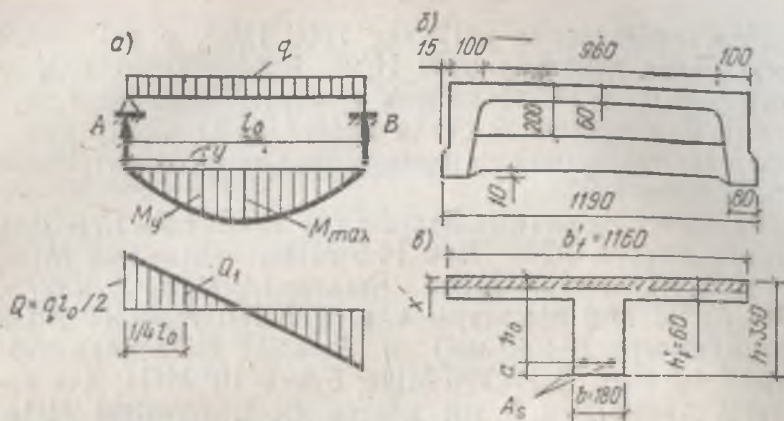


Рис. 3.20. К расчету ребристой панели перекрытия по примеру 3.4
а — расчетная схема; б, в — соответственно заданное и эквивалентное приведенное поперечное сечение панели

Максимальная расчетная поперечная сила

$$Q = ql_0 \gamma_n / 2 = 17,2 \cdot 5,9 \cdot 0,95 / 2 = 48,3 \text{ кН},$$

где $q = 5760 + 11\,500 = 17\,260 \text{ Н/м} = 17,26 \text{ кН/м}$.

Предварительное определение сечения панели. Высоту сечения панели находим из условий обеспечения прочности и жесткости по эмпирической формуле (3.12)

$$h = c l_0 \frac{R_s}{E_s} \frac{\theta g^n + p^n}{q^n} \gamma_n = 30 \cdot 590 \frac{365}{2 \cdot 10^5} \frac{1,5 \cdot 9200 + 3000}{12\,200} \times \\ \times 0,95 = 42,4 \text{ см};$$

где $q^n = g^n + p^n = (4200 + 5000) + 3000 = 12\,200 \text{ Н/м}^2$; $\theta = 1,5$ — для ребристой панели с полкой в сжатой зоне; $c = 30$ — при применении арматуры из стали класса А-III;

принимаем $h = 40$ см кратко 5 см.

Применительно к типовым заводским формам предварительно назначаем другие размеры сечения (рис. 3.20, б): толщину продольных ребер 80 и 100 мм (средняя толщина $b_p = 90$ мм), толщину плиты $h'_f = 60$ мм, высоту поперечных ребер 200 мм, ширину сечения внизу 60 мм и вверху 110 мм.

Для расчета арматуры сечения ребристой панели приводим к тавровому с полкой в сжатой зоне (рис. 3.20, в): ширину сжатой полки $b'_f = 116$ см, так как $h'_f/h = 6/40 = 0,15 > 0,1$ и имеются поперечные ребра; толщину $h'_f = 6$ см, суммарную ширину приведенного ребра $b = 2b_p = 2 \cdot 9 = 18$ см. Рабочая высота сечения предварительно $h_0 = h - a = 40 - 4 = 36$ см.

Проверяем соблюдение условия (2.48), полагая предварительно, что коэффициент $\varphi_{w1} = 1$:

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0;$$

$$48\,300 < 0,3 \cdot 1 \cdot 0,87 \cdot 14,5 \cdot 0,9(100) 18 \cdot 36 = 221 \cdot 10^3 \text{ Н},$$

$$\text{где } \varphi_{b1} = 1 - \beta \gamma_{b2} R_b = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 14,5 = 0,87; \varphi_{w1} = (1 + 5 \alpha \mu_w) \leq 1,3;$$

Условие соблюдается, принятое сечение достаточно для обеспечения прочности по наклонной полосе.

Расчет нормальных сечений по прочности. Устанавливаем расчетный случай для тавровых сечений, проверяя условие

$$M \leq R_b \gamma_{b2} b' f h' f (h_0 - 0,5 h' f);$$

$$M = 7\,150\,000 \text{ Н} \cdot \text{см} < 14,5 \cdot 0,9(100) 116 \cdot 6(36 - 0,5 \cdot 6);$$

$$M = 71,5 \cdot 10^5 < 300 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Условие соблюдается, следовательно, нейтральная ось проходит в полке ($x < h' f$):

$$A_0 = \frac{M}{b' f h_0^2 R_b \gamma_{b2}} = \frac{71,5 \cdot 10^5}{116 \cdot 36^2 \cdot 14,5 \cdot 0,9(100)} = 0,0295 \approx 0,03;$$

по табл. 2.12 находим $\eta = 0,985$ и $\xi = 0,03$.

Проверяем условие $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$; значение ξ_R по (2.33):

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{400} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,84}{1 + \frac{365}{500} \left(-1 - \frac{0,84}{1,1}\right)} = 0,72,$$

где $\omega = \alpha - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,84$; $\sigma_{sR} = R_s = 365 \text{ МПа}$.

$\xi = 0,03 < \xi_R = 0,72$, условие (2.32) удовлетворяется; $x = \xi h_0 = 0,03 \cdot 36 = 1,08 \text{ см} < h' f = 6 \text{ см}$.

Площадь сечения продольной арматуры в ребрах

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s} = \frac{71,5 \cdot 10^5}{0,985 \cdot 36 \cdot 365(100)} = 5,55 \text{ см}^2;$$

принято 4 $\emptyset 14$ А-III, $A_s = 6,16 \text{ см}^2$, располагая по два стержня в ребре (можно также предусмотреть 2 $\emptyset 20$ А-III, $A_s = 6,28 \text{ см}^2$, по одному продольному стержню в каждом ребре). В данном примере принято 2 $\emptyset 14$ А-III в каждом ребре, чтобы показать обрыв части продольных стержней в пролете в соответствии с эпюрой изгибающего момента; этим можно сократить расход арматуры. При двухрядном расположении арматуры $h_0 = h - a_3 - d_1 - a_1/2 = 40 - 2 - 1,4 - 2,5/2 = 35,3 \text{ см} \approx 35 \text{ см}$

(здесь $a_3 \geq 2$ см и $a_1 \geq 2,5$ см — соответственно защитный слой бетона и расстояние между стержнями, см).

Расчет наклонного сечения по прочности. $Q = 48,3$ кН. Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось s . Влияние свесов сжатых полок (при двух ребрах):

$$\varphi_f = 2 \frac{0,75 (3h'_f) h'_f}{bh_0} = 2 \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 6 \cdot 6}{18 \cdot 36} = 0,25 \leq 0,5.$$

Коэффициент $\varphi_n = 0$, ввиду отсутствия предварительного обжатия. Вычисляем сумму коэффициентов $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,25 + 0 = 1,25 < 1,5$. Параметр $B_b = \varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \cdot 1,25 \cdot 1,05 (100) 0,9 \cdot 18 \cdot 36^2 = 55,3 \cdot 10^5$ Н·см.

В расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, поэтому наклонное сечение $c = B_b / 0,5Q = 55,3 \cdot 10^5 / 0,5 \times 48300 = 230$ см $> 2h_0 = 2 \cdot 36 = 72$ см; принимаем $c = 2h_0 = 72$ см. Тогда поперечное усилие Q_b , воспринимаемое бетоном, будет $Q_b = B_b / c = 55,3 \cdot 10^5 / 72 = 75,7 \times 10^3$ Н = 75,7 кН, что больше $Q = 48,3$ кН, следовательно, поперечная арматура по расчету не требуется.

Принимаем конструктивно поперечные стержни $\varnothing 6$ А-I, $A_{sw} = 0,283$ см². Шаг поперечных стержней устанавливают из конструктивных требований $s \leq h/2 = 40/2 = 20$ см и не более $s = 15$ см (см. п. 5.27 СНиП 2.03.01—84).

Принимаем на приопорном участке длиной $1/4$ пролета ($600/4 = 150$ см) шаг поперечных стержней $s = 15$ см, а в средней половине пролета панели проектируем их размещение по конструктивным требованиям при $s \leq 3/4h = 40 \cdot 3/4 = 30$ см и не более $s = 50$ см. Принимаем в средней половине длины каркасов продольных ребер шаг поперечных стержней $s_2 = 30$ см (рис. 3.21, а).

Определение места обрыва в пролете продольных стержней. В пролете допускается обрывать не более 50 % расчетной площади сечения стержней, вычисленных по максимальному изгибающему моменту. При этом в каждом плоском сварном каркасе не менее одного продольного стержня должно быть заведено за грань опоры.

За грань опоры заводят по одному стержню диамет-

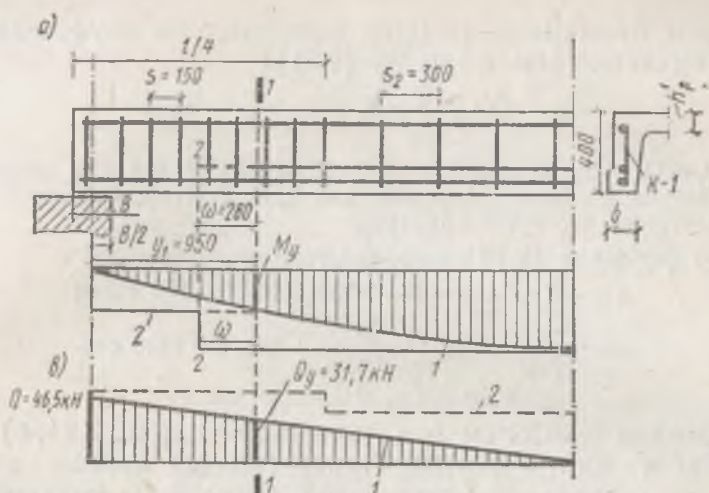


Рис. 3.21. Определение места обрыва стержней в пролете продольных ребер

а — схема армирования; б — эпюра моментов; в — эпюра поперечных сил; 1 — эпюра расчетная; 2 — то же, фактическая по армированию

ром 14 мм в каждом каркасе К-1, всего $A_{s1} = 2 \cdot 1,54 = 3,08 \text{ см}^2$. Высота сжатой зоны сечения

$$x = \frac{R_s A_{s1}}{\gamma_{b1} R_b b_f'} = \frac{365 \cdot 3,08}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 116} = 0,75 \text{ см.}$$

Момент, воспринимаемый сечением с арматурой 2 Ø 14 А-III,

$$M_y = R_s A_{s1} z_b = 365(100) 3,08 \cdot 34,6 = 3\,890\,000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 38,9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $z_b = h_0 - 0,5x = 35 - 0,5 \cdot 0,75 = 34,6 \text{ см}$.

Определяем место теоретического обрыва продольной арматуры из условия (см. рис. 3.20, а):

$$M_y = Qy - 0,5qy^2 = 0,5ql_0y - 0,5qy^2;$$

$$38,9 = 48,3y - 0,5 \cdot 17,26y^2;$$

$$8,63y^2 - 48,3y + 38,9 = 0;$$

$$y_{1,2} = \frac{48,3 \pm \sqrt{48,3^2 - 4 \cdot 8,63 \cdot 38,9}}{2 \cdot 8,63}, \text{ откуда}$$

$$y_1 = 0,96 \text{ м}, y_2 = 4,62 \text{ м.}$$

Обрываемые стержни заводят за грань теоретического обрыва на длину w , согласно эпюре изгибающих моментов (сечение 1—1 рис. 3.21, б). Значение w по

нормам принимают равным большему из двух следующих значений [см. формулу (3.5)]:

$$w = \frac{Q_y - Q_{s, inc}}{2q_{sw}} + 5d; \quad w \geq 20d;$$

где $Q_y = Q(1 - 2y_1/l_0) = 48,3(1 - 2 \cdot 0,96/5,9) = 32,5$ кН — из подобия треугольников элюры поперечных сил (рис. 3.21, в); $Q_{s, inc} = 0$, ввиду отсутствия отогнутой арматуры;

по формуле (2.74) определяем:

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 175 \cdot 0,283(100) / 15 = 662 \text{ Н/см};$$

$$w = \frac{Q_y}{2q_{sw}} + 5d = \frac{32\,500}{2 \cdot 662} + 5 \cdot 1,4 = 31,5 \text{ см};$$

$$w \geq 20d = 20 \cdot 1,4 = 28 \text{ см},$$

принимаем $w = 32$ см (см. сечение 2—2, рис. 3.21, а).

Расчет плиты панели. Плита (полка) панели является трехпролетной неразрезной, опертой по контуру на продольные и поперечные ребра (рис. 3.22). Отношение длинной стороны l_2 к короткой l_1 в чистоте между ребрами:

$$l_2/l_1 = (1790 - 110) / (1160 - 2 \cdot 100) = 1,75 < 2.$$

Определение нагрузок и усилий. Собственный вес конструкции пола по табл. 3.4: нормативный $300 + 1000 + 400 = 1700$ Н/м²; расчетный $330 + 1200 + 520 = 2050$ Н/м².

Собственный вес плиты: нормативный $0,06 \cdot 25 \cdot 000 = 1500$ Н/м²; расчетный $1500 \cdot 1,1 = 1650$ Н/м².

Суммарная равномерно распределенная нагрузка: полная нормативная $(g^n + p^n) = 1700 + 1500 + 8000 = 11\,200$ Н/м²; полная расчетная $(g + p) = 2050 + 1650 + 9600 = 13\,300$ Н/м²; нормативная постоянная и длительная временная $(g_{nd}^n + p_{nd}^n) = 1700 + 1500 + 5000 = 8200$ Н/м².

Вычисляем изгибающие моменты методом предельного равновесия (подробнее о методах расчета плит, опертых по контуру, см. § 14). Моменты в среднем поле неразрезной плиты при $l_2/l_1 = 1,5 \div 2$ можно принять (рис. 3.22, а):

$$M_I = \bar{M}_I = \bar{M}'_I; \\ \bar{M}_{II} = \bar{M}'_{II} = 0,75 M_I; \quad M_2 = 0,5 M_I.$$

Из основного уравнения равновесия плит

$$[\eta(g + p) l_1^2 / 12] (3_2 - l_1) = 2M_I + 2M_2 + \bar{M}_I + \bar{M}'_I + \bar{M}_{II} + \bar{M}'_{II},$$

принимая коэффициент $\eta = 1$, которым учитывается влияние распора в зависимости от жесткости окаймляю-

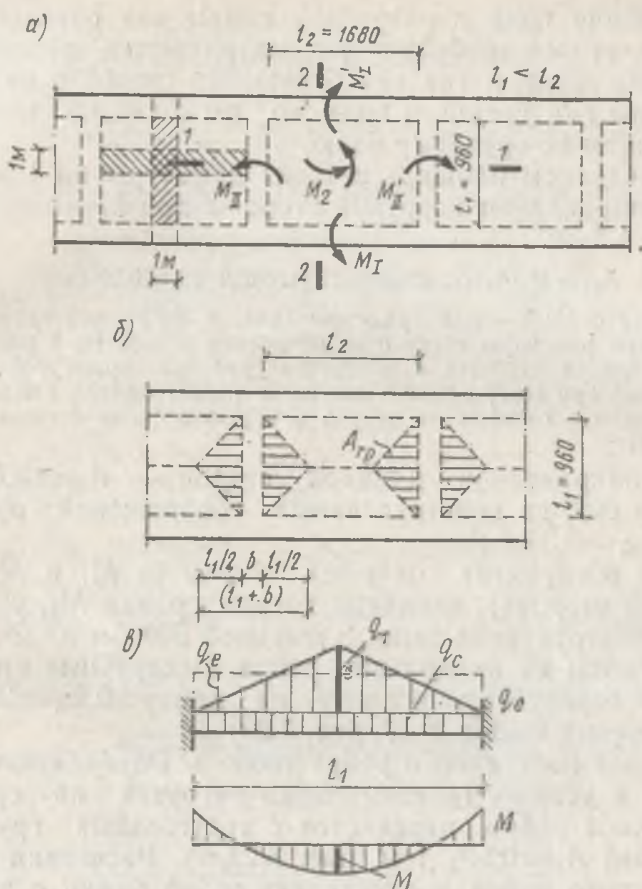


Рис. 3.22. К расчету плиты, опертой по контуру, и поперечных ребер панели перекрытия по примеру 3.4

а — план; б, в — загрузка и эпюра M поперечных ребер

ших ребер и отношения l_2/l_1 , для принятых соотношений моментов находим момент M_1 на полосу шириной 1 м в направлении короткой стороны (при $\gamma_n = 0,95$):

$$M_1 = \frac{(g + p) l_1^2 (3l_2 - l_1)}{12 (4l_2 + 2,5l_1)} \gamma_n = \frac{(g + p) (3 \cdot 1,68 - 0,96) l_1^2}{12 (4 \cdot 1,68 + 2,5 \cdot 0,96)} \times$$

$$\times 0,95 = \frac{0,95 (g + p) l_1^2}{27} = \frac{13300 \cdot 0,96^2 \cdot 0,95}{27} = 432 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

то же, в направлении длинной стороны:

$$M_2 = 0,5 M_1 = 0,5 \cdot 432 = 216 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = M'_{II} = 0,75 M_1 = 0,75 \cdot 432 = 325 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Крайние поля неразрезной плиты как окаймленные со всех сторон ребрами рассматриваются аналогично среднему полю, и так как отношения сторон в них почти равны l_2/l_1 среднего поля, то изгибающие моменты принимаем по среднему полю.

Определяем площадь сечения арматуры на 1 м плиты в направлении короткой стороны при $h_0 = h - a = 6 - 1,5 = 4,5$ см:

$$A_{s1} = M_1 / R_s z_b = 43\,200 / 375 (100) 0,9 \cdot 4,5 = 0,29 \text{ см}^2;$$

где $R_s = 375$ МПа — для арматуры класса Вр-I диаметром 3 мм. Принимаем рулонную сетку 5 из проволоки класса Вр-I диаметром 3 мм шириной 1100 мм с поперечной рабочей арматурой $A_{s1} = 0,36 \text{ см}^2$ при шаге $s = 200$ мм; сетка раскатывается вдоль длинной стороны с отгибом на опорах в верхнюю зону (сечение 2—2, рис. 3.23).

В направлении длинной стороны $A_{s2} = 0,5 A_{s1} = 0,158 \text{ см}^2$; из конструктивных соображений принято $A_{s2} = A_{s1} = 0,36 \text{ см}^2$.

Для восприятия опорных моментов $\bar{M}_1$ и $\bar{M}'_1$ (по длинной стороне), величина которых равна M_1 , укладываем конструктивно сетки 3 шириной 500 мм из $\varnothing 3$ Вр-I с перегибом на продольном ребре. Поперечные стержни сеток 3 перепускают в плиту на длину $0,2 l_1 = 200$ мм (см. сечения 2—2 и 3—3, рис. 3.23).

Расчет поперечного ребра панели. Определение нагрузки и усилий. Максимальная нагрузка на среднее поперечное ребро передается с треугольных грузовых площадей $A_c = 0,5 l_1^2$ (см. рис. 3.22, б). Расчетная схема поперечного ребра представляет собой балку с защемленными опорами, нагруженную треугольной нагрузкой с максимальной ординатой q_1 и собственным весом q_c (см. рис. 3.22, в). Треугольную нагрузку допускается заменить на эквивалентную равномерно распределенную по формуле $q_e = 5/8 q_1$:

$$q_1 = (g + p) (l_1 + b_p) = 13\,300 (0,96 + 0,085) = 13\,900 \text{ Н/м},$$

где $b_p = (11 + 6) / 2 = 8,5$ см — средняя толщина поперечного ребра;

$$q_c = b_p (h_p - h'_f) \rho \gamma_f = 0,085 (0,2 - 0,06) 25\,000 \cdot 1,1 = 330 \text{ Н/м}.$$

Суммарная равномерно распределенная нагрузка

$$q = q_e + q_c = (5/8) 13\,900 + 330 = 9030 \text{ Н/м}.$$

С учетом развития пластических деформаций изгибающие моменты в пролете M_c и на опоре $\bar{M}_0$ можно определять по равномоментной схеме ($M_c = \bar{M}_0 = M$):

$$M = q l_1^2 / 16 = 9030 \cdot 0,96^2 / 16 = 520 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

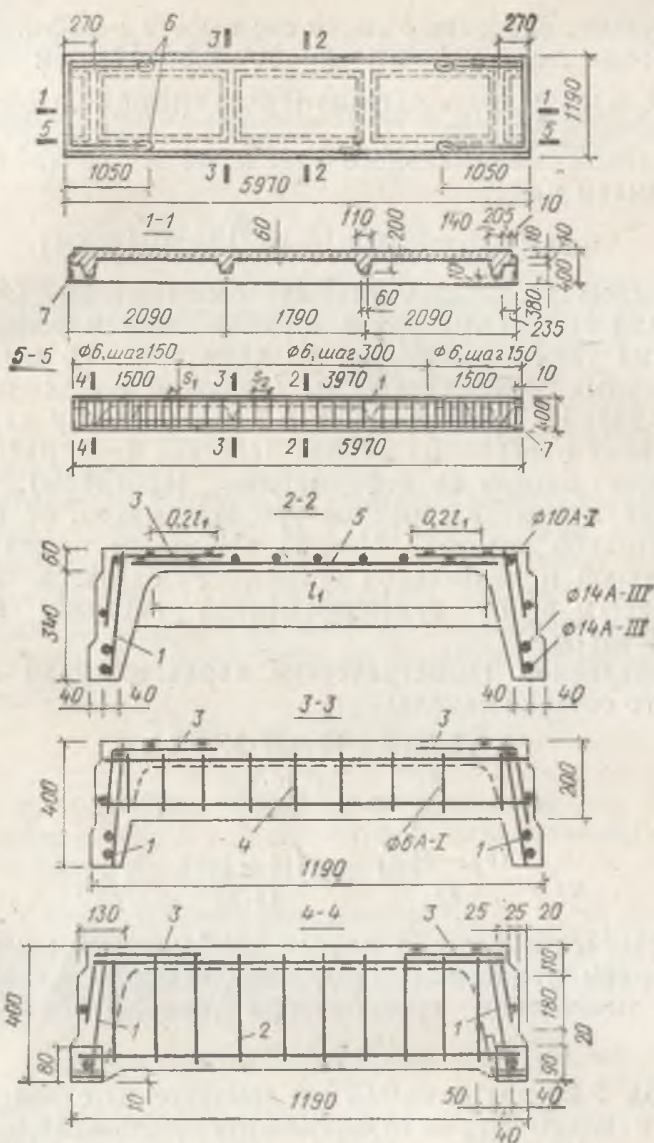


Рис. 3.23. Армирование ребристой панели перекрытия сварными сетками и каркасами

1—5 — каркасы и сетки; 6 — петли; 7 — уголок 125×80×8

Расчет продольной арматуры. В пролете поперечное ребро имеет тавровое сечение с полкой в сжатой зоне. Расчетная ширина полки $b'_f = b_p + 2l_1/6 = 8,5 + 2 \cdot 96/6 = 40$ см и $b'_f = b_p + 12h'_f = 8,5 + 12 \cdot 6 = 80,5$ см; принима-

ем меньшее значение $b'_f = 40$ см; высота ребра $h = 20$ см и рабочая высота $h_0 = h - a = 20 - 2,5 = 17,5$ см

$$A_0 = M / b'_f h^2_0 R_b \gamma_{b2} = 52\,000 / 40 \cdot 17,5^2 \cdot 14,5 (100) 0,9 = 0,00325,$$

что меньше минимального значения A_0 по табл. 2.12; принимаем $\eta = 1$:

$$A_s = M / \eta_0 R_s = 52\,000 / 17,5 \cdot 225 (100) = 0,132 \text{ см}^2;$$

принимаем из конструктивных соображений $\varnothing 6$ А-I, $A_s = 0,28 \text{ см}^2$; арматуру в верхней зоне и поперечные стержни также принимаем из арматуры $\varnothing 6$ мм; шаг поперечных стержней 150 мм (каркас 4 в сечении 3—3, рис. 3.23). Из арматуры $\varnothing 6$ А-I выполняют и каркас 2 в крайних поперечных ребрах (сечение 4—4, рис. 3.23).

Расчет панели по деформациям (прогибам). Изгибающий момент в середине пролета равен: от полной нормативной нагрузки $M^n = 61 \text{ кН} \cdot \text{м}$; от нормативной постоянной и длительной временной нагрузок $M^{n_{ld}} = 46 \text{ кН} \cdot \text{м}$ и от кратковременной нагрузки $M^{n_{cd}} = 14,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Определяем геометрические характеристики приведенного сечения панели:

$$\alpha = E_s / E_b = 2 \cdot 10^5 / 0,27 \cdot 10^5 = 7,4;$$

$$\mu \alpha = \frac{A_s}{b h_0} \alpha = \frac{6,16 \cdot 7,4}{18 \cdot 35} = 0,072;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} = \frac{(116 - 18) 6}{18 \cdot 35} = 0,93.$$

Вычисление прогиба панели приближенным методом. Проверяем условие (2.145), определяющее необходимость вычисления прогибов при $l/h_0 = 590/35 = 17 > 10$:

$$l/h_0 \leq \lambda_{lim},$$

по табл. 2.20 при $\mu \alpha = 0,072$ и арматуре из стали класса А-III находим $\lambda_{lim} = 18,5 / (1/200) / (2,5/590) = 15,5$ (здесь выражение в скобках учитывает разницу в прогибе $1/200$ и $2,5 \text{ см} = 1/236$)

$$590/35 = 17 > \lambda_{lim} = 15,5,$$

т. е. расчет прогибов требуется.

Прогиб в середине пролета панели по формуле (2.142)

$$f_{tot} = S l^{2,1} / r_c = \frac{5}{48} 590^2 (1/r_c),$$

где $1/r_c$ — кривизна в середине панели по формуле (2.143) при учете постоянных и длительных нагрузок равна

$$\frac{1}{r_c} = \frac{1}{E_s A_s h_0^2} \frac{M_{1d} - k_{1d} b h^2 R_{bt, ser}}{k_{1d}} = \frac{1}{2 \cdot 10^5 (100) 6,16 \cdot 35^2} \times \\ \times \frac{4\,600\,000 - 0,125 \cdot 18 \cdot 40^2 \cdot 1,6 (100)}{0,48} = 5,9 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1};$$

здесь коэффициенты $k_{1d}=0,48$ и $k_{2d}=0,125$ приняты по табл. 2.19 в зависимости от $\mu\alpha=0,072 \approx 0,07$ и $\varphi_f(\gamma)=0,93$ (по интерполяции) для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне; $f_{tot} = \frac{5}{48} 590^2 \cdot 5,9 \cdot 10^{-5} = 2,2 \text{ см} < [f_{lim}] = 2,5 \text{ см}$ — для ребристых перекрытий по эстетическим требованиям (см. табл. 2.2).

Определение прогиба по точным формулам. Вначале проверяют условие $M_r \leq M_{crc}$, при соблюдении которого нормальные трещины в наиболее нагруженном сечении по середине пролета не образуются. Момент от полной нормативной нагрузки $M^n = 61 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Момент трещинообразования M_{crc} вычисляют по формуле (2.106), принимая $M_{rp} = 0$:

$$M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl}, \text{ где } W_{pl} = \gamma W_{red}.$$

По прил. VI для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне $\gamma = 1,75$, а упругий момент сопротивления сечения для растянутой грани сечения

$$W_{red} = I_{red} / y_0, \quad y_0 = S_{red} / A_{red}.$$

Для вычисления I_{red} и y_0 определяем площадь приведенного сечения по (3.20):

$$A_{red} = A + \alpha A_s = 116 \cdot 6 + 18 \cdot 34 + 6,16 \cdot 7,4 = 1354 \text{ см}^2.$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани ребра по (3.21):

$$S_{red} = S_0 + \alpha S_s = 116 \cdot 6 \cdot 37 + 18 \cdot 34 \cdot 17 + 6,16 \cdot 7,4 \cdot 5 = 36\,470 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести площади приведенного сечения до нижней грани ребра:

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 36\,470 / 1354 = 27 \text{ см}; \\ h - y_0 = 40 - 27 = 13 \text{ см}.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести сечения по (3.22)

$$I_{red} = I + \alpha A_s y_s^2 = \frac{116 \cdot 6^3}{12} + 116 \cdot 6 \cdot 10^2 + \frac{18 \cdot 34^3}{12} + 18 \cdot 34 \cdot 10^2 + 7,4 \cdot 6 \cdot 16 \cdot 22^2 = 206\,300 \text{ см}^4;$$

где $y_s = y_0 - a = 27 - 5 = 22$ см; в формуле (3.22) слагаемые с A_{sp} , A'_{sp} и A'_s исключены, так как $A_{sp} = 0$; $A'_{sp} = 0$, а A'_s не учтены ввиду малости.

Момент сопротивления:

$$W_{red} = I_{red} / y_0 = 206\,300 / 27 = 7650 \text{ см}^3;$$

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 7650 = 13\,400 \text{ см}^3.$$

Момент трещинообразования

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} = 1,6(100) 13\,400 = 21,4 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 21,4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

что меньше $M^n = 61 \text{ кН} \cdot \text{м}$, следовательно, трещины в растянутой зоне сечения по середине пролета образуются. Необходимо выполнять расчет прогибов с учетом образования трещин в растянутой зоне. Кроме того, требуется проверка по раскрытию трещин.

Полная кривизна $1/r$ для участка с трещинами по формуле (2.130):

$$1/r = 1/r_1 - 1/r_2 + 1/r_3$$

и соответственно полный прогиб панели $f_{tot} = f_1 - f_2 + f_3$, где f_1 — прогиб от кратковременного действия всей нагрузки; f_2 — то же, от действия только постоянных и длительных нагрузок; f_3 — прогиб от длительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Вычисление f_1 . Для середины пролета панели $M_r = M^n = 61 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Для определения кривизны дополнительно вычислим:

$$\delta = \frac{M^n}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{61 \cdot 10^5}{18 \cdot 35^2 \cdot 18,5(100)} = 0,15;$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right) = 0,93 \left(1 - \frac{6}{2 \cdot 35} \right) = 0,85.$$

Относительная высота сжатой зоны в сечении с трещиной по (2.131)

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,15 + 0,85)}{10 \cdot 0,072}} = 0,099 \approx 0,1,$$

что меньше $h'_f/h_0 = 6/35 = 0,172$ и меньше $2a'/h_0 = 5/35 = 0,143$; согласно п. 4.28 СНиП [13], сечения рассчиты-

вают как прямоугольные шириной $b'_f = 116$ см; принимаем без учета арматуры A'_s в формулах для определения λ , φ_f и z_1 значение $h'_f = 0$:

$$\varphi_f = 0; \quad \mu\alpha = \frac{A_s \alpha}{b'_f h_0} = \frac{6,16}{116 \cdot 35} \cdot 7,4 = 0,0112;$$

$$\delta = \frac{M^n}{b'_f h_0^2 R_{b,ser}} = \frac{61 \cdot 10^5}{116 \cdot 35^2 \cdot 18,5 (100)} = 0,0232;$$

$$\lambda = 0;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot 0,0232}{10 \cdot 0,0112}} = 0,083.$$

Плечо внутренней пары сил по формуле (2.136) при $\varphi_f = 0$

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\varphi_f h'_f / h_0 + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 35 \left(1 - \frac{0,083^2}{2 \cdot 0,083} \right) = 35 \cdot 0,96 = 33,5 \text{ см.}$$

Определяем коэффициент ψ_s по формуле (3.9):

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m = 1,25 - 1,1 \cdot 0,35 = 0,87 < 1,$$

где

$$\varphi_m = R_{bt,ser} W_{pl} / M^n = 1,6 (100) (13\,400 / 61 \cdot 10^5) = 0,35;$$

$$\varphi_{ls} = 1,1 \text{ (по табл. 36 СНиП 2.03.01-84).}$$

Кривизна $1/r_1$ в середине пролета панели при кратковременном действии всей нагрузки по формуле (2.130) и $\psi_b = 0,9$; $\nu = 0,45$:

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_1} &= \frac{M^n}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b'_f h_0 E_b \nu} \right] = \frac{61 \cdot 10^5}{35 \cdot 33,5} \times \\ &\times \left[\frac{0,87}{2 \cdot 10^5 (100) 6,16} + \frac{0,9}{0,083 \cdot 116 \cdot 35 \cdot 27 \cdot 10^3 (100) 0,45} \right] = \\ &= 4,84 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}. \end{aligned}$$

Прогиб f_1 по формуле (2.142)

$$f_1 = \frac{5}{48} l^2 \frac{1}{r_1} = \frac{5}{48} 590^2 \cdot 4,84 \cdot 10^{-5} = 1,76 \text{ см.}$$

Вычисление $f_2 \cdot M_{ld} = 46$ кН·м. Заменяющий момент $M_r = M_{ld} = 46$ кН·м:

$$\delta = \frac{M_{ld}}{b'_f h_0^2 R_{b,ser}} = \frac{46 \cdot 10^5}{116 \cdot 32^2 \cdot 18,5 (100)} = 0,018;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot 0,018}{10 \cdot 0,0112}} = 0,087; \quad z_1 = 35 \cdot 0,96 = 33,5 \text{ см;}$$

по данным расчета f_1 принимаем:

$$\psi_s = 0,87; \psi_b = 0,9; \nu = 0,45;$$

$$\frac{1}{r_2} = \frac{46 \cdot 10^5}{35 \cdot 33,5} \left[\frac{0,87}{2 \cdot 10^5 (100) 6,16} + \right.$$

$$\left. + \frac{0,9}{0,087 \cdot 116 \cdot 35 \cdot 27 \cdot 10^3 (100) 0,45} \right] = 3,6 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Прогиб f_2

$$f_2 = \frac{5}{48} 590^2 \cdot 3,6 \cdot 10^{-5} = 1,31 \text{ см.}$$

Вычисление f_3 . Кривизну $1/r_3$ при длительном действии постоянной и длительной нагрузок определяем с использованием данных расчета кривизны $1/r_1$ и $1/r_2$: $M_r = M_{ld} = 46 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $\xi = 0,087$; $z_1 = 33,5 \text{ см}$; $\varphi_m = 0,35$. Коэффициент $\nu = 0,15$.

Коэффициент ψ_s при $\varphi_{ls} = 0,8$ по (3.9): $\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m = 1,25 - 0,8 \cdot 0,35 = 0,97 < 1$.

Кривизна $1/r_3$ в середине пролета панели

$$\frac{1}{r_3} = \frac{46 \cdot 0 \cdot 10^5}{35 \cdot 33,5} \left[\frac{0,97}{2 \cdot 10^5 (100) 6,16} + \right.$$

$$\left. + \frac{0,9}{0,087 \cdot 116 \cdot 35 \cdot 27 \cdot 10^3 (100) 0,15} \right] = 5,6 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Прогиб f_3 .

$$f_3 = \frac{5}{48} 590^2 \cdot 5,6 \cdot 10^{-5} = 2,05 \text{ см.}$$

Суммарный прогиб $f_{tot} = f_1 - f_2 + f_3 = 1,76 - 1,31 + 2,05 = 2,5 \text{ см} < [f_{lim}] = 1/150l = 3,9 \text{ см}$ по конструктивным требованиям и $f_{lim} = 2,5 \text{ см}$ — по эстетическим требованиям.

Расчет панели по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси. Согласно данным табл. 2.9, ребристая панель перекрытия относится к третьей категории трещиностойкости. Предельно допустимая ширина раскрытия трещин составляет $a_{crc1} = 0,4 \text{ мм}$ и $a_{crc2} = 0,3 \text{ мм}$.

По формуле (2.120) ширина раскрытия трещин

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

где $\delta = 1$; $\varphi_{l,cd} = 1$; $\varphi_{l,ld} = (1,6 - 15\mu)$; $\eta = 1$; $\delta_a = 1$ (так как $a_2 = 3 \text{ см} < 0,2h = 0,2 \cdot 40 = 8 \text{ см}$); $d = 14 \text{ мм}$; $\mu = A_s/bh_0 = 6,16/18 \cdot 35 = 0,0098 < 0,02$.

Расчет по длительному раскрытию трещин. Ширину длительного раскрытия трещин определяют от длительного действия постоянных и длительных нагрузок. Изгибающий момент в середине пролета панели $M_{ld} = 46 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Напряжение в растянутой арматуре

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{ld}}{A_s z_1} = \frac{4\,600\,000}{6,16 \cdot 33,5} = 22\,300 \text{ Н/см}^2 = 223 \text{ МПа}.$$

Так как растянутая арматура в ребрах расположена в два ряда, то напряжение σ_s необходимо умножить на поправочный коэффициент δ_n (по п. 4.15 СНиП 2.03.01—84).

$$\delta_n = \frac{h - x - a_2}{h - x - a_1} = \frac{40 - 3,05 - 3}{40 - 3,05 - 5} = 1,06,$$

где $x = \xi h_0 = 0,087 \cdot 35 = 3,05 \text{ см}$; $a_2 = 3 \text{ см}$ — расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести нижнего ряда продольной арматуры; $a_1 = 5 \text{ см}$ — уточненное расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести всей растянутой арматуры A_s .

При длительном действии нагрузок принимаем $\varphi_l = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0098 = 1,453$. Коэффициент:

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{6,16}{18 \cdot 35} = 0,0098 < [\mu] = 0,02.$$

$$a_{crc} = 1,1 \cdot 1,45 \cdot 1 \cdot \frac{223 \cdot 1,06}{2 \cdot 10^5} - 20 (3,5 - 100 \cdot 0,0098) \sqrt[3]{14} = \\ = 0,2 \text{ мм} < [a_{crc2}] = 0,3 \text{ мм}.$$

Расчет по кратковременному раскрытию трещин. Ширину кратковременного раскрытия трещин определяют как сумму ширины раскрытия от длительного действия постоянных и длительных нагрузок a_{crc3} и приращения ширины раскрытия от действия кратковременных нагрузок ($a_{crc1} - a_{crc2}$), формула (3.16):

$$a_{crc} = (a_{crc1} - a_{crc2}) + a_{crc3},$$

где $a_{crc3} = 0,2 \text{ мм}$.

Напряжение в растянутой арматуре при кратковременном действии всех нормативных нагрузок

$$\sigma_{s1} = \frac{M^n}{A_s z_1} = \frac{61 \cdot 10^5}{6,16 \cdot 33,5} = 29\,600 \text{ Н/см}^2 = 296 \text{ МПа}.$$

Напряжение в растянутой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{ld}}{A_s z_1} = \frac{46 \cdot 10^5}{6,16 \cdot 33,5 (100)} = 223 \text{ МПа}.$$

Приращение напряжения при кратковременном увеличении нагрузки от длительно действующей до ее полной величины составляет

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s1} - \sigma_{s2} = 296 - 223 = 73 \text{ МПа.}$$

Приращение ширины раскрытия трещин при $\varphi_l = 1$ по формуле (2.120)

$$\Delta a_{crc} = (a_{crc1} - a_{crc2}) = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{73 \cdot 1,06}{2 \cdot 10^6} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,0098) \times \\ \times \sqrt[3]{14} = 0,046 \text{ мм.}$$

Суммарная ширина раскрытия трещин

$$a_{crc, tot} = 0,2 + 0,046 = 0,25 \text{ мм} < [a_{crc, lim}] = 0,4 \text{ мм.}$$

Затем выполняют расчет панели по раскрытию наклонных трещин, а также расчет панели в стадии изготовления, транспортирования и монтажа (порядок расчета см. в примере 3.2).

Пример 3.5. Расчет сборного неразрезного ригеля

Задание для проектирования. Требуется рассчитать и сконструировать сборный неразрезной трехпролетный ригель для перекрытия по рис. 3.16. Пролет ригеля между осями колонн 6 м, а в крайних пролетах $l = 6 - 0,2 + 0,3/2 = 5,95$ м (где 0,2 м — привязка оси стены от внутренней грани, а 0,3 м — глубина заделки ригеля в стену). Нагрузки на перекрытие приняты по табл. 3.3. Марки материалов и их расчетные характеристики, аналогичные приведенным в примере 3.2: бетон класса В30, арматура продольная класса А-III, $\gamma_n = 0,95$.

Решение. Определение размера ригеля. Высота $h = (1/10)l = 600/10 = 60$ см; ширина $b = h/3 = 60/3 = 20$ см; собственный вес ригеля $q^n_p = 0,6 \cdot 0,2 \cdot 25 \cdot 000 = 3000$ Н/м.

Определение нагрузок и усилий. Нагрузки на ригель: полная нормативная $g^n = (g^n + p^n)l + q^n_p = (4250 + 4400) \times 6,2 + 3000 = 56 \, 700$ Н/м, где $l = 6,4 - 0,2 = 6,2$ м (см. рис. 3.16, а) — ширина грузовой площади, приходящейся на ригель; нормативная длительно действующая (постоянная) $q^{n_{д1}} = 4250 \cdot 6,2 + 3000 = 29 \, 400$; нормативная постоянная и длительно действующая временная $q^{n_{д2}} = 29 \, 400 + 2000 \cdot 6,2 = 41 \, 800$ Н/м; нормативная кратковременная

$q_{cd}^{n} = 2400 \cdot 6,2 = 14\,900$ Н/м; полная расчетная нагрузка $q = (g + p)l + \gamma_l q_p^n = (4810 + 5720)6,2 + 3000 \cdot 1,1 = 68\,700$ Н/м; расчетная от постоянных и длительных нагрузок $q_{ld} = (4810 + 2600)6,2 + 3300 = 4930$ Н/м и расчетная от кратковременных нагрузок $q_{cd} = 3120 \cdot 6,2 = 19\,400$ Н/м.

С учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$ указанные нагрузки будут равны:

нормативная полная $q^n = 56\,700 \cdot 0,95 = 54\,000$ Н/м;

нормативная постоянная и длительная временная $q_{ld}^n = 41\,800 \cdot 0,95 = 39\,800$ Н/м;

нормативная кратковременная $q_{cd}^n = 14\,900 \cdot 0,95 = 14\,200$ Н/м;

нормативная постоянная $q_{ld1}^n = 29\,400 \cdot 0,95 = 28\,000$ Н/м;

нормативная временная (полная) $q_{cd}^n = 4400 \cdot 6,2 \times 0,95 = 26\,000$ Н/м;

нормативная временная длительная $q_{cd2}^n = 2000 \cdot 6,2 \times 0,95 = 11\,800$ Н/м;

расчетная полная $q = 68\,700 \cdot 0,95 = 65\,200$ Н/м;

расчетная постоянная и длительная временная $q_{ld} = 49\,300 \cdot 0,95 = 46\,800$ Н/м;

расчетная кратковременная $q_{cd1} = 19\,400 \cdot 0,95 = 18\,400$ Н/м;

расчетная постоянная $q_{ld1} = 33\,100 \cdot 0,95 = 31\,500$ Н/м;

расчетная временная (полная) $q_{cd} = 4400 \cdot 1,3 \cdot 6,2 \times 0,95 = 33\,700$ Н/м;

расчетная временная длительная $q_{ld2} = 2000 \cdot 1,3 \cdot 6,2 \times 0,95 = 15\,300$ Н/м.

Расчетные значения M и Q находим с помощью таблиц как для трехпролетной неразрезной балки (табл. 3 прил. VII). При этом временную нагрузку располагаем в тех пролетах, при которых момент получается максимальным (табл. 3.5).

Принимая во внимание развитие пластических деформаций при $p/q \leq 1,3$, расчет можно выполнять с учетом перераспределения моментов. В качестве выровненной эпюры моментов принимаем эпюру M , соответствующую схемам загрузки 1 и 2 или 1 и 3, при которых имеем M_{max} в пролетах 1 и 2. В этом случае момент на опоре B равен $M_B = -113 - 60,7 = -173,7$ кН·м, а по грани колонны при $h_c = 30$ см

$$M'_b = M_B - Q_{B2} h_c / 2 = -173,7 + 94,5 \cdot 0,3 / 2 = -159,5 \text{ кН·м.}$$

Во втором пролете:

$$A_0 = 11\,930\,000/17(100)0,9 \cdot 20 \cdot 44^2 = 0,201; \eta = 0,888; \xi = 0,225,$$

$$A_s = 11\,930\,000/365(100)0,888 \cdot 44 = 8,4 \text{ см}^2;$$

принимаем 2 Ø 16 А-III, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$ и 2 Ø 18 А-III, $A_s = 5,09 \text{ см}^2$, общая площадь $A_s = 4,02 + 5,09 = 9,11 \text{ см}^2$.

Верхняя арматура во втором пролете, $M = -32\,500 \text{ Н} \cdot \text{м}$

$$A_0 = 3\,250\,000/17(100)0,9 \cdot 20 \cdot 46^2 = 0,0503; \eta = 0,973; \xi = 0,055,$$

где

$$h_0 = h - a = 50 - 4 = 46 \text{ см.}$$

$$A_s = 3\,250\,000/365(100)0,973 \cdot 46 = 1,99 \text{ см}^2;$$

принято конструктивно 2 Ø 14 А-III, $A_s = 3,08 \text{ см}^2$ как продолжение надпорных стержней.

Подбор арматуры в сечении по грани опоры (колонны):

$$A_0 = 15\,950\,000/17(100)0,9 \cdot 20 \cdot 44^2 = 0,27; \eta = 0,84; \xi = 0,32;$$

$$A_s = 15\,950\,000/365(100)0,84 \cdot 44 = 11,9 \text{ см}^2;$$

принято 2 Ø 14 А-III + 2 Ø 25 А-III, $A_s = 3,08 + 9,82 = 12,9 \text{ см}^2$.

Расчет прочности по наклонным сечениям на поперечные силы. На крайней опоре $Q_A = 165,4 \text{ кН}$. Так как в каркасе ригеля имеются продольные стержни диаметром 25 мм, то минимальный диаметр поперечных стержней при односторонней сварке должен быть не менее $d_w = 8 \text{ мм}$ (см. табл. 2 прил. II).

Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения c на продольную ось: $B_b = \varphi_{b2} R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \times \times 20 \cdot 46^2 (100) = 91,5 \cdot 10^5 \text{ Н/см}$, где $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1$, так как $\varphi_f = \varphi_n = 0$; в расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, отсюда $c = B_b / 0,5Q = 91,5 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 165\,400 = 110 \text{ см}$, что больше $2h_0 = 2 \cdot 46 = 92 \text{ см}$, принимаем $c = 2h_0 = 92 \text{ см}$. Вычисляем $Q_{sw} = Q/2 = 165\,400/2 = 82\,700 \text{ Н}$; $q_{sw} = Q_{sw}/c = 82\,700/92 = 900 \text{ Н/см}$.

Принимаем поперечные стержни диаметром $d = 10 \text{ мм}$ класса А-I, $A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$, $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$. Отношение $d_{sw}/d = 10/25 = 1/2,5 > 1/3$, поэтому коэффициент γ_{s2} не вводится. Число каркасов в сечении — два, при этом $A_{sw} = 2 \cdot 0,785 = 1,7 \text{ см}^2$.

Шаг поперечных стержней

$$s = R_{sw} A_{sw} / q_{sw} = 175 \cdot 1,7 (100) / 900 = 33 \text{ см.}$$

По конструктивным условиям при $h > 450$ мм

$$s \leq h/3 = 50/3 = 17 \text{ см};$$

принимаем на приопорных участках длиной $1/4l = 150$ см, $s = 15$ см, а в средней части пролета ригеля допускается

$$s \leq 3h/4 = 37,5 \text{ см};$$

назначаем $s = 30$ см.

На первой промежуточной опоре слева: $Q_{b1} = 237\,500$ Н. Принимаем те же поперечные стержни, что на крайней опоре, последовательно вычисляем:

$$B_b = 2 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 20 \cdot 44^2 (100) = 83,7 \cdot 10^5 \text{ Н/см};$$

$$c = B_b / 0,5Q = 83,7 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 237\,500 = 70,5 \text{ см};$$

$$Q_{sw} = 0,5 \cdot 237\,500 = 118\,750 \text{ Н};$$

$$q_{sw} = 118\,750 / 70,5 = 1680 \text{ Н/см};$$

$$s = 175 \cdot 1,7 (100) / 1680 = 17,7 \text{ см};$$

принимаем $s = 15$ см. На опоре справа, где $Q_{b2} = 212\,100$ Н, принимаем также $s = 15$ см, в пролете $s = 30$ см.

По данным расчета выполнено конструирование ригеля (рис. 3.24). Обрыв части стержней в пролете и над опорой выполнен по методике, изложенной в примерах 3.1 и 3.4, как для элементов прямоугольного сечения.

Расчет ригеля по деформациям (прогибам). Определяем прогиб ригеля в первом пролете, где максимальный момент от полной нормативной нагрузки равен (загружение по схемам 1 и 2 табл. 3.5):

$$M^n_1 = (0,08 \cdot 28 + 0,1 \cdot 26) 5,95^2 = 171,5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

в том числе от постоянной и длительной временной нагрузок

$$M^n_{1ld} = (0,08 \cdot 28 + 0,1 \cdot 11,8) 5,95^2 = 121 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

от кратковременной нагрузки

$$M^n_{1cd} = 0,1 \cdot 14,2 \cdot 5,95^2 = 50,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин, нормальных к продольной оси:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} = 1,8 (100) 14\,600 = 26,3 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 26,3 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_1 = 171,5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

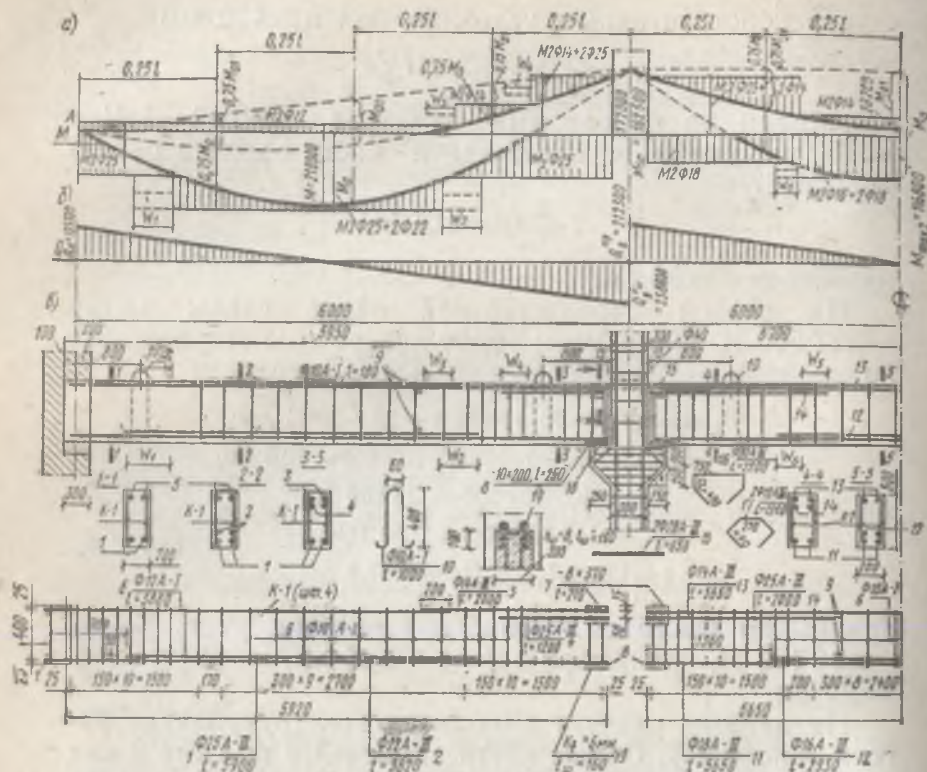


Рис. 3.24. Армирование трехпролетного сборного неразрезного ригеля по примеру 3.5

а — эпюра арматуры по M ; б — эпюра Q ; в — армирование ригеля; 1—18 — номера стержней по спецификации в табл. 3.6; 19 — монтажная сварка; M_0 — момент от полной нагрузки; M_{01} — то же, от постоянной части нагрузки

где

$$W_{pl} = \gamma W_0 = 1,75 \cdot b h^2 / 6 = 0,291 \cdot 20 \cdot 50^2 = 16\,400 \text{ см}^3;$$

так как $M_{crc} < M_1^n$, то в сечении по середине пролета ригеля образуются трещины; то же и в опорных сечениях, где $M B_c = 130 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Полный прогиб для участка с трещинами при учете опорных моментов определяют по формуле (3.11)

$$f_{tot} = \left[S \frac{1}{r_c} - 0,5 \left(\frac{1}{r_{01}} + \frac{1}{r_{02}} \right) \left(\frac{1}{8} - S \right) \right] l^2,$$

где $1/r_c$, $1/r_{01}$ и $1/r_{02}$ — соответственно кривизны по середине пролета, на левой и правой опорах; в данном примере кривизна $1/r_{01} = 0$, так как на левой опоре момент $M = 0$.

Вычисление кривизны $1/r_c$. Значение $M_r = M_1'' = 171,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Определяем параметры:

$$\delta = \frac{M_1}{bh_0^2 R_{b, \text{сер}}} = \frac{171,5 \cdot 10^5}{20 \cdot 44^2 \cdot 22 (100)} = 0,201;$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s}{bh_0} \frac{E_s}{E_b} = \frac{17,4 \cdot 2 \cdot 10^5}{20 \cdot 44 \cdot 29 \cdot 10^3} = 0,135; \quad \alpha = 6,9;$$

$$\mu = 0,0197;$$

$$\varphi_f = \frac{A'_s \alpha}{bh_0 \nu} = \frac{2,26 \cdot 6,9}{20 \cdot 44 \cdot 0,45} = 0,039,$$

где $A'_s = 2,26 \text{ см}^2$ (2Ø12 АІ); $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{29 \cdot 10^3} = 7,27; \quad \nu = 0,45;$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right) = 0,039 \left(1 - \frac{6}{2 \cdot 44} \right) = 0,036;$$

(здесь $h'_f = 2a' = 2 \cdot 3 = 6 \text{ см}$ — как для прямоугольных сечений при наличии арматуры A'_s).

Относительная высота сжатой зоны в сечении с трещиной по формуле (2.131)

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,201 + 0,036)}{10 \cdot 0,135}} = 0,29.$$

Плечо внутренней пары сил по формуле (2.136)

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\frac{2a'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 44 \left[1 - \frac{\frac{6}{44} 0,039 + 0,29^2}{2(0,039 + 0,29)} \right] = 38 \text{ см}.$$

Коэффициент ψ_s по формуле (3.9)

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{Is} \frac{R_{bt, \text{сер}} W_{pl}}{M_1} = 1,25 - 1,1 \frac{1,8 (100) 14 600}{171,5 \cdot 10^5} = 1,08 > 1,$$

где $\varphi_{Is} = 1,1$ — для стержневой арматуры периодического профиля; принимаем $\psi_s = 1$.

Кривизна ригеля в середине пролета по формуле (2.130) при коэффициенте $\nu = 0,45$ (см. табл. 2.17)

$$\frac{1}{r_c} = \frac{M_r}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\xi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] = \frac{171,5 \cdot 10^5}{44 \cdot 38} \times$$

$$\times \left[\frac{1}{2 \cdot 10^5 (100) 17,4} + \frac{0,9}{(0,039 + 0,29) 20 \cdot 44 \cdot 29 \cdot 10^3 (100) 0,45} \right] =$$

$$= 5,3 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Вычисление кривизны $1/r_{02}$. Значение $M_r = M_{n_{hr}} = 135 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (при загрузении нормативной нагрузкой по схемам 1 и 2 табл. 3.5). Определяем параметры для сечения ригеля по грани опоры:

$$\delta = \frac{135 \cdot 10^5}{20 \cdot 44^2 \cdot 22 (100)} = 0,158;$$

$$\mu\alpha = \frac{12,9}{20 \cdot 44} 6,9 = 0,101;$$

$$\varphi_f = \frac{A_s \alpha}{b h_0 \gamma} = \frac{5,09 \cdot 6,9}{20 \cdot 44 \cdot 0,45} = 0,088,$$

где $A_s = 5,09 \text{ см}^2$ (2 $\varnothing 18$ А-III по грани колонны справа — со стороны среднего пролета ригеля);

$$\lambda = 0,088[1 - 6/(2 \cdot 44)] = 0,082;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,158 + 0,082)}{10 \cdot 0,101}} = 0,25.$$

Плечо внутренней пары сил

$$z_1 = 44 \left[1 - \frac{0,088 (6/44) + 0,25^2}{2(0,088 + 0,25)} \right] = 39,2 \text{ см.}$$

Кривизна ригеля $1/r_{02}$

$$\frac{1}{r_{02}} = \frac{135 \cdot 10^5}{44 \cdot 39,2} \left[\frac{1}{2 \cdot 10^5 (100) 12,9} + \frac{0,9}{(0,088 + 0,25) 20 \cdot 44 \cdot 29 \cdot 10^3 (100) 0,45} \right] = 4,8 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Полный прогиб по формуле (3.11) при коэффициенте $s = 5/48$ для балок с равномерно распределенной нагрузкой

$$f = \left[\frac{5}{48} 5,3 \cdot 10^{-5} - 0,5 \cdot 4,8 \cdot 10^{-5} \left(\frac{1}{8} - \frac{5}{48} \right) \right] 600^2 = 1,8 \text{ см} < [f_{lim}] = 3 \text{ см};$$

условие удовлетворяется.

Расчет ригеля по раскрытию трещин. Согласно табл. 2.8, ригель относится к третьей категории требований по трещиностойкости: $[a_{cr1}] = 0,3 \text{ мм}$ $[a_{cr2}] = 0,4 \text{ мм}$.

Расчет по длительному раскрытию трещин. Изгибающий момент в первом пролете от постоянной и временной длительной нагрузок по схемам 1 и 2 табл. 3.5:

$$M_{ld} = (0,08 \cdot 28 \cdot 000 + 0,1 \cdot 11,8) 5,95^2 = 121 \cdot 000 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Напряжение в растянутой арматуре

$$\sigma_s = \frac{M_{Id}}{A_s z_1} = \frac{12\,100\,000}{17,4 \cdot 38} = 18\,300 \text{ Н/см}^2 = 183 \text{ МПа.}$$

Поправочный коэффициент, учитывающий двухрядное расположение арматуры,

$$\eta_n = \frac{h - x - a_1}{h - x - a_1} = \frac{50 - 12,7 - 3,7}{50 - 12,7 - 6} = 1,08,$$

где $x = \xi h_0 = 0,29 \cdot 44 = 12,7$ см; $a_2 = 3,7$ см.

Значения z_1 и ξ принимают по данным расчета ригеля по деформациям (прогибам).

Ширина раскрытия трещин при $\phi_l = 1,6 - 15 \times 17,4 / (20 \cdot 44) = 1,3$ по формуле (2.120):

$$a_{crc,2} = 1 \cdot 1 \cdot 1,3 \frac{183 \cdot 1,08}{2 \cdot 10^5} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{25} = 0,113 \text{ мм} < [a_{crc,1}] = 0,3 \text{ мм};$$

$$\mu = A_s / b h_0 = 17,4 / 20 \cdot 44 = 0,0198 \approx 0,02.$$

Расчет по кратковременному раскрытию трещин

$$a_{crc} = a_{crc,1} - a_{crc,2} + a_{crc,3},$$

где $a_{crc3} = 0,113$ мм.

Напряжение в растянутой арматуре при совместном действии всех нагрузок

$$\sigma_{s1} = \frac{M^n}{A_s z_1} = \frac{171,5 \cdot 5 \cdot 10^5}{17,4 \cdot 38} = 26\,000 \text{ Н/см}^2 = 260 \text{ МПа.}$$

Напряжение в растянутой арматуре от постоянных и длительных нагрузок

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{Id}}{A_s z_1} = \frac{12\,100\,000}{17,4 \cdot 38} = 18\,300 \text{ Н/см}^2 = 183 \text{ МПа.}$$

Приращение напряжений

$$\Delta \sigma = \sigma_{s1} - \sigma_{s2} = 260 - 183 = 77 \text{ МПа};$$

соответствующее приращение ширины раскрытия трещин при $\phi_l = 1$

$$\Delta a_{crc} = a_{crc,1} - a_{crc,2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{77 \cdot 1,08}{2 \cdot 10^5} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,02) \times \sqrt[3]{25} = 0,037 \text{ мм.}$$

Ширина раскрытия трещин при совместном действии нагрузок $a_{crc,tot} = 0,113 + 0,037 = 0,15$ мм $< [a_{crc,2}]_{lim} = 0,4$ мм, условие удовлетворяется. Далее при необхо-

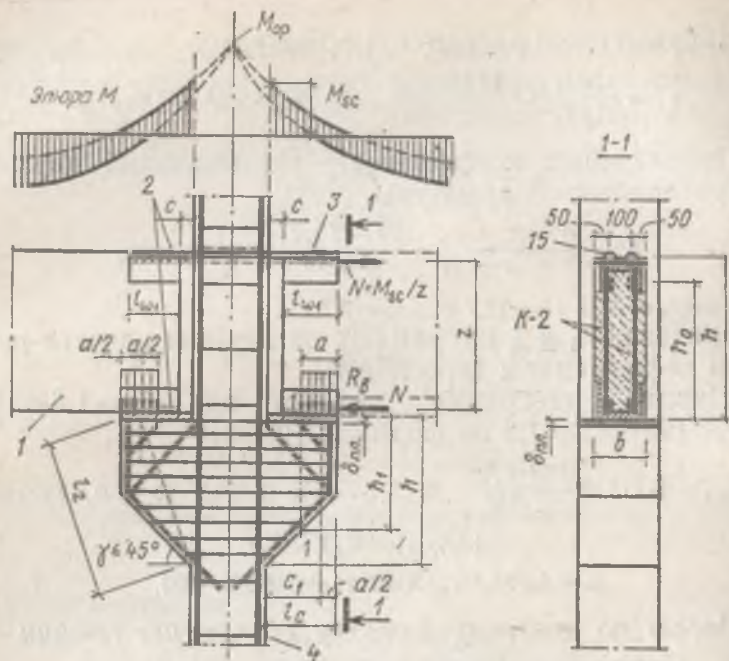


Рис. 3.25. К расчету стыка ригеля с колонной
1 — ригель; 2 — монтажная сварка; 3 — стыковой стержень; 4 — колонна

димости выполняют расчет по раскрытию наклонных трещин (см. пример 3.2).

Расчет стыка ригеля с колонной. Ригель опирается на консоли колонн (рис. 3.25). Расстояние между центрами тяжести закладных деталей ригеля на опоре: $z = 50 - 4 = 46$ см.

Усилие растяжения в стыке по формуле (3.14)

$$N = M'_{B}/z = 159\,500/0,46 = 346\,000 \text{ Н} = 346 \text{ кН.}$$

Площадь сечения верхних стыковых стержней по формуле (3.15)

$$A_s = N/R_s = 346\,000/365(100) = 9,5 \text{ см}^2;$$

принято 2 Ø 25 А-III, $A_s = 9,82 \text{ см}^2$, которые пропускаем через заделанные в колонны трубки диаметром 40 мм. При применении арматуры из стали класса А-I $A_s = 346\,000/220(100) = 15,7 \text{ см}^2$ можно принять 2 Ø 32 А-I, $A_s = 16,08 \text{ см}^2$.

Требуемая длина сварных швов при $k_f = (1/4)25 \approx 7$ мм, $R_{uf} = 180$ МПа

$$\Sigma l_w = \frac{\gamma_i N}{\beta_f k_f R_{uf}} = \frac{1,3 \cdot 346\,000}{0,85 \cdot 0,7 \cdot 180 (100)} = 42 \text{ см},$$

а на один стержень при двусторонней приварке двух стержней приходится

$$l_w = 42 / (2 \cdot 2) = 10,5 \text{ см},$$

а с учетом непровара по концам принимаем $l_w = 15$ см, что больше $l_{w \min} = 5d = 5 \cdot 2,5 = 12,5$ см.

Длина стыковых стержней:

$$l = h_c + 2l_w + 2\Delta = 30 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 1,5 = 63 \text{ см},$$

где $\Delta = 15$ мм — зазор между торцом ригеля и колонной; принято $l = 650$ мм.

Расчет стыковой пластинки ригеля из стали марки ВСтЗкп2: площадь пластинки

$$A = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{346\,000}{215 (100) 1} = 16,1 \text{ см}^2;$$

толщина пластинки

$$t = A / b_p = 16,1 / 20 = 0,805 \text{ см};$$

принимаем $t = 10$ мм. Аналогично пластинку необходимо предусмотреть на консоли колонны.

Длина швов прикрепления ригеля к опорной пластинке консоли при $k_f = 10$ мм (как для необетонированных стыков):

$$\Sigma l_w = \frac{1,3 (N - T)}{0,7 k_f R_{uf}} = \frac{1,3 (34\,600 - 237\,500 \cdot 0,15)}{0,7 \cdot 1 \cdot 180 (100)} = 32 \text{ см},$$

где $T = Qf$ — сила трения; $f = 0,15$ — коэффициент трения стали о сталь; Q — максимальная поперечная сила по сочетанию схем загрузки 1 и 4 табл. 3.5.

Длина шва с каждой стороны ригеля с учетом непровара

$$l_{w1} = \Sigma l_w / 2 + 1 = 32 / 2 + 1 = 17 \text{ см}.$$

Вылет консоли колонны с учетом зазора должен быть не менее 20 см. Спецификация арматуры на один ригель (см. рис. 3.24) приведена в табл. 3.6.

Т а б л и ц а 3.6. Спецификация арматуры на один ригель

Привязка элемента	Обозначение каркаса	Позиция на рис. 3.24	Сечение	Класс арматуры, марка стали	Длина l , мм	Количество n		nl , м	Общая масса, кг
						на один элемент	всего		
Крайние пролеты	К-1 (шт. 4) и детали	1	Ø 25	A-III	5900	1	4	23,7	91,3
		2	Ø 22	A-III	3820	1	4	15,3	45,8
		3	Ø 14	A-III	2000	1	4	8	9,7
		4	Ø 25	A-III	1200	1	4	4,8	18,5
		5	Ø 12	A-I	3880	1	4	15,5	13,8
		6	Ø 10	A-I	450	31	124	55,8	34,5
		7	—8×370	ВСт3кп2	200	1	2	0,4	9,3
		8	—10×200	ВСт3кп2	250	1	2	0,5	7,8
		9	Ø 10	A-I	180	6	12	2,2	1,4
		10	Ø 10	A-I	1000	2	4	4	2,5
Средний пролет	К-2 (шт. 2) и детали	11	Ø 18	A-III	5650	1	2	11,3	22,6
		12	Ø 16	A-III	2930	1	2	5,9	9,3
		13	Ø 14	A-III	5650	1	2	11,3	13,7

Средний пролет		14	Ø 25	A-III	2000	1	2	4	15,4
		6	Ø 10	A-I	450	30	60	27	16,7
		7	—8×370	ВСт3кп2	200	2	2	0,4	9,3
		8	—10×200	ВСт3кп2	250	2	2	0,5	7,8
		9	Ø 10	A-I	180	6	6	1,1	0,7
		10	Ø 10	A-I	1000	2	2	2	1,2

Итого 331

Опорный узел	Отдельные стержни и детали	15	Ø 25	A-III	650	2	4	2,8	10,8
		16	Ø 20	A-III	2200	2	4	8,8	21,7
		17	Ø 12	A-III	1910	2	4	7,6	6,7
		18	—10×250	ВСт3кп2	250	2	4	1	19,7

Примечание. Показатели на ригель: бетон класса В30, объем бетона на один трехпролетный ригель 1,76 м³, содержание металла в 1 м³ бетона ригеля: 331/1,76=189 кг.

§ 14. РЕБРИСТЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ С ПЛИТАМИ, ОПЕРТЫМИ ПО КОНТУРУ

Компоновка конструктивной схемы. В перекрытиях с плитами, опертыми по контуру, опорой для плит служат балки, которые располагают по осям колонн в двух направлениях и назначают одинаковой высоты (рис. 3.26). Сетка колонн обычно квадратная с шагом $4 \div 6$ м, но допускается и прямоугольная с отношением длинной стороны l_2 к короткой l_1 не более двух ($l_2/l_1 \leq 2$); практически принимают отношение $l_2/l_1 = 1 \div 1,5$.

Перекрытия без промежуточных опор и с малыми размерами плит (до 2 м) называют кессонными или часторебристыми. Балки в таких перекрытиях можно располагать параллельно его сторонам или под углом 45° (рис. 3.26, в). Толщина плиты в зависимости от ее размеров в плане и величины нагрузок может составлять $6 \div 14$ см (но не менее $1/50l_1$ при упругой заделке и $1/45l_1$ при свободном опирании), а в кессонных перекрытиях $3 \div 5$ см.

В монолитных железобетонных перекрытиях плиты жестко соединены с балками, а в сборных они могут иметь либо свободное опирание, либо жесткое (при наличии сварки выпусков арматуры и замоноличивания стыков). Плита работает на изгиб в двух направлениях. В зависимости от способа опирания по контуру различают девять схем плит (рис. 3.27, а): свободно опертая 1, с заделкой одной 2 и 3, двух 4, 5 и 6, трех 7, 8 или четырех сторон 9. Возможное расположение указанных плит в многопролетном перекрытии показано на рис. 3.27, б, в.

Перекрытия с плитами, опертыми по контуру, обычно менее экономичны, чем перекрытия с балочными плитами, однако по архитектурным соображениям их применяют для перекрытия залов, вестибюлей, фойе и тому подобных помещений. Повышение эффективности перекрытий с плитами, опертыми по контуру, может быть достигнуто членением перекрытия на сборные элементы (панели и балки) и замоноличиванием стыков на монтаже. Вариант такого сборного перекрытия, предложенный ГПИ-1, показан на рис. 3.26, б. В этом перекрытии прогоны, имеющие тавровое сечение с полкой в растянутой зоне, опираются на консоли колонн. На полки прогонов укладывают многопустотные (или ребристые) панели — по три панели в каждом поле. В смежных по-

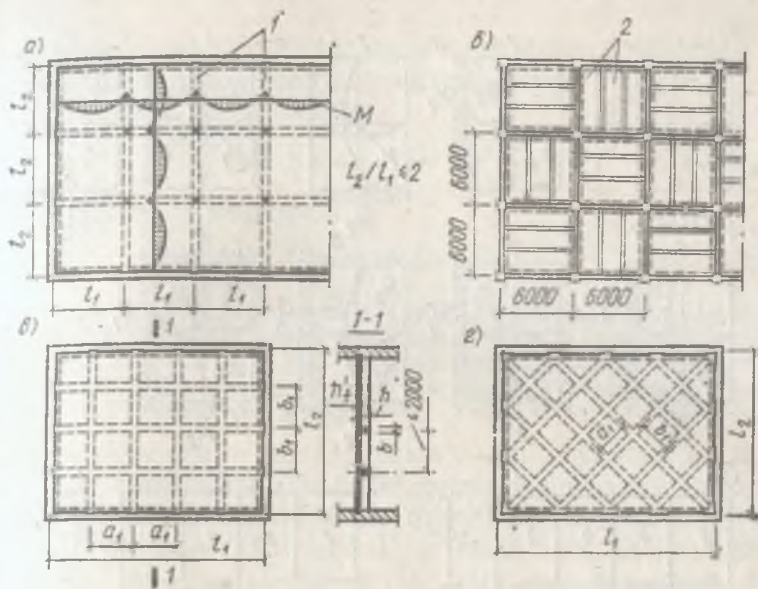


Рис. 3.26. Типы перекрытий с плитами, опертыми по контуру
 а — монолитное; б — сборное; в, г, — кессонное; 1 — балки; 2 — панели

Для перекрытия панели укладывают взаимно перпендикулярно и соединяют их по краям между собой и с прогонами сваркой закладных деталей. Крайние панели в каждом поле опираются на прогоны с трех сторон, а средние — только торцами. Для обеспечения совместной работы средней и крайних панелей продольные стороны панелей соединяют вчетверть с замоноличиванием раствором швов между ними, после чего вся плита работает как опертая по контуру.

Более индустриальны перекрытия, в которых все поле выполняют из одного элемента в виде сплошной однослойной или многослойной панели, ребристых, шатровых или вспарушенных крупноразмерных панелей. Однако при больших размерах панелей их применение затруднено по условиям транспортирования и монтажа.

Расчет плит, опертых по контуру. Точный расчет плит, опертых по контуру, представляет собой весьма сложную задачу теории упругости. На практике обычно для определения изгибающих моментов пользуются готовыми таблицами, вычисленными из условий упругой работы конструкции (прил. VIII), или расчет ведут по методу предельного равновесия (табл. 3.7).

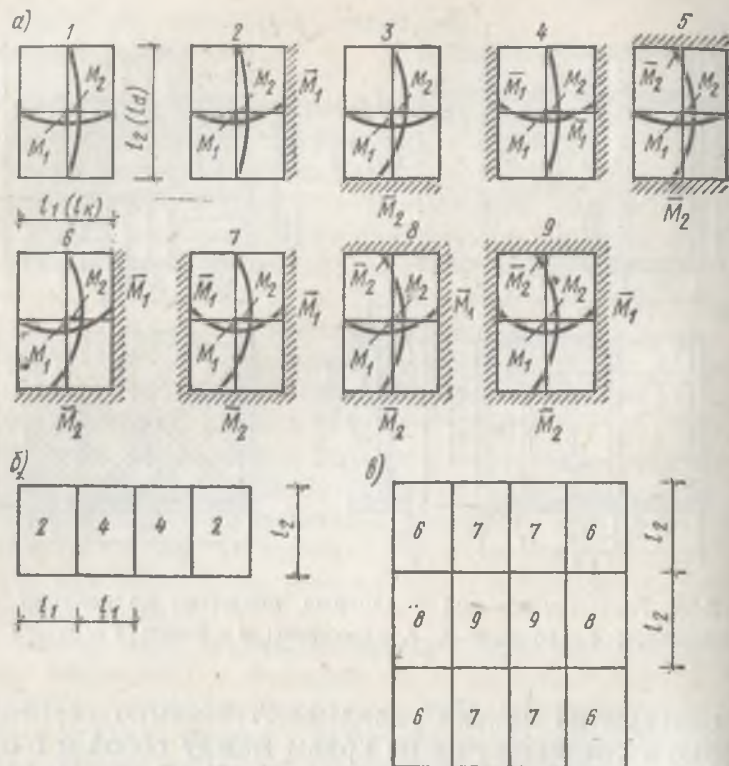


Рис. 3.27. Расчетные схемы железобетонных плит, опертых по контуру
а — типы плит; б, в — расположение плит на плане перекрытия; M_1 , M_2 — пролетные моменты; $\bar{M}_1$ и $\bar{M}_2$ — моменты на опоре; 1—9 — типы плит по схемам опирания

Таблица 3.7. Соотношения между расчетными моментами в плитах, опертых по контуру

l_2/l_1	1 ÷ 1,5	1,5 ÷ 2
M_2/M_1	0,2 ÷ 1	0,15 ÷ 0,5
M_{I}/M_1 ; M'_{I}/M_1	1,3 ÷ 2,5	1 ÷ 2
M_{II}/M_1 ; M'_{II}/M_1	1,3 ÷ 2,5	0,2 ÷ 0,75

При упругом расчете вначале подсчитывают полную (постоянную и временную) равномерно распределенную нагрузку, приходящуюся на все поле плиты:

$$P = (g + p) l_1 l_2, \quad (3.26)$$

затем вычисляют максимальные изгибающие моменты на полосу плиты шириной 1 м по формулам:

для пролетных моментов

$$M_1 = \alpha_{1i} P; \quad M_2 = \alpha_{2i} P_1 \quad (3.27)$$

для опорных моментов

$$M_I = \beta_{1i} P; \quad M_{II} = \beta_{2i} P, \quad (3.28)$$

где α_{1i} , α_{2i} , β_{1i} , β_{2i} — табличные коэффициенты для соответствующего случая опирания плиты (см. прил. VIII); индекс i — номер схемы опирания плиты; l_1 и l_2 — пролеты плиты в свету между балками, а для свободно опертого края — равного расстоянию от грани балки до середины опоры плиты.

Многопролетные неразрезные плиты, опертые по контуру, при равномерно распределенной нагрузке по всей панели можно расчленить на отдельные плиты и расчет вести по тем же таблицам. При этом на всех промежуточных опорах плита считается жестко заделанной, а в крайних пролетах, примыкающих к стенам или к обвязочным балкам, либо свободно опертой, либо заделанной. Исходя из этого допущения каждый пролет рассчитывают по соответствующему случаю опирания (рис. 3.27, б, в). При расчете плит разрешается (так же, как и в неразрезных плитах и балках) учитывать перераспределение усилий вследствие пластических деформаций, проявляющихся перед разрушением статически неопределимых конструкций.

Расчет плит методом предельного равновесия. Плита рассматривается в состоянии предельного равновесия как система плоских звеньев, соединенных между собой по линии излома пластическими шарнирами, возникающими в пролете по биссектрисам углов на опоре вдоль балок (рис. 3.28). В предельном состоянии усилия от действующих изгибающих моментов M воспринимаются арматурой A_s , расположенной в местах пластических шарниров; расчетная формула имеет вид

$M \leq R_s A_s z_b$, откуда на 1 м плиты $A_s \geq M/R_s z_b$, где $z_b = 0,9h_0$.

Для достижения условного излома (провисания) плиты по пластическим шарнирам нужно совершить какую-то работу для внешних сил W_q и для внутренних сил сопротивления W_m . В предельном равновесии, когда разрушения еще нет, эти работы равны:

$$W_q = W_m. \quad (3.29)$$

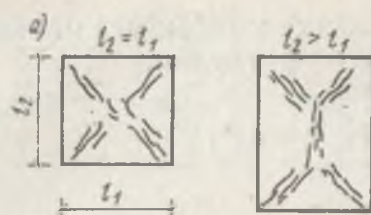
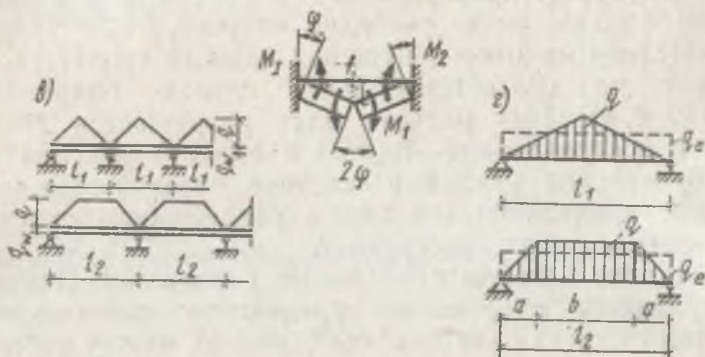
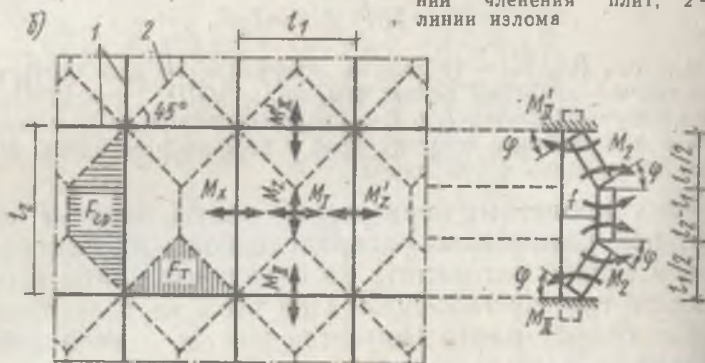


Рис. 3.28. К расчету плит, опертых по контуру, методом предельного равновесия

а — трещинообразование;
б — расположение изгибающих моментов; в — нагрузки на балки; г — эквивалентные нагрузки; 1 — линии членения плит; 2 — линии излома



Так как работа внешней нагрузки q

$$W_q = qv = \frac{qfl_1(3l_1 - l_1)}{6},$$

то работа внутренних сил сопротивления W_m определяется совершаемой работой шести изгибающих моментов на соответствующих углах поворота φ по линиям пластических шарниров (рис. 3.28, б). Поскольку

$$W_m = \sum M\varphi = (2\varphi M_1 + \varphi M_1 + \varphi M_1')l_2 + (2\varphi M_2 + \varphi M_2 + \varphi M_2')l_1,$$

где $\varphi \approx \tan \varphi = 2f/l_1$; f — наибольшая стрела прогиба плиты; $q = (g + p)$ — суммарная постоянная и временная нагрузка на 1 м^2 ,

то из условия равенства работ расчетная формула принимает вид

$$\frac{ql_1^2(3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_I + M'_I)l_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II})l_1. \quad (3.30)$$

В левой части формулы (3.30) расположены параметры нагрузки и размеров плиты в плане, а в правой части шесть неизвестных моментов на 1 м ширины плиты: два пролетных — M_1 и M_2 и четыре опорных — M_I , M'_I , M_{II} и M'_{II} . Значения этих моментов находят, пользуясь рекомендованными соотношениями между расчетными моментами согласно табл. 3.7. Задавшись соотношением моментов, задачу сводят к нахождению по формуле (3.30) одного неизвестного M_1 . Если плита имеет свободно опертые края, то в уравнении (3.30) соответствующие опорные моменты принимают равными нулю.

Арматуру по вычисленным значениям моментов рассчитывают как для изгибаемых элементов прямоугольного сечения. При этом рекомендуется в целях экономии стали в плитах пролетом $l_1 \geq 2,5$ м часть стержней, уложенных в пролете, не доводить до опоры на $1/4$ пролета l_1 (рис. 3.29, а). В таком случае следует учесть изменение содержания арматуры. Если количество нижней арматуры в краевой полосе сокращается вдвое, то расчетная формула (3.30) примет вид

$$\frac{ql_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = l_2(2M_1 + M_I + M'_I) + l_1(1,5M_2 - 0,5M_1 + M_{II} + M'_{II}). \quad (3.31)$$

Если плиты сравнительно малых пролетов ($l_1 < 2,5$ м) армируют рулонными сетками, отгибаемыми к опоре на расстоянии $0,25l_1$ (рис. 3.29, б), то краевые полосы совсем не будут иметь нижней арматуры; тогда расчетная формула (3.30) имеет вид

$$\frac{ql_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = l_2(2M_1 + M_I + M'_I) + l_1(M_2 - M_I + M_{II} + M'_{II}). \quad (3.32)$$

Согласно Руководству по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций [11], при армировании плит отдельными стержнями или плоскими сварными сетками можно вначале задаться соотношением f_{s2}/f_{s1} между площадями сечения арматур в пролете

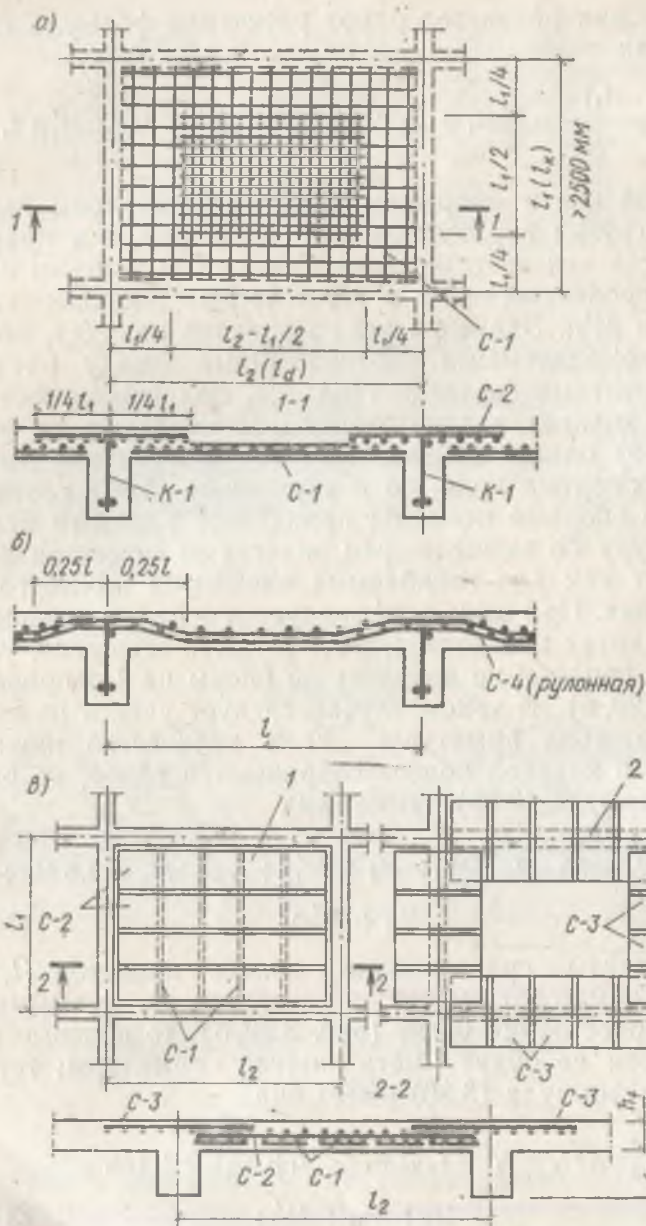


Рис. 3.29. Армирование плит, опертых по контуру

а — широкими сетками; б — рулонными сварными сетками; в — узкими сварными сетками; 1 — план нижних сеток; 2 — то же, верхних сеток; К — кар-кас; С — сетки

на 1 м плиты в зависимости от отношения пролетов l_2/l_1 (табл. 3.8), а соотношение между площадями сечения опорной и пролетной арматур, укладываемых на 1 м ширины плиты f_{s1}/f_{s1} , f'_{s1}/f_{s1} , f_{s11}/f_{s2} , f'_{s11}/f_{s2} , принять в

Т а б л и ц а 3.8. Соотношение площадей сечения арматуры f_{s2}/f_{s1} в плитах, опертых по контуру

l_2/l_1	f_{s2}/f_{s1}	l_2/l_1	f_{s2}/f_{s1}
1	1—0,8	1,6	0,5 —0,3
1,1	0,9—0,7	1,7	0,45—0,25
1,2	0,8—0,6	1,8	0,4 —0,2
1,3	0,7—0,5	1,9	0,35—0,2
1,4	0,6—0,4	2	0,2 —0,15
1,5	0,65—0,35	—	—

пределах $1 \div 2,5$, причем для средних пролетов это отношение назначают ближе к 2,5. Затем вычисляют содержание арматуры A_s на всю плиту по короткому пролету $l_1(A_{s1})$ и по длинному пролету $l_2(A_{s2})$. При обрыве 50 % стержней в $1/4$ пролета от опор

$$A_{s1} = f_{s1} \left(l_2 - 0,5 \frac{2l_1}{4} \right); \quad A_{s2} = f_{s2} \left(l_1 - 0,5 \frac{2l_1}{4} \right).$$

На опорах при наличии окаймляющих балок принимают

$$A_{s1} = A'_{s1} = f_{s1} l_2 \text{ и } A_{s11} = A'_{s11} = f_{s11} l_1.$$

Опорные и пролетные моменты определяют по формуле

$$M = z R_s A_s = (h_0 - 0,5x) R_s A_s = \left(h_0 - \frac{0,5 R_s A_s}{R_b l} \right) R_s A_s, \quad (3.33)$$

где A_s — значение арматуры в соответствующем сечении, выраженное относительно f_{s1} ; l — пролет, перпендикулярный рассматриваемому (для короткого направления принимают l_2 , а для длинного, наоборот, l_1).

Вычисленные по формуле (3.33) значения моментов M_1 , M_2 , M_{11} , M_{111} , подставляют в основное уравнение (3.30) или (3.31), из которых находят f_{s1} . Затем по принятым соотношениям определяют f_{s2} , f_{s1} , f_{s11} и назначают арматуру сеток. В многопролетных плитах, окаймленных по всему контуру балками, в предельном равновесии возникают распоры, которые препятствуют сво-

бодному прогибу и этим повышают несущую способность плит. Благодаря этому определенные по приведенным формулам расчетные моменты можно уменьшить: в сечениях первых пролетов и первых промежуточных опор при $l_c/l < 1,5$ — на 20 % и при $1,5 \leq l_c/l \leq 2$ — на 10 %, где l — расчетный пролет плиты в направлении, перпендикулярном краю перекрытия; l_c — расчетный пролет плиты в направлении, параллельном краю перекрытия.

Для одного и того же направления во всех пролетах рекомендуется назначать одинаковое количество стержней. Оптимальное содержание арматуры $0,3 \div 0,8$ %. На 1 м ширины плиты должно быть не менее четырех стержней. Основные правила конструирования плит, опертых по контуру, такие же, как и для обычных балочных плит.

Особенности расчета балок в перекрытиях с плитами, опертыми по контуру. Нагрузка от плиты, опертой по контуру, распределяется на блаки по фигурам, определяемым биссектрисами углов контура плиты. С квадратных плит нагрузка передается с грузовой площади, имеющей вид треугольника, а с прямоугольных — вид трапеции для балок вдоль длинной стороны плиты и вид треугольника для балок вдоль короткой стороны плиты (рис. 3.28, в).

Если обозначить полную нагрузку на 1 м² плиты $(g+p)$ через q , то при $l_2 > l_1$ полную треугольную нагрузку, передаваемую на балку в направлении l_1 с двух смежных пролетов, можно выразить формулой

$$P_1 = ql_1/2, \quad (3.34)$$

а нагрузку с двух смежных пролетов, передаваемую на балку в направлении l_2 с площади трапеции, формулой

$$P_2 = \frac{(2l_2 - l_1)}{2} l_1 q, \quad (3.35)$$

где $q = (g+p)$.

Изгибающие моменты при этих нагрузках для свободно лежащих балок будут соответственно равны:

$$M_{01} = ql_1^2/12; \quad (3.36)$$

$$M_{02} = [(3l_2^2 - l_1^2)/24] l_1 q. \quad (3.37)$$

Если балка нагружена с одной стороны (однопролетная плита или крайняя балка многопролетной плиты), то в формулах (3.34) — (3.37) значение нагрузки принимают $0,5q$.

В перекрытиях с плитами, опертыми по контуру, при расчете по упругой схеме моменты многопролетных балок с неравными пролетами определяют с помощью уравнений трех моментов как в обычных неразрезных балках. В случае равных или незначительно различающихся по длине пролетов (до 20 %) моменты таких балок можно найти из таблиц, заменив для упрощения расчета треугольную или трапецеидальную нагрузку эквивалентной, равномерно распределенной согласно рис. 3.28, г.

Неразрезные балки можно рассчитывать с учетом перераспределения моментов. Тогда изгибающие моменты определяют по формулам:

$$\text{в первом пролете и на первой промежуточной опоре} \\ M = 0,7M_0 + ql^2/11; \quad (3.38)$$

в средних пролетах и на средних опорах

$$M = 0,5M_0 + ql^2/16, \quad (3.39)$$

а в среднем пролете трехпролетной балки момент принимают не менее чем в защемленной балке

$$M = 0,4M_0 + ql^2/24, \quad (3.40)$$

где M_0 — изгибающий момент в пролете свободно опертой балки от суммарной равномерно распределенной загрузки $q = g + p$, определяемой на 1 м ширины плиты для короткой и длинной сторон по формулам (3.36) и (3.37).

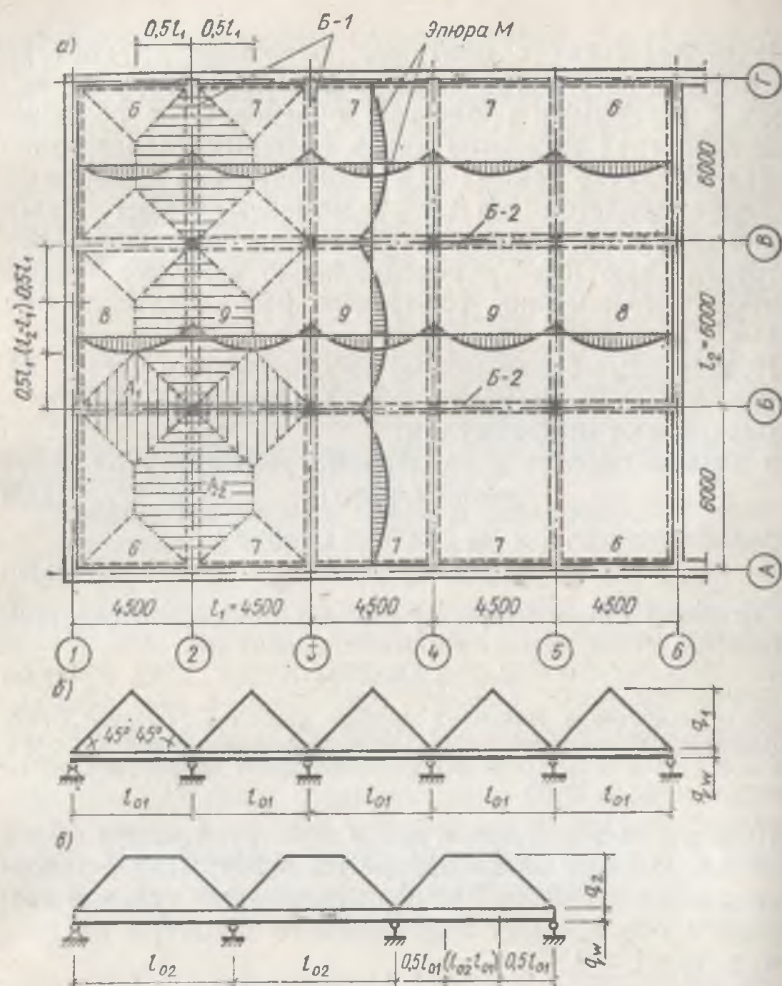
Порядок подбора арматуры и конструирования балок такой же, как для балок ребристых перекрытий с балочными плитами. Высоту балки назначают из условия возможности образования пластического шарнира на опоре, т. е. при $\xi \approx 0,35$;

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{A_0 b R_b \gamma_{b1}}} \quad \text{или} \quad h_0 \geq 1,8 \sqrt{\frac{M}{b R_b \gamma_{b1}}}; \quad h = h_0 + a.$$

Арматурные каркасы балок проектируют с разрывом нижних стержней на опоре, чтобы они взаимно пересекались. Для связи каркасов ставят дополнительные стержни.

Пример 3.6. Расчет элементов перекрытия с плитами, опертыми по контуру

Задание для проектирования. Рассчитать монолитное перекрытие с плитами, опертыми по контуру над залом размером в плане $18 \times 22,5$ м общественного здания с сеткой внутренних колонн $6 \times 4,5$ м (рис. 3.30, а). Край-



Гис. 3.30. Перекрытие с плитами, опертми по контуру (к приме ру 3.6)

a — план; b — интенсивность нагрузки на продольную балку; $в$ — то же, на поперечную балку; A_1, A_2 — грузовая площадь; 6—9 — номера панелей по расчетной схеме

ние плиты свободно опираются на кирпичные стены. Нагрузки на перекрытие принять по табл. 3.9. Бетон класса В15, арматура из стали класса А-II и проволочная класса Вр-I. Коэффициент $\gamma_n = 0,95$.

Решение. Расчетные данные. Для бетона класса В15 (см. табл. 1.1, 1.3 и 1.6): $R_b = 8,5$ МПа, $R_{b,ser} = 11$ МПа, $R_{bt} = 0,75$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,15$ МПа, $\gamma_{b2} = 0,9$, $E_b = 23\,000$ МПа; для арматуры из стали класса А-II (см.

Таблица 3.9. Нагрузки на ребристое перекрытие с плитами, опертыми по контуру

Вид нагрузки	Нормативная	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная (округленно) нагрузка, Н/м^2
Постоянная:			
от паркетного пола, толщиной $t=20$ мм; плотностью $\rho=600$ кг/м ³	120	1,1	130
от цементной стяжки, $t=20$ мм, $\rho=2000$	400	1,2	480
от шлакобетонного слоя, $t=50$ мм (плиты), $\rho=1600$	800	1,2	960
от шлакового слоя, $t=30$ мм, $\rho=1000$	300	1,2	360
от плиты перекрытия (при $h \geq 1/50 l_1$, $t=120$ мм, $\rho=2500$)	3000 5000	1,1	3300 5500 50 5200
Итого	$g^n = 4620$		$g = 5230$
Временная (по п. 4 табл. 2.2):			
длительная p_{ld}	2000	1,2	2400
кратковременная p_{cd}	4000	1,2	4800
Итого	$p^n = 6000$		$p = 7200$
Полная:			
постоянная и длительная	6620		7630
кратковременная	4000		4800
Всего	$(g^n + p^n) = 10\ 620$		$(g + p) = 12\ 430$

табл. 1.7): $R_s=280$ МПа, $R_{sw}=225$ МПа, $E_s=2,1 \times 10^5$ МПа; для проволоки класса Вр-I: $R_s=365$ МПа, $R_{sw}=265$ МПа (при $d=4$ мм), $R_s=360$ МПа — при $d=5$ мм; для арматуры $\varnothing 6-8$ мм класса А-III, $R_s=355$ МПа, $R_{sw}=285$ МПа.

Определение усилий в плитах методом предельного равновесия. Расчетные пролеты плиты l_{01} и l_{02} : предварительно назначаем размеры балок

$$h = \left(\frac{1}{12} + \frac{1}{20} \right) l,$$

принимаем $h=600/12=50$ см, ширина $b=0,4 h=0,4 \times 50=20$ см;

расчетные пролеты плит в свету для средних полей: $l_{01}=450-20=430$ см; $l_{02}=600-20=580$ см; то же, для крайних полей: $l_{01}=450-10-20+0,5 \cdot 12=426$ см; $l_{02}=600-10-20+0,5 \cdot 12=576$ см.

Отношение $l_{02}/l_{01}=580/430=1,35$. По табл. 3.7 принимаем $M_2/M_1=0,7$; $M_I/M_I=M'_I/M_I=2$; $M_{II}/M_I=M'_{II}/M_I=2$.

По конструктивным условиям 50 % арматуры обрывается в пролете на расстоянии $1/4l_1 \approx 110$ см от контурных балок. Тогда по формуле (3.31) вычисляем значение момента M_I для средних плит 9:

$$\frac{12 \cdot 430 \cdot 4,3^2}{12} (3 \cdot 5,8 - 4,3) = 5,8 (2M_I + 2 \cdot 2M_I) + 4,3 (1,5 \cdot 0,7M_I - 0,5M_I + 2 \cdot 2M_I);$$

$$253\,000 = 54,5M_I;$$

$$M_I = 253\,000/54,5 = 4650 \text{ Н} \cdot \text{м} = 4,65 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Исходя из принятых соотношений моментов вычисляем:

$$M_2 = 0,7M_I = 0,7 \cdot 4,65 = 3,25 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 2M_I = 2 \cdot 4,65 = 9,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Моменты в крайних плитах 7: по формуле (3.31) при $M'_{II}=0$ и $M_{II}=9,3$ кН·м, вычисленном по средней панели 9, определяем:

$$\frac{12 \cdot 430 \cdot 4,3^2}{2} (3 \cdot 5,76 - 4,3) = 5,76 (2M_I + 2 \cdot 2M_I) + 4,3 \times$$

$$\times (1,5 \cdot 0,7M_I - 0,5M_I + 9,3 + 0);$$

$$250 = 34,6M_I + 2,36M_I + 40; \quad 210 = 36,96M_I;$$

$$M_I = 210/36,96 = 5,83 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = 0,7M_I = 0,7 \cdot 5,83 = 4,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_I = M'_I = 2M_I = 2 \cdot 5,83 = 11,66 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Моменты в крайних плитах 8: при $M_I=0$ и $M'_I=9,3$ кН·м определяем:

$$\frac{12 \cdot 43 \cdot 4,26^2}{12} (3 \cdot 5,8 - 4,26) = 5,8 (2M_I + 0 + 9,3) +$$

$$+ 4,26 (1,5 \times 0,7M_I - 0,5M_I + 2 \cdot 2M_I);$$

$$249 = 11,6M_I + 54 + 19,4M_I; \quad 195 = 31M_I;$$

$$M_I = 195/31 = 6,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = 0,7 \cdot 6,3 = 4,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = M'_{II} = 2M_I = 2 \cdot 6,3 = 12,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Моменты в угловых плитах 6: при $M_I=0$; $M'_{II}=0$ и $M'_I=11,66$ кН·м, $M_{II}=12,6$ кН·м, известных из расчета плит 7 и 8, вычисляем по формуле (3.31):

$$\frac{12,43 \cdot 4,26^2}{12} (3,5,76 - 4,26) = 5,76 (2M_I + 0 + 11,66) +$$

$$+ 4,26 (1,5 \cdot 0,7M_I - 0,5M_I + 12,6 + 0);$$

$$246 = 11,52M_I + 67 + 53,7 + 2,35M_I; \quad 125 = 13,9M_I;$$

$$M_I = 125/13,9 = 8,98 \approx 9 \text{ кН·м};$$

$$M_2 = 0,7 \cdot 9 = 6,3 \text{ кН·м}.$$

Учитывая действие распора в предельном состоянии плит, опертых по контуру, при расчете арматуры в средних плитах 9, окаймленных со всех сторон балками, изгибающие моменты уменьшаем на 20 % (коэффициент $\eta=0,8$); для плит 6—8 со свободно опертыми краями коэффициент $\eta=1$.

Вариант расчета усилий по упругой схеме с помощью таблиц прил. VIII. Полная нагрузка $q=(q+p)=12430$ Н/м², суммарная нагрузка на все поле плиты

$$P=l_1l_2q=4,3 \cdot 5,8 \cdot 12,43=310 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты по формулам (3.27) и (3.28) для плит:

угловая плита по схеме 6 (при $M_I=0$, $M'_{II}=0$):

$$M_I=\alpha_{16}P=0,0321 \cdot 310=10 \text{ кН·м};$$

$$M'_I=\beta_{16}P=0,071 \cdot 310=22 \text{ кН·м};$$

$$M_2=\alpha_{26}P=0,0176 \cdot 310=5,44 \text{ кН·м};$$

$$M_{II}=\beta_{26}P=0,039 \cdot 310=12,1 \text{ кН·м}.$$

Крайняя плита по схеме 7 (при $M_{II}=0$):

$$M_I=\alpha_{17}P=0,0232 \cdot 310=7,18 \text{ кН·м};$$

$$M_{II}=M'_{II}=\beta_{17}P=0,0535 \cdot 310=16,6 \text{ кН·м};$$

$$M_2=\alpha_{27}P=0,015 \cdot 310=4,65 \text{ кН·м};$$

$$M_{II}=\beta_{27}P=0,022 \cdot 310=6,8 \text{ кН·м}.$$

Крайняя плита по схеме 8 (при $M_I=0$):

$$M_I=\alpha_{18}P=0,0272 \cdot 310=8,3 \text{ кН·м};$$

$$M'_I=\beta_{18}P=0,0577 \cdot 310=17,9 \text{ кН·м};$$

$$M_2=\alpha_{28}P=0,0171 \cdot 310=5,3 \text{ кН·м};$$

$$M_{II}=M'_{II}=\beta_{28}P=0,0423 \cdot 310=13,1 \text{ кН·м}.$$

Средняя плита по схеме 9:

$$M_I = \alpha_{19} P = 0,0209 \cdot 310 = 6,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = M'_{II} = \beta_{19} P = 0,0474 \cdot 310 = 14,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = \alpha_{29} P = 0,0115 \cdot 310 = 3,56 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = M'_{II} = \beta_{29} P = 0,029 \cdot 310 = 8,05 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

При расчете по упругой схеме неразрезных плит, опертых по контуру, расчетные моменты на опорах M_I или M_{II} принимают равными полусумме опорных моментов M' и M'' , примыкающих слева и справа к рассматриваемой опоре панелей:

$$M_I = (M'_{II} + M''_{II})/2; \quad M_{II} = (M'_{II} + M''_{II})/2. \quad (3.41)$$

Сравнительные данные значений моментов в плитах, подсчитанных методом предельного равновесия и по упругой схеме с помощью таблиц, показывают, что расчетные моменты по упругой схеме выше на 20—50 % (см. табл. 3.10). Расчет методом предельного равновесия приводит к выравниванию опорных моментов и позволяет получить экономию стали при армировании.

Расчет арматуры плит. Арматуру сеток плит рассчитываем по значениям моментов, вычисленных методом

Т а б л и ц а 3.10. Значения изгибающих моментов в плитах, опертых по контуру

Плита	№ схемы на рис. 3.30	Момент, кН·м, по пролету					
		короткому			длинному		
		M_1	M_I	M'_I	M_2	M_{II}	M'_{II}
Угловая	6	$\frac{9}{10}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{11,66}{22}$	$\frac{6,3}{5,44}$	$\frac{12,6}{12,1}$	$\frac{0}{0}$
Крайняя	7	$\frac{5,83}{7,18}$	$\frac{11,66}{16,6}$	$\frac{11,66}{16,6}$	$\frac{4,1}{4,65}$	$\frac{9,3}{6,8}$	$\frac{0}{0}$
»	8	$\frac{6,3}{8,3}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{9,3}{17,9}$	$\frac{4,4}{5,3}$	$\frac{12,6}{13,1}$	$\frac{12,6}{13,1}$
Средняя	9	$\frac{4,65}{6,3}$	$\frac{9,3}{14,7}$	$\frac{9,3}{14,7}$	$\frac{3,23}{3,56}$	$\frac{9,3}{8,05}$	$\frac{9,3}{8,05}$

Примечание. Значения над чертой — при вычислении методом предельного равновесия, под чертой — по упругой схеме.

предельного равновесия, с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$. Подбор сечений арматуры на 1 м ширины плиты при толщине $h = 12$ см, $h_{01} = 12 - 1,5 = 10,5$ см, $h_{02} = 12 - 2,2 = 9,8$ см:

в крайней плите 6 — в пролете

$$A_{s1} = \frac{\eta M_1 \gamma_n}{0,9 h_{01} R_s} = \frac{1.900.000 \cdot 0,95}{0,9 \cdot 10,5 \cdot 360 (100)} = 2,5 \text{ см}^2;$$

принято 13 Ø 5 Вр-1, $A_s = 2,55 \text{ см}^2$;

$$\mu = 2,55 \cdot 100 / 100 \cdot 10,5 = 0,243 \%$$

$$A_{s1} = \frac{\eta M_1 \gamma_n}{0,9 h_{02} R_s} = \frac{1.630.000 \cdot 0,95}{0,9 \cdot 9,8 \cdot 360 (100)} = 1,9 \text{ см}^2,$$

принято 10 Ø 5 Вр-1, $A_s = 1,96 \text{ см}^2$;
на опоре

$$A'_{s1} = \frac{1.166.000 \cdot 0,95}{0,9 \cdot 10,5 \cdot 355 (100)} = 3,3 \text{ см}^2,$$

принято 7 Ø А-III, $A_s = 3,52 \text{ см}^2$;

$$A_{sII} = \frac{1.260.000 \cdot 0,95}{0,9 \cdot 10,5 \cdot 355 (100)} = 3,55 \text{ см}^2,$$

принято 8 Ø 8 А-III, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$;
в крайней плите 7:
в пролете

$$A_{s1} = \frac{583.000 \cdot 0,95}{360 (100) 0,9 \cdot 10,5} = 1,62 \text{ см}^2;$$

принято 9 Ø 5 Вр-1, $A_s = 1,77 \text{ см}^2$;

$$A_{s2} = \frac{410.000 \cdot 0,95}{360 (100) 0,9 \cdot 9,8} = 1,23 \text{ см}^2;$$

принято 7 Ø 5 Вр-1, $A_s = 1,37 \text{ см}^2$.
На опоре

$$A_{sII} = \frac{930.000 \cdot 0,95}{355 (100) 0,9 \cdot 10,5} = 2,6 \text{ см}^2,$$

принято 10 Ø 6 А-III, $A_s = 2,83 \text{ см}^2$ или 6 Ø 8 А-III, $A_s = 3,02 \text{ см}^2$; A'_{s1} и $A_{s1} =$ — то же, что на опоре панели 6 (7 Ø 8 А-III, $A_s = 3,52 \text{ см}^2$);

в крайней плите 8:

в пролете

$$A_{s1} = \frac{630.000 \cdot 0,95}{360 (100) 0,9 \cdot 10,5} = 1,75 \text{ см}^2;$$

Приращение напряжения при кратковременном увеличении нагрузки от длительно действующей до ее полной величины составляет

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s1} - \sigma_{s2} = 296 - 223 = 73 \text{ МПа.}$$

Приращение ширины раскрытия трещин при $\varphi_l = 1$ по формуле (2.120)

$$\Delta a_{crc} = (a_{crc1} - a_{crc2}) = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{73 \cdot 1,06}{2 \cdot 10^5} \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,0098) \times \\ \times \sqrt[3]{14} = 0,046 \text{ мм.}$$

Суммарная ширина раскрытия трещин

$$a_{crc, tot} = 0,2 + 0,046 = 0,25 \text{ мм} < [a_{crc1, lim}] = 0,4 \text{ мм.}$$

Затем выполняют расчет панели по раскрытию наклонных трещин, а также расчет панели в стадии изготовления, транспортирования и монтажа (порядок расчета см. в примере 3.2).

Пример 3.5. Расчет сборного неразрезного ригеля

Задание для проектирования. Требуется рассчитать и сконструировать сборный неразрезной трехпролетный ригель для перекрытия по рис. 3.16. Пролет ригеля между осями колонн 6 м, а в крайних пролетах $l = 6 - 0,2 + 0,3/2 = 5,95$ м (где 0,2 м — привязка оси стены от внутренней грани, а 0,3 м — глубина заделки ригеля в стену). Нагрузки на перекрытие приняты по табл. 3.3. Марки материалов и их расчетные характеристики, аналогичные приведенным в примере 3.2: бетон класса В30, арматура продольная класса А-III, $\gamma_n = 0,95$.

Решение. Определение размера ригеля. Высота $h = (1/10)l = 600/10 = 60$ см; ширина $b = h/3 = 60/3 = 20$ см; собственный вес ригеля $q_p^n = 0,6 \cdot 0,2 \cdot 25 \cdot 000 = 3000$ Н/м.

Определение нагрузок и усилий. Нагрузки на ригель: полная нормативная $g^n = (g^n + p^n)l + q_p^n = (4250 + 4400) \times 6,2 + 3000 = 56\,700$ Н/м, где $l = 6,4 - 0,2 = 6,2$ м (см. рис. 3.16, а) — ширина грузовой площади, приходящейся на ригель; нормативная длительно действующая (постоянная) $q_{ld1}^n = 4250 \cdot 6,2 + 3000 = 29\,400$; нормативная постоянная и длительно временная $q_{ld}^n = 29\,400 + 2000 \cdot 6,2 = 41\,800$ Н/м; нормативная кратковременная

$q^{n_{cd}} = 2400 \cdot 6,2 = 14\,900$ Н/м; полная расчетная нагрузка $q = (g + p)l + \gamma_f q^{n_p} = (4810 + 5720)6,2 + 3000 \cdot 1,1 = 68\,700$ Н/м; расчетная от постоянных и длительных нагрузок $q_{ld} = (4810 + 2600)6,2 + 3300 = 4930$ Н/м и расчетная от кратковременных нагрузок $q_{cd} = 3120 \cdot 6,2 = 19\,400$ Н/м.

С учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$ указанные нагрузки будут равны:

нормативная полная $q^n = 56\,700 \cdot 0,95 = 54\,000$ Н/м;

нормативная постоянная и длительная временная $q^{n_{ld}} = 41\,800 \cdot 0,95 = 39\,800$ Н/м;

нормативная кратковременная $q^{n_{cd}} = 14\,900 \cdot 0,95 = 14\,200$ Н/м;

нормативная постоянная $q^{n_{ld1}} = 29\,400 \cdot 0,95 = 28\,000$ Н/м;

нормативная временная (полная) $q^{n_{cd}} = 4400 \cdot 6,2 \times 0,95 = 26\,000$ Н/м;

нормативная временная длительная $q^{n_{cd2}} = 2000 \cdot 6,2 \times 0,95 = 11\,800$ Н/м;

расчетная полная $q = 68\,700 \cdot 0,95 = 65\,200$ Н/м;

расчетная постоянная и длительная временная $q_{ld} = 49\,300 \cdot 0,95 = 46\,800$ Н/м;

расчетная кратковременная $q_{cd1} = 19\,400 \cdot 0,95 = 18\,400$ Н/м;

расчетная постоянная $q_{ld1} = 33\,100 \cdot 0,95 = 31\,500$ Н/м;

расчетная временная (полная) $q_{cd} = 4400 \cdot 1,3 \cdot 6,2 \times 0,95 = 33\,700$ Н/м;

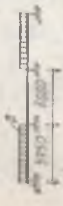
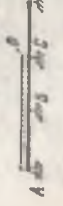
расчетная временная длительная $q_{ld2} = 2000 \cdot 1,3 \cdot 6,2 \times 0,95 = 15\,300$ Н/м.

Расчетные значения M и Q находим с помощью таблиц как для трехпролетной неразрезной балки (табл. 3 прил. VII). При этом временную нагрузку располагаем в тех пролетах, при которых момент получается максимальным (табл. 3.5).

Принимая во внимание развитие пластических деформаций при $p/q \leq 1,3$, расчет можно выполнять с учетом перераспределения моментов. В качестве выровненной эпюры моментов принимаем эпюру M , соответствующую схемам загрузки 1 и 2 или 1 и 3, при которых имеем M_{max} в пролетах 1 и 2. В этом случае момент на опоре B равен $M_B = -113 - 60,7 = -173,7$ кН·м, а по грани колонны при $h_c = 30$ см

$$M'_b = M_B - Q_{B2} h_c / 2 = -173,7 + 94,5 \cdot 0,3 / 2 = -159,5 \text{ кН·м.}$$

Таблица 3.5. Определение расчетных изгибающих моментов и поперечных сил

Схема загружения	Моменты M , Н·м, и поперечные силы Q , Н				
	в первом пролете, M_1	во втором пролете, M_2	поперечная сила на опоре A , Q_A	M_B	на опоре B Q_{B1} — слева Q_{B2} — справа
	$0,08 \cdot 31500 \times$ $\times 5,95^2 = 89300$	$0,025 \cdot 31500 \times$ $\times 6^2 = 28300$	$0,4 \cdot 31500 \times$ $\times 5,95 = 75000$	$-0,1 \cdot 31500 \times$ $\times 6^2 = -113000$	$-0,6 \cdot 31500 \times$ $\times 6 = -113000$ $0,5 \cdot 31500 \times$ $\times 6 = 94500$
	$0,1 \cdot 33700 \times$ $\times 5,95^2 = 119\ 200$	$-0,05 \cdot 33700 \times$ $\times 6^2 = -60800$	$0,45 \cdot 33700 \times$ $\times 5,95 = 90400$	$-0,05 \cdot 33700 \times$ $\times 6^2 = -60700$	$-0,55 \cdot 33700 \times$ $\times 6 = -111000$ —
	$-0,025 \cdot 33700 \times$ $\times 5,95^2 = 29800$	$0,075 \cdot 33700 \times$ $\times 6^2 = 91000$	$-0,05 \cdot 33700 \times$ $\times 5,95 =$ $= -10000$	$-0,05 \cdot 33700 \times$ $\times 6^2 = -60700$	$-0,05 \cdot 33700 \times$ $\times 6 = -10100$ $0,5 \cdot 33700 \times$ $\times 6 = 101100$
	—	—	$0,38 \cdot 33700 \times$ $\times 5,95 = 76200$	$-0,117 \cdot 33700 \times$ $\times 6^2 = -142000$	$-0,617 \cdot 33700 \times$ $\times 6 = -124500$ $0,588 \cdot 33700 \times$ $\times 6 = 117600$
Наиболее невыгодное загружение (над чертой — № схемы, под чер- той — значения M и Q)	$1,2$ $\frac{208500}{-}$	$1,3$ $\frac{119300}{-}$ $1,2$ $\frac{-32500}{-}$	$1,2$ $\frac{165400}{-}$	$1,4$ $\frac{-255000}{-}$	$1,4$ $\frac{-237500}{-}$ $1,4$ $\frac{-212100}{-}$

Примечание. q — постоянная нагрузка; p — полная временная нагрузка.

Момент на опоре B по грани колонны для схем загрузки 1 и 4

$$M'_B = -255 + 212,1 \cdot 0,3/2 = -223,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Уменьшение моментов на опоре по грани колонны в сравнении с упругой схемой составляет:

$$(223,2 - 159,5)/223,2 = 28,5 \% < 30, \text{ условие соблюдается.}$$

Расчетные данные. Принимаем: тяжелый бетон класса В30, для которого по табл. 1.1 и 1.4 $R_b = 17,0$ МПа, $R_{bt} = 1,2$ МПа, $R_{b,ser} = 22$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,8$ МПа, $E_b = 29 \cdot 10^3$ МПа. Коэффициент условий работы $\gamma_{b2} = 0,9$, арматура продольная класса А-III с $R_s = 365$ МПа, $R_{sw} = 290$ МПа (см. табл. 1.7). Закладные детали из стали марки ВСтЗпс6 по ГОСТ 380—71*, а монтажные арматура и петли из стали класса А-I, $R_s = 225$ МПа.

Расчет прочности ригеля по нормальным сечениям. Уточняем высоту ригеля по моменту у грани колонны при $\xi = 0,35$ и $b = 20$ см по формуле (2.47):

$$h_s = r_0 \sqrt{\frac{M'_B}{R_b \gamma_{b2} b}} = 1,86 \sqrt{\frac{15\,950\,000}{17(100)0,9 \cdot 20}} = 43 \text{ см},$$

где $r_0 = 1,86$ при $\xi = 0,35$ (см. табл. 2.12).

Принимаем $h = h_0 + a = 44 + 6 = 50$ см. По формуле (2.40) вычисляем по M_1 в первом пролете:

$$A_s = \frac{M_1}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2} = \frac{20\,850\,000}{17(100)0,9 \cdot 20 \cdot 44^2} = 0,351;$$

этому значению по табл. 2.12 соответствуют $\eta = 0,773$ и $\xi = 0,455$. Проверяем условие (2.32) $\xi \leq \xi_R$. Для этого по формуле (2.34) вычисляем $\omega = 0,85 - 0,008 R_b \times \times \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,72$, и граничное значение ξ_R по (2.33):

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,72}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,72}{1,1}\right)} = 0,575.$$

Условие (2.32) соблюдается, так как $\xi = 0,455 < \xi_R = 0,575$. По формуле (2.41) площадь сечения продольной арматуры в первом пролете

$$A_s = M_1 / R_s \eta h_0 = 20\,850\,000 / 365(100)0,773 \cdot 44 = 16,8 \text{ см}^2;$$

принимаем 2 Ø 22 А-III и 2 Ø 25 А-III, $A_s = 7,6 + 9,82 = 17,42 \text{ см}^2$.

Во втором пролете:

$$A_0 = 11\,930\,000/17(100)0,9 \cdot 20 \cdot 44^2 = 0,201; \quad \eta = 0,888; \quad \xi = 0,225,$$

$$A_s = 11\,930\,000/365(100)0,888 \cdot 44 = 8,4 \text{ см}^2;$$

принимаем 2 Ø 16 А-III, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$ и 2 Ø 18 А-III, $A_s = 5,09 \text{ см}^2$, общая площадь $A_s = 4,02 + 5,09 = 9,11 \text{ см}^2$.

Верхняя арматура во втором пролете, $M = -32\,500 \text{ Н} \cdot \text{м}$

$$A_0 = 3\,250\,000/17(100)0,9 \cdot 20 \cdot 46^2 = 0,0503; \quad \eta = 0,973; \quad \xi = 0,055,$$

где

$$h_0 = h - a = 50 - 4 = 46 \text{ см.}$$

$$A_s = 3\,250\,000/365(100)0,973 \cdot 46 = 1,99 \text{ см}^2;$$

принято конструктивно 2 Ø 14 А-III, $A_s = 3,08 \text{ см}^2$ как продолжение надпорных стержней.

Подбор арматуры в сечении по грани опоры (колонны):

$$A_0 = 15\,950\,000/17(100)0,9 \cdot 20 \cdot 44^2 = 0,27; \quad \eta = 0,84; \quad \xi = 0,32;$$

$$A_s = 15\,950\,000/365(100)0,84 \cdot 44 = 11,9 \text{ см}^2;$$

принято 2 Ø 14 А-III + 2 Ø 25 А-III, $A_s = 3,08 + 9,82 = 12,9 \text{ см}^2$.

Расчет прочности по наклонным сечениям на поперечные силы. На крайней опоре $Q_A = 165,4 \text{ кН}$. Так как в каркасе ригеля имеются продольные стержни диаметром 25 мм, то минимальный диаметр поперечных стержней при односторонней сварке должен быть не менее $d_w = 8 \text{ мм}$ (см. табл. 2 прил. II).

Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения s на продольную ось: $B_b = \varphi_{b2} R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \times \times 20 \cdot 46^2 (100) = 91,5 \cdot 10^5 \text{ Н/см}$, где $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1$, так как $\varphi_f = \varphi_n = 0$; в расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, откуда $s = B_b / 0,5 Q = 91,5 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 165\,400 = 110 \text{ см}$, что больше $2h_0 = 2 \cdot 46 = 92 \text{ см}$, принимаем $s = 2h_0 = 92 \text{ см}$. Вычисляем $Q_{sw} = Q/2 = 165\,400/2 = 82\,700 \text{ Н}$; $q_{sw} = Q_{sw}/s = 82\,700/92 = 900 \text{ Н/см}$.

Принимаем поперечные стержни диаметром $d = 10 \text{ мм}$ класса А-I, $A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$, $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$. Отношение $d_{sw}/d = 10/25 = 1/2,5 > 1/3$, поэтому коэффициент γ_{s2} не вводится. Число каркасов в сечении — два, при этом $A_{sw} = 2 \cdot 0,785 = 1,7 \text{ см}^2$.

Шаг поперечных стержней

$$s = R_{sw} A_{sw} / q_{sw} = 175 \cdot 1,7 (100) / 900 = 33 \text{ см.}$$

По конструктивным условиям при $h > 450$ мм

$$s \leq h/3 = 50/3 = 17 \text{ см};$$

принимаем на приопорных участках длиной $l/4 = 150$ см, $s = 15$ см, а в средней части пролета ригеля допускается

$$s \leq 3h/4 = 37,5 \text{ см};$$

назначаем $s = 30$ см.

На первой промежуточной опоре слева: $Q_{b1} = 237\,500$ Н. Принимаем те же поперечные стержни, что на крайней опоре, последовательно вычисляем:

$$B_b = 2 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 20 \cdot 44^2 (100) = 83,7 \cdot 10^5 \text{ Н/см};$$

$$c = B_b / 0,5Q = 83,7 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 237\,500 = 70,5 \text{ см};$$

$$Q_{sw} = 0,5 \cdot 237\,500 = 118\,750 \text{ Н};$$

$$q_{sw} = 118\,750 / 70,5 = 1680 \text{ Н/см};$$

$$s = 175 \cdot 1,7 (100) / 1680 = 17,7 \text{ см};$$

принимаем $s = 15$ см. На опоре справа, где $Q_{b2} = 212\,100$ Н, принимаем также $s = 15$ см, в пролете $s = 30$ см.

По данным расчета выполнено конструирование ригеля (рис. 3.24). Обрыв части стержней в пролете и над опорой выполнен по методике, изложенной в примерах 3.1 и 3.4, как для элементов прямоугольного сечения.

Расчет ригеля по деформациям (прогибам). Определяем прогиб ригеля в первом пролете, где максимальный момент от полной нормативной нагрузки равен (загружение по схемам 1 и 2 табл. 3.5):

$$M^n_1 = (0,08 \cdot 28 + 0,1 \cdot 26) 5,95^2 = 171,5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

в том числе от постоянной и длительной временной нагрузок

$$M^n_{1ld} = (0,08 \cdot 28 + 0,1 \cdot 11,8) 5,95^2 = 121 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

от кратковременной нагрузки

$$M^n_{1cd} = 0,1 \cdot 14,2 \cdot 5,95^2 = 50,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин, нормальных к продольной оси:

$$M_{crc} = R_{bt,ser1} W_{pl} = 1,8 (100) 14\,600 = 26,3 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 26,3 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_1 = 171,5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

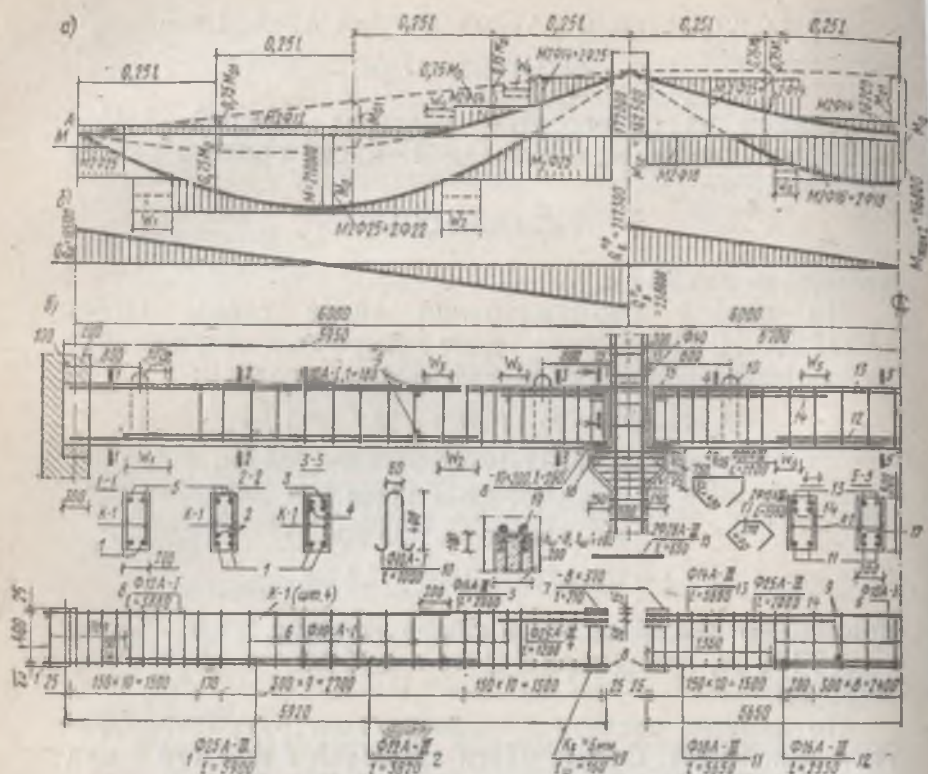


Рис. 3.24. Армирование трехпролетного сборного неразрезного ригеля по примеру 3.5

а — эпюра арматуры по M ; б — эпюра Q ; в — армирование ригеля; 1—18 — номера стержней по спецификации в табл. 3.6; 19 — монтажная сварка; M_0 — момент от полной нагрузки; M_{01} — то же, от постоянной части нагрузки

где

$$W_{pl} = \gamma W_0 = 1,75 \cdot b h^2 / 6 = 0,291 \cdot 20 \cdot 50^2 = 16\,400 \text{ см}^3;$$

так как $M_{crc} < M_1^n$, то в сечении по середине пролета ригеля образуются трещины; то же и в опорных сечениях, где $MB_c = 130 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Полный прогиб для участка с трещинами при учете опорных моментов определяют по формуле (3.11)

$$f_{tot} = \left[s \frac{1}{r_c} - 0,5 \left(\frac{1}{r_{01}} + \frac{1}{r_{02}} \right) \left(\frac{1}{8} - s \right) \right] l^n,$$

где $1/r_c$, $1/r_{01}$ и $1/r_{02}$ — соответственно кривизны по середине пролета, на левой и правой опорах; в данном примере кривизна $1/r_{01} = 0$, так как на левой опоре момент $M = 0$.

Вычисление кривизны $1/r_c$. Значение $M_r = M_1^n = 171,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Определяем параметры:

$$\delta = \frac{M_1}{bh_0^2 R_{b, \text{сер}}} = \frac{171,5 \cdot 10^5}{20 \cdot 44^2 \cdot 22 (100)} = 0,201;$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s}{bh_0} \frac{E_s}{E_b} = \frac{17,4 \cdot 2 \cdot 10^5}{20 \cdot 44 \cdot 29 \cdot 10^3} = 0,135; \quad \alpha = 6,9;$$

$$\mu = 0,0197;$$

$$\varphi_f = \frac{A'_s \alpha}{bh_0 \nu} = \frac{2,26 \cdot 6,9}{20 \cdot 44 \cdot 0,45} = 0,039,$$

где $A'_s = 2,26 \text{ см}^2$ (2Ø12 A1); $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{29 \cdot 10^3} = 7,27; \nu = 0,45;$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right) = 0,039 \left(1 - \frac{6}{2 \cdot 44} \right) = 0,036;$$

(здесь $h'_f = 2a' = 2 \cdot 3 = 6 \text{ см}$ — как для прямоугольных сечений при наличии арматуры A'_s).

Относительная высота сжатой зоны в сечении с трещиной по формуле (2.131)

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,201 + 0,036)}{10 \cdot 0,135}} = 0,29.$$

Плечо внутренней пары сил по формуле (2.136)

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\frac{2a'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 44 \left[1 - \frac{\frac{6}{44} 0,039 + 0,29^2}{2(0,039 + 0,29)} \right] = 38 \text{ см}.$$

Коэффициент ψ_s по формуле (3.9)

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ts} \frac{R_{bt, \text{сер}} W_{pl}}{M_1} = 1,25 - 1,1 \frac{1,8 (100) 14 600}{171,5 \cdot 10^5} = 1,08 > 1,$$

где $\varphi_{ts} = 1,1$ — для стержневой арматуры периодического профиля; принимаем $\psi_s = 1$.

Кривизна ригеля в середине пролета по формуле (2.130) при коэффициенте $\nu = 0,45$ (см. табл. 2.17)

$$\frac{1}{r_c} = \frac{M_r}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] - \frac{171,5 \cdot 10^5}{44 \cdot 38} \times$$

$$\times \left[\frac{1}{2 \cdot 10^5 (100) 17,4} + \frac{0,9}{(0,039 + 0,29) 20 \cdot 44 \cdot 29 \cdot 10^3 (100) 0,45} \right] = 5,3 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Вычисление кривизны $1/r_{02}$. Значение $M_r = M_{hr} = 135 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (при загрузке нормативной нагрузкой по схемам 1 и 2 табл. 3.5). Определяем параметры для сечения ригеля по грани опоры:

$$\delta = \frac{135 \cdot 10^5}{20 \cdot 44^2 \cdot 22 (100)} = 0,158;$$

$$\mu\alpha = \frac{12,9}{20 \cdot 44} 6,9 = 0,101;$$

$$\varphi_f = \frac{A_s \alpha}{b h_0 \gamma} = \frac{5,09 \cdot 6,9}{20 \cdot 44 \cdot 0,45} = 0,088,$$

где $A_s = 5,09 \text{ см}^2$ (2 Ø 18 А-III по грани колонны справа — со стороны среднего пролета ригеля);

$$\lambda = 0,088 [1 - 6 / (2 \cdot 44)] = 0,082;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 (0,158 + 0,082)}{10 \cdot 0,101}} = 0,25.$$

Плечо внутренней пары сил

$$z_1 = 44 \left[1 - \frac{0,088 (6/44) + 0,25^2}{2 (0,088 + 0,25)} \right] = 39,2 \text{ см}.$$

Кривизна ригеля $1/r_{02}$

$$\frac{1}{r_{02}} = \frac{135 \cdot 10^5}{44 \cdot 39,2} \left[\frac{1}{2 \cdot 10^5 (100) 12,9} + \frac{0,9}{(0,088 + 0,25) 20 \cdot 44 \cdot 29 \cdot 10^3 (100) 0,45} \right] = 4,8 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Полный прогиб по формуле (3.11) при коэффициенте $s = 5/48$ для балок с равномерно распределенной нагрузкой

$$f = \left[\frac{5}{48} 5,3 \cdot 10^{-5} - 0,5 \cdot 4,8 \cdot 10^{-5} \left(\frac{1}{8} - \frac{5}{48} \right) \right] 600^2 = 1,8 \text{ см} < [f_{lim}] = 3 \text{ см};$$

условие удовлетворяется.

Расчет ригеля по раскрытию трещин. Согласно табл. 2.8, ригель относится к третьей категории требований по трещиностойкости: $[a_{crcl}] = 0,3 \text{ мм}$ $[a_{crcl}] = 0,4 \text{ мм}$.

Расчет по длительному раскрытию трещин. Изгибающий момент в первом пролете от постоянной и временной длительной нагрузок по схемам 1 и 2 табл. 3.5:

$$M_{ld} = (0,08 \cdot 28\,000 + 0,1 \cdot 11,8) 5,95^2 = 121\,000 \text{ Н}\cdot\text{м}.$$

Напряжение в растянутой арматуре

$$\sigma_s = \frac{M_{Id}}{A_s z_1} = \frac{12\,100\,000}{17,4 \cdot 38} = 18\,300 \text{ Н/см}^2 = 183 \text{ МПа.}$$

Поправочный коэффициент, учитывающий двухрядное расположение арматуры,

$$\xi_n = \frac{h - x - a_1}{h - x - a_1} = \frac{50 - 12,7 - 3,7}{50 - 12,7 - 6} = 1,08,$$

где $x = \xi h_0 = 0,29 \cdot 44 = 12,7 \text{ см}$; $a_2 = 3,7 \text{ см}$.

Значения z_1 и ξ принимают по данным расчета ригеля по деформациям (прогибам).

Ширина раскрытия трещин при $\phi_l = 1,6 - 15 \times \times 17,4 / (20 \cdot 44) = 1,3$ по формуле (2.120):

$$a_{crc,s} = 1 \cdot 1 \cdot 1,3 \frac{183 \cdot 1,08}{2 \cdot 10^5} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{25} = 0,113 \text{ мм} <$$

$$< [a_{crc,1}] = 0,3 \text{ мм};$$

$$\mu = A_s / b h_0 = 17,4 / 20 \cdot 44 = 0,0198 \approx 0,02.$$

Расчет по кратковременному раскрытию трещин

$$a_{crc} = a_{crc,1} - a_{crc,2} + a_{crc,s},$$

где $a_{crc,s} = 0,113 \text{ мм}$.

Напряжение в растянутой арматуре при совместном действии всех нагрузок

$$\sigma_{s1} = \frac{M^n}{A_s z_1} = \frac{171,5 \cdot 5 \cdot 10^5}{17,4 \cdot 38} = 26\,000 \text{ Н/см}^2 = 260 \text{ МПа.}$$

Напряжение в растянутой арматуре от постоянных и длительных нагрузок

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{Id}}{A_s z_1} = \frac{12\,100\,000}{17,4 \cdot 38} = 18\,300 \text{ Н/см}^2 = 183 \text{ МПа.}$$

Приращение напряжений

$$\Delta \sigma = \sigma_{s1} - \sigma_{s2} = 260 - 183 = 77 \text{ МПа};$$

соответствующее приращение ширины раскрытия трещин при $\phi_l = 1$

$$\Delta a_{crc} = a_{crc,1} - a_{crc,2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{77 \cdot 1,08}{2 \cdot 10^5} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,02) \times \times \sqrt[3]{25} = 0,037 \text{ мм.}$$

Ширина раскрытия трещин при совместном действии нагрузок $a_{crc,tot} = 0,113 + 0,037 = 0,15 \text{ мм} < [a_{crc,2}]_{lim} = 0,4 \text{ мм}$, условие удовлетворяется. Далее при необхо-

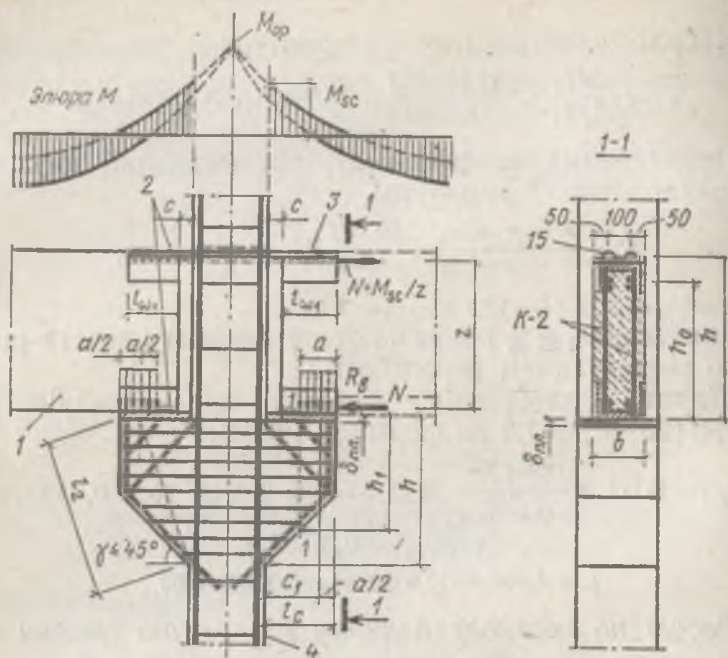


Рис. 3.25. К расчету стыка ригеля с колонной

1 — ригель; 2 — монтажная сварка; 3 — стыковой стержень; 4 — колонна

димости выполняют расчет по раскрытию наклонных трещин (см. пример 3.2).

Расчет стыка ригеля с колонной. Ригель опирается на консоли колонн (рис. 3.25). Расстояние между центрами тяжести закладных деталей ригеля на опоре: $z = 50 - 4 = 46$ см.

Усилие растяжения в стыке по формуле (3.14)

$$N = M'_B / z = 159\,500 / 0,46 = 346\,000 \text{ Н} = 346 \text{ кН.}$$

Площадь сечения верхних стыковых стержней по формуле (3.15)

$$A_s = N / R_s = 346\,000 / 365(100) = 9,5 \text{ см}^2;$$

принято 2 Ø 25 А-III, $A_s = 9,82 \text{ см}^2$, которые пропускаем через заделанные в колонны трубки диаметром 40 мм. При применении арматуры из стали класса А-I $A_s = 346\,000 / 220(100) = 15,7 \text{ см}^2$ можно принять 2 Ø 32 А-I, $A_s = 16,08 \text{ см}^2$.

Требуемая длина сварных швов при $k_f = (1/4) 25 \approx 7$ мм, $R_{uf} = 180$ МПа

$$\Sigma l_w = \frac{\gamma_i N}{\beta_f k_f R_{uf}} = \frac{1,3 \cdot 346\,000}{0,85 \cdot 0,7 \cdot 180 (100)} = 42 \text{ см},$$

а на один стержень при двусторонней приварке двух стержней приходится

$$l_w = 42 / (2 \cdot 2) = 10,5 \text{ см},$$

а с учетом непровара по концам принимаем $l_w = 15$ см, что больше $l_{w \min} = 5d = 5 \cdot 2,5 = 12,5$ см.

Длина стыковых стержней:

$$l = h_c + 2l_w + 2\Delta = 30 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 1,5 = 63 \text{ см},$$

где $\Delta = 15$ мм — зазор между торцом ригеля и колонной; принято $l = 650$ мм.

Расчет стыковой пластинки ригеля из стали марки ВСтЗкп2: площадь пластинки

$$A = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{346\,000}{215 (100) 1} = 16,1 \text{ см}^2;$$

толщина пластинки

$$t = A / b_p = 16,1 / 20 = 0,805 \text{ см};$$

принимаем $t = 10$ мм. Аналогично пластинку необходимо предусмотреть на консоли колонны.

Длина швов прикрепления ригеля к опорной пластинке консоли при $k_f = 10$ мм (как для необетонированных стыков):

$$\Sigma l_w = \frac{1,3 (N - T)}{0,7 k_f R_{uf}} = \frac{1,3 (346\,000 - 237\,500 \cdot 0,15)}{0,7 \cdot 1 \cdot 180 (100)} = 32 \text{ см},$$

где $T = Qf$ — сила трения; $f = 0,15$ — коэффициент трения стали о сталь; Q — максимальная поперечная сила по сочетанию схем загрузки 1 и 4 табл. 3.5.

Длина шва с каждой стороны ригеля с учетом непровара

$$l_{w1} = \Sigma l_w / 2 + 1 = 32 / 2 + 1 = 17 \text{ см}.$$

Вылет консоли колонны с учетом зазора должен быть не менее 20 см. Спецификация арматуры на один ригель (см. рис. 3.24) приведена в табл. 3.6.

Т а б л и ц а 3.6. Спецификация арматуры на один ригель

Привязка элемента	Обозначение каркаса	Позиция на рис. 3.24	Сечение	Класс арматуры, марка стали	Длина l , мм	Количество n		nl , м	Общая масса, кг
						на один элемент	всего		
Крайние пролеты	К-1 (шт. 4) и детали	1	Ø 25	A-III	5900	1	4	23,7	91,3
		2	Ø 22	A-III	3820	1	4	15,3	45,8
		3	Ø 14	A-III	2000	1	4	8	9,7
		4	Ø 25	A-III	1200	1	4	4,8	18,5
		5	Ø 12	A-I	3880	1	4	15,5	13,8
		6	Ø 10	A-I	450	31	124	55,8	34,5
		7	—8×370	ВСт3кп2	200	1	2	0,4	9,3
		8	—10×200	ВСт3кп2	250	1	2	0,5	7,8
		9	Ø 10	A-I	180	6	12	2,2	1,4
		10	Ø 10	A-I	1000	2	4	4	2,5
Средний пролет	К-2 (шт. 2) и детали	11	Ø 18	A-III	5650	1	2	11,3	22,6
		12	Ø 16	A-III	2930	1	2	5,9	9,3
		13	Ø 14	A-III	5650	1	2	11,3	13,7

Средний пролет		14	Ø 25	A-III	2000	1	2	4	15,4
		6	Ø 10	A-I	450	30	60	27	16,7
		7	—8×370	ВСт3кп2	200	2	2	0,4	9,3
		8	—10×200	ВСт3кп2	250	2	2	0,5	7,8
		9	Ø 10	A-I	180	6	6	1,1	0,7
		10	Ø 10	A-I	1000	2	2	2	1,2

Итого 331

Опорный узел	Отдельные стержни и детали	15	Ø 25	A-III	650	2	4	2,8	10,8
		16	Ø 20	A-III	2200	2	4	8,8	21,7
		17	Ø 12	A-III	1910	2	4	7,6	6,7
		18	—10×250	ВСт3кп2	250	2	4	1	19,7

Примечание. Показатели на ригель: бетон класса В30, объем бетона на один трехпролетный ригель 1,76 м³, содержание металла в 1 м³ бетона ригеля: 331/1,76=189 кг.

§ 14. РЕБРИСТЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ С ПЛИТАМИ, ОПЕРТЫМИ ПО КОНТУРУ

Компоновка конструктивной схемы. В перекрытиях с плитами, опертыми по контуру, опорой для плит служат балки, которые располагают по осям колонн в двух направлениях и назначают одинаковой высоты (рис. 3.26). Сетка колонн обычно квадратная с шагом $4 \div 6$ м, но допускается и прямоугольная с отношением длинной стороны l_2 к короткой l_1 не более двух ($l_2/l_1 \leq 2$); практически принимают отношение $l_2/l_1 = 1 \div 1,5$.

Перекрытия без промежуточных опор и с малыми размерами плит (до 2 м) называют кессонными или часторебристыми. Балки в таких перекрытиях можно располагать параллельно его сторонам или под углом 45° (рис. 3.26, в). Толщина плиты в зависимости от ее размеров в плане и величины нагрузок может составлять $6 \div 14$ см (но не менее $1/50l_1$ при упругой заделке и $1/45l_1$ при свободном опирании), а в кессонных перекрытиях $3 \div 5$ см.

В монолитных железобетонных перекрытиях плиты жестко соединены с балками, а в сборных они могут иметь либо свободное опирание, либо жесткое (при наличии сварки выпусков арматуры и замоноличивания стыков). Плита работает на изгиб в двух направлениях. В зависимости от способа опирания по контуру различают девять схем плит (рис. 3.27, а): свободно опертая 1, с заделкой одной 2 и 3, двух 4, 5 и 6, трех 7, 8 или четырех сторон 9. Возможное расположение указанных плит в многопролетном перекрытии показано на рис. 3.27, б, в.

Перекрытия с плитами, опертыми по контуру, обычно менее экономичны, чем перекрытия с балочными плитами, однако по архитектурным соображениям их применяют для перекрытия залов, вестибюлей, фойе и тому подобных помещений. Повышение эффективности перекрытий с плитами, опертыми по контуру, может быть достигнуто членением перекрытия на сборные элементы (панели и балки) и замоноличиванием стыков на монтаже. Вариант такого сборного перекрытия, предложенный ГПИ-1, показан на рис. 3.26, б. В этом перекрытии прогоны, имеющие тавровое сечение с полкой в растянутой зоне, опираются на консоли колонн. На полки прогонов укладывают многопустотные (или ребристые) панели — по три панели в каждом поле. В смежных по-

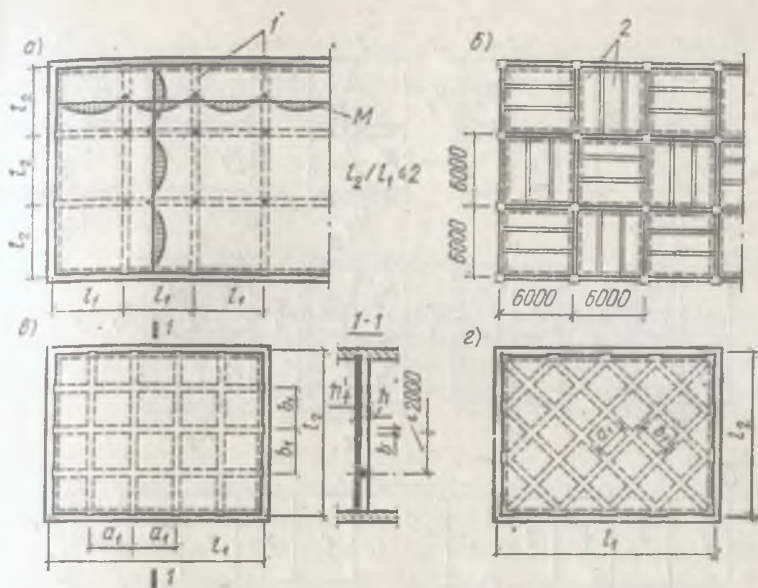


Рис. 3.26. Типы перекрытий с плитами, опертыми по контуру
 а — монолитное; б — сборное; в, г. — кессонное; 1 — балки; 2 — панели

лях перекрытия панели укладывают взаимно перпендикулярно и соединяют их по краям между собой и с прогонами сваркой закладных деталей. Крайние панели в каждом поле опираются на прогоны с трех сторон, а средние — только торцами. Для обеспечения совместной работы средней и крайних панелей продольные стороны панелей соединяют вчетверть с замоноличиванием раствором швов между ними, после чего вся плита работает как опертая по контуру.

Более индустриальны перекрытия, в которых все поле выполняют из одного элемента в виде сплошной однослойной или многослойной панели, ребристых, шатровых или вспарушенных крупноразмерных панелей. Однако при больших размерах панелей их применение затруднено по условиям транспортирования и монтажа.

Расчет плит, опертых по контуру. Точный расчет плит, опертых по контуру, представляет собой весьма сложную задачу теории упругости. На практике обычно для определения изгибающих моментов пользуются готовыми таблицами, вычисленными из условий упругой работы конструкции (прил. VIII), или расчет ведут по методу предельного равновесия (табл. 3.7).

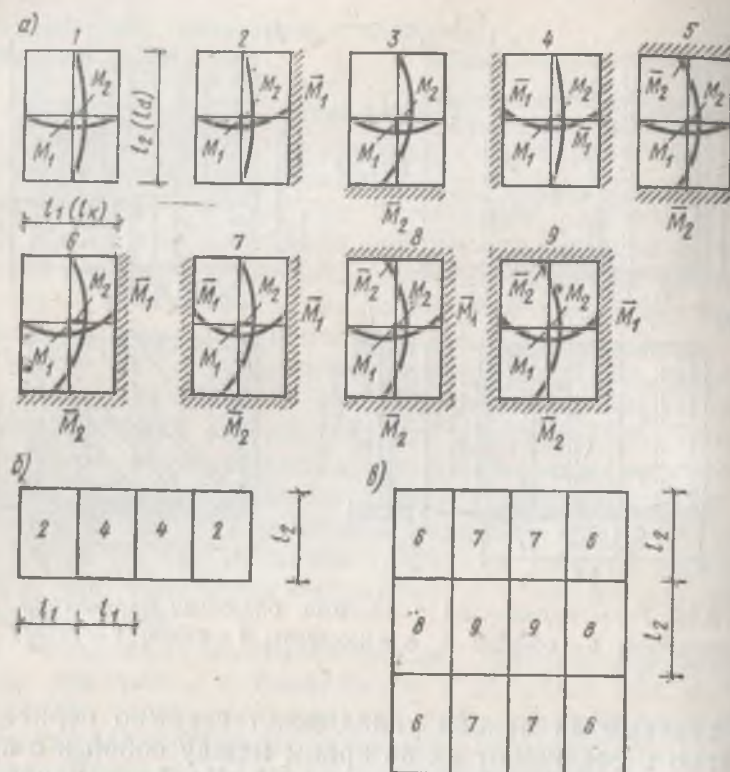


Рис. 3.27. Расчетные схемы железобетонных плит, опертых по контуру
а — типы плит; б, в — расположение плит на плане перекрытия; M_1 , M_2 — пролетные моменты; $\bar{M}_1$ и $\bar{M}_2$ — моменты на опоре; 1—9 — типы плит по схемам опирания

Таблица 3.7. Соотношения между расчетными моментами в плитах, опертых по контуру

l_2/l_1	1÷1,5	1,5÷2
M_2/M_1	0,2÷1	0,15÷0,5
M_{II}/M_I ; M'_{II}/M_I	1,3÷2,5	1÷2
M_{III}/M_I ; M'_{III}/M_I	1,3÷2,5	0,2÷0,75

При упругом расчете вначале подсчитывают полную (постоянную и временную) равномерно распределенную нагрузку, приходящуюся на все поле плиты:

$$P = (g + p)l_1l_2, \quad (3.26)$$

затем вычисляют максимальные изгибающие моменты на полюсу плиты шириной 1 м по формулам:
для пролетных моментов

$$M_1 = \alpha_{1i}P; \quad M_2 = \alpha_{2i}P, \quad (3.27)$$

для опорных моментов

$$M_I = \beta_{1i}P; \quad M_{II} = \beta_{2i}P, \quad (3.28)$$

где α_{1i} , α_{2i} , β_{1i} , β_{2i} — табличные коэффициенты для соответствующего случая опирания плиты (см. прил. VIII); индекс i — номер схемы опирания плиты; l_1 и l_2 — пролеты плиты в свету между балками, а для свободно опертого края — равного расстоянию от грани балки до середины опоры плиты.

Многопролетные неразрезные плиты, опертые по контуру, при равномерно распределенной нагрузке по всей панели можно расчленить на отдельные плиты и расчет вести по тем же таблицам. При этом на всех промежуточных опорах плита считается жестко заделанной, а в крайних пролетах, примыкающих к стенам или к обвязочным балкам, либо свободно опертой, либо заделанной. Исходя из этого допущения каждый пролет рассчитывают по соответствующему случаю опирания (рис. 3.27, б, в). При расчете плит разрешается (так же, как и в неразрезных плитах и балках) учитывать перераспределение усилий вследствие пластических деформаций, проявляющихся перед разрушением статически неопределимых конструкций.

Расчет плит методом предельного равновесия. Плита рассматривается в состоянии предельного равновесия как система плоских звеньев, соединенных между собой по линии излома пластическими шарнирами, возникающими в пролете по биссектрисам углов на опоре вдоль балок (рис. 3.28). В предельном состоянии усилия от действующих изгибающих моментов M воспринимаются арматурой A_s , расположенной в местах пластических шарниров; расчетная формула имеет вид

$$M \leq R_s A_s z_b, \text{ откуда на } 1 \text{ м плиты } A_s \geq M/R_s z_b, \text{ где } z_b = 0,9h_0.$$

Для достижения условного излома (провисания) плиты по пластическим шарнирам нужно совершить какую-то работу для внешних сил W_q и для внутренних сил сопротивления W_m . В предельном равновесии, когда разрушения еще нет, эти работы равны:

$$W_q = W_m. \quad (3.29)$$

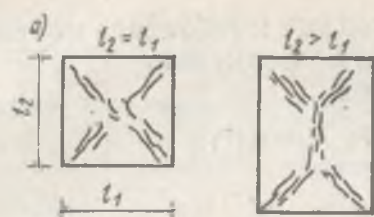
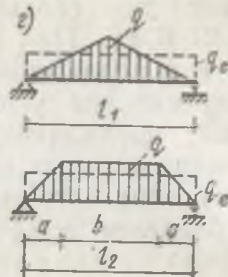
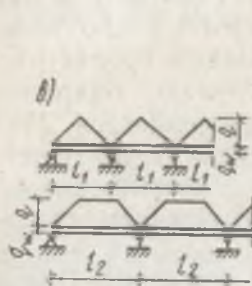


Рис. 3.28. К расчету плит, опертых по контуру, методом предельного равновесия

а — трещинообразование;
б — расположение изгибающих моментов; в — нагрузки на балки; г — эквивалентные нагрузки; 1 — линии членения плит; 2 — линии излома



Так как работа внешней нагрузки q

$$W_q = qv = \frac{qfl_1(3l_2 - l_1)}{6},$$

то работа внутренних сил сопротивления W_m определяется совершаемой работой шести изгибающих моментов на соответствующих углах поворота φ по линиям пластических шарниров (рис. 3.28, б). Поскольку

$$W_m = \sum M\varphi = (2\varphi M_1 + \varphi M_{II} + \varphi M'_{II})l_2 + (2\varphi M_2 + \varphi M_{II} + \varphi M'_{II})l_1,$$

где $\varphi \approx \tan \varphi = 2f/l_1$; f — наибольшая стрела прогиба плиты; $q = (g + p)$ — суммарная постоянная и временная нагрузка на 1 м^2 ,

то из условия равенства работ расчетная формула принимает вид

$$\frac{ql_1^2 (3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_I + M'_I) l_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II}) l_1. \quad (3.30)$$

В левой части формулы (3.30) расположены параметры нагрузки и размеров плиты в плане, а в правой части шесть неизвестных моментов на 1 м ширины плиты: два пролетных — M_1 и M_2 и четыре опорных — M_I , M'_I , M_{II} и M'_{II} . Значения этих моментов находят, пользуясь рекомендуемыми соотношениями между расчетными моментами согласно табл. 3.7. Задавшись соотношением моментов, задачу сводят к нахождению по формуле (3.30) одного неизвестного M_1 . Если плита имеет свободно опертые края, то в уравнении (3.30) соответствующие опорные моменты принимают равными нулю.

Арматуру по вычисленным значениям моментов рассчитывают как для изгибаемых элементов прямоугольного сечения. При этом рекомендуется в целях экономии стали в плитах пролетом $l_1 \geq 2,5$ м часть стержней, уложенных в пролете, не доводить до опоры на $1/4$ пролета l_1 (рис. 3.29, а). В таком случае следует учесть изменение содержания арматуры. Если количество нижней арматуры в краевой полосе сокращается вдвое, то расчетная формула (3.30) примет вид

$$\frac{ql_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = l_2 (2M_1 + M_I + M'_I) + l_1 (1,5M_2 - 0,5M_1 + M_{II} + M'_{II}). \quad (3.31)$$

Если плиты сравнительно малых пролетов ($l_1 < 2,5$ м) армируют рулонными сетками, отгибаемыми к опоре на расстоянии $0,25l_1$ (рис. 3.29, б), то краевые полосы совсем не будут иметь нижней арматуры; тогда расчетная формула (3.30) имеет вид

$$\frac{ql_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = l_2 (2M_1 + M_I + M'_I) + l_1 (M_2 - M_I + M_{II} + M'_{II}). \quad (3.32)$$

Согласно Руководству по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций [11], при армировании плит отдельными стержнями или плоскими сварными сетками можно вначале задаться соотношением f_{s2}/f_{s1} между площадями сечения арматур в пролете

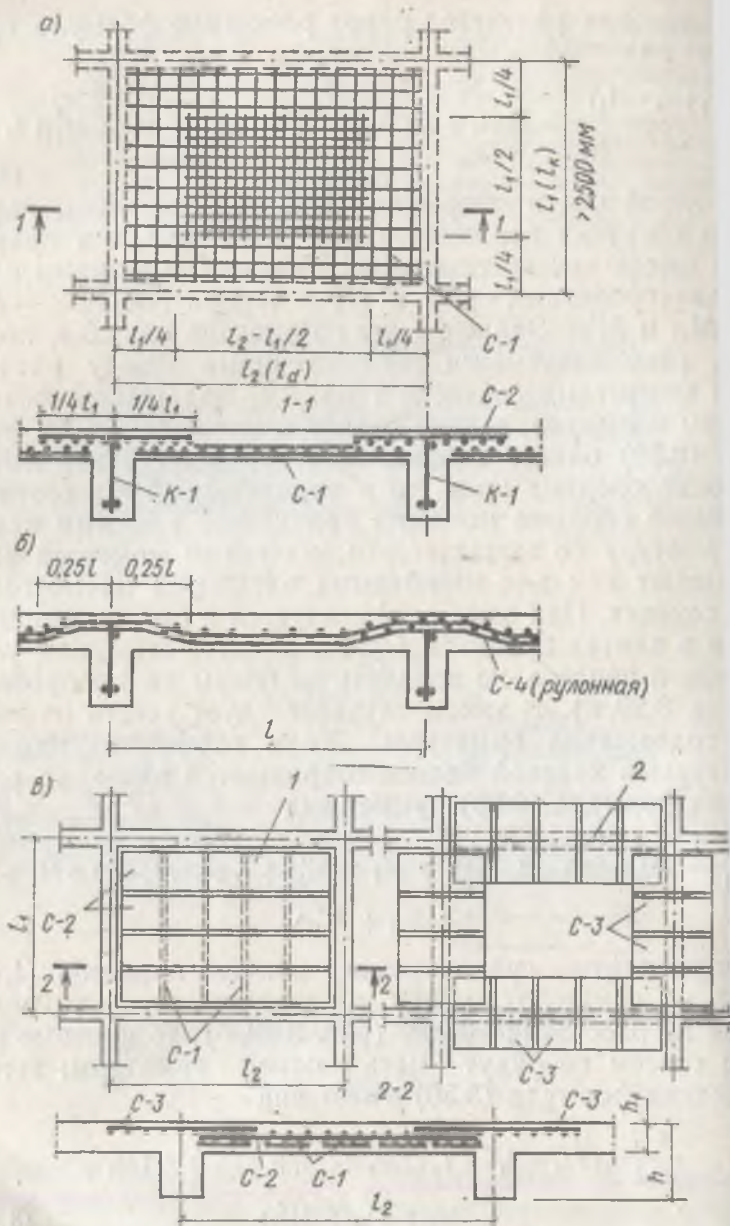


Рис. 3.29. Армирование плит, опертых по контуру

а — широкими сетками; б — рулонными сварными сетками; в — узкими сетками; 1 — план нижних сеток; 2 — то же, верхних сеток; К — касы; С — сетки

на 1 м плиты в зависимости от отношения пролетов l_2/l_1 (табл. 3.8), а соотношение между площадями сечения опорной и пролетной арматур, укладываемых на 1 м ширины плиты f_{s1}/f_{s1} , f'_{s1}/f_{s1} , f_{s11}/f_{s2} , f'_{s11}/f_{s2} , принять в

Т а б л и ц а 3.8. Соотношение площадей сечения арматуры f_{s2}/f_{s1} в плитах, опертых по контуру

l_2/l_1	f_{s2}/f_{s1}	l_2/l_1	f_{s2}/f_{s1}
1	1—0,8	1,6	0,5 —0,3
1,1	0,9—0,7	1,7	0,45—0,25
1,2	0,8—0,6	1,8	0,4 —0,2
1,3	0,7—0,5	1,9	0,35—0,2
1,4	0,6—0,4	2	0,2 —0,15
1,5	0,65—0,35	—	—

пределах $1 \div 2,5$, причем для средних пролетов это отношение назначают ближе к 2,5. Затем вычисляют содержание арматуры A_s на всю плиту по короткому пролету $l_1 (A_{s1})$ и по длинному пролету $l_2 (A_{s2})$. При обрыве 50 % стержней в $1/4$ пролета от опор

$$A_{s1} = f_{s1} \left(l_2 - 0,5 \frac{2l_1}{4} \right); \quad A_{s2} = f_{s2} \left(l_1 - 0,5 \frac{2l_1}{4} \right).$$

На опорах при наличии окаймляющих балок принимают

$$A_{sI} = A'_{sI} = f_{s1} l_2 \text{ и } A_{sII} = A'_{sII} = f_{s11} l_1.$$

Опорные и пролетные моменты определяют по формуле

$$M = z R_s A_s = (h_0 - 0,5x) R_s A_s = \left(h_0 - \frac{0,5 R_s A_s}{R_b l} \right) R_s A_s, \quad (3.33)$$

где A_s — значение арматуры в соответствующем сечении, выраженное относительно f_{s1} ; l — пролет, перпендикулярный рассматриваемому (для короткого направления принимают l_2 , а для длинного, наоборот, l_1).

Вычисленные по формуле (3.33) значения моментов M_1 , M_2 , M_I , M_{II} , подставляют в основное уравнение (3.30) или (3.31), из которых находят f_{s1} . Затем по принятым соотношениям определяют f_{s2} , f_{s1} , f_{s11} и назначают арматуру сеток. В многопролетных плитах, окаймленных по всему контуру балками, в предельном равновесии возникают распоры, которые препятствуют сво-

бодному прогибу и этим повышают несущую способность плит. Благодаря этому определенные по приведенным формулам расчетные моменты можно уменьшить: в сечениях первых пролетов и первых промежуточных опор при $l_c/l < 1,5$ — на 20 % и при $1,5 \leq l_c/l \leq 2$ — на 10 %, где l — расчетный пролет плиты в направлении, перпендикулярном краю перекрытия; l_c — расчетный пролет плиты в направлении, параллельном краю перекрытия.

Для одного и того же направления во всех пролетах рекомендуется назначать одинаковое количество стержней. Оптимальное содержание арматуры $0,3 \div 0,8$ %. На 1 м ширины плиты должно быть не менее четырех стержней. Основные правила конструирования плит, опертых по контуру, такие же, как и для обычных балочных плит.

Особенности расчета балок в перекрытиях с плитами, опертыми по контуру. Нагрузка от плиты, опертой по контуру, распределяется на балки по фигурам, определяемым биссектрисами углов контура плиты. С квадратных плит нагрузка передается с грузовой площади, имеющей вид треугольника, а с прямоугольных — вид трапеции для балок вдоль длинной стороны плиты и вид треугольника для балок вдоль короткой стороны плиты (рис. 3.28, в).

Если обозначить полную нагрузку на 1 м² плиты ($g+p$) через q , то при $l_2 > l_1$ полную треугольную нагрузку, передаваемую на балку в направлении l_1 с двух смежных пролетов, можно выразить формулой

$$P_1 = ql_1/2, \quad (3.34)$$

а нагрузку с двух смежных пролетов, передаваемую на балку в направлении l_2 с площади трапеции, формулой

$$P_2 = \frac{(2l_2 - l_1)}{2} l_1 q, \quad (3.35)$$

где $q = (g+p)$.

Изгибающие моменты при этих нагрузках для свободно лежащих балок будут соответственно равны:

$$M_{01} = ql^2/12; \quad (3.36)$$

$$M_{02} = [(3l_2^2 - l_1^2)/24] l_1 q. \quad (3.37)$$

Если балка нагружена с одной стороны (однопролетная плита или крайняя балка многопролетной плиты), то в формулах (3.34) — (3.37) значение нагрузки принимают $0,5q$.

В перекрытиях с плитами, опертыми по контуру, при расчете по упругой схеме моменты многопролетных балок с неравными пролетами определяют с помощью уравнений трех моментов как в обычных неразрезных балках. В случае равных или незначительно различающихся по длине пролетов (до 20 %) моменты таких балок можно найти из таблиц, заменив для упрощения расчета треугольную или трапецидальную нагрузку эквивалентной, равномерно распределенной согласно рис. 3.28, г.

Неразрезные балки можно рассчитывать с учетом перераспределения моментов. Тогда изгибающие моменты определяют по формулам:

$$\text{в первом пролете и на первой промежуточной опоре} \\ M = 0,7M_0 + ql^2/11; \quad (3.38)$$

в средних пролетах и на средних опорах

$$M = 0,5M_0 + ql^2/16, \quad (3.39)$$

а в среднем пролете трехпролетной балки момент принимают не менее чем в защемленной балке

$$M = 0,4M_0 + ql^2/24, \quad (3.40)$$

где M_0 — изгибающий момент в пролете свободно опертой балки от суммарной равномерно распределенной загрузки $q = g+p$, определяемой на 1 м ширины плиты для короткой и длинной сторон по формулам (3.36) и (3.37).

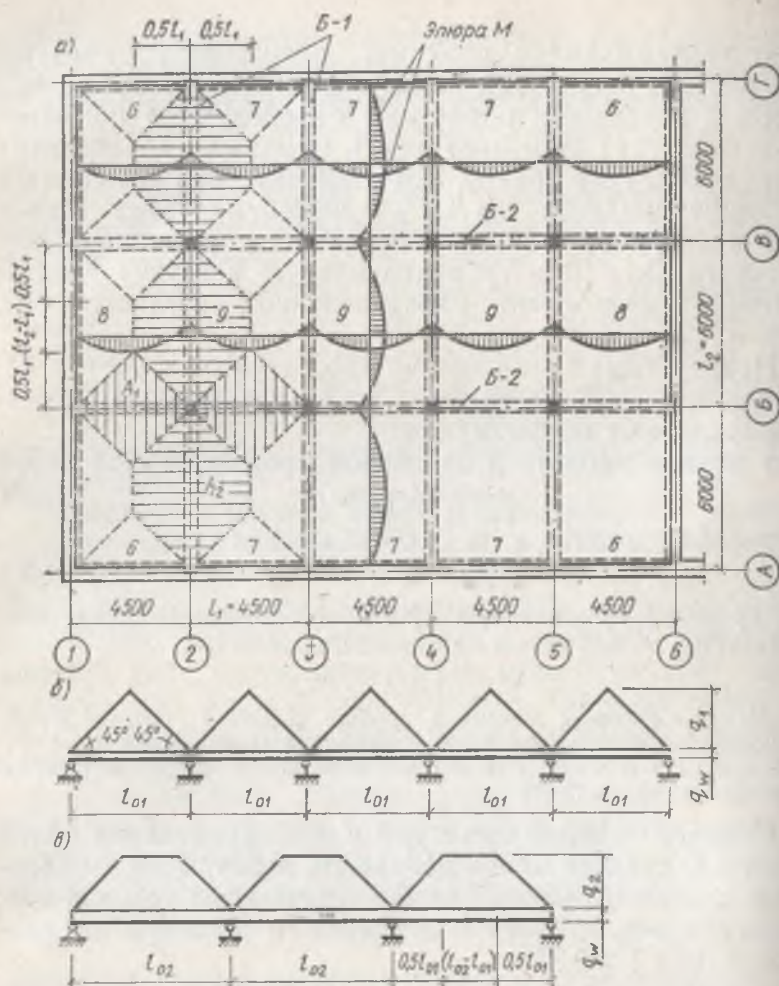
Порядок подбора арматуры и конструирования балок такой же, как для балок ребристых перекрытий с балочными плитами. Высоту балки назначают из условия возможности образования пластического шарнира на опоре, т. е. при $\xi \approx 0,35$;

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{A_0 b R_b \gamma_{b1}}} \quad \text{или} \quad h_0 \geq 1,8 \sqrt{\frac{M}{b R_b \gamma_{b1}}}; \quad h = h_0 + a.$$

Арматурные каркасы балок проектируют с разрывом нижних стержней на опоре, чтобы они взаимно пересекались. Для связи каркасов ставят дополнительные стержни.

Пример 3.6. Расчет элементов перекрытия с плитами, опертыми по контуру

Задание для проектирования. Рассчитать монолитное перекрытие с плитами, опертыми по контуру над залом размером в плане $18 \times 22,5$ м общественного здания с сеткой внутренних колонн $6 \times 4,5$ м (рис. 3.30, а). Край-



Гис. 3.30. Перекрытие с плитами, опертми по контуру (к примеру 3.6)

а — план; б — интенсивность нагрузки на продольную балку; в — то же, на поперечную балку; A_1 , A_2 — грузовая площадь; 6—9 — номера панелей по расчетной схеме

ние плиты свободно опираются на кирпичные стены. Нагрузки на перекрытие принять по табл. 3.9. Бетон класса В15, арматура из стали класса А-II и проволока класса Вр-I. Коэффициент $\gamma_n=0,95$.

Решение. Расчетные данные. Для бетона класса В15 (см. табл. 1.1, 1.3 и 1.6): $R_b=8,5$ МПа, $R_{b,ser}=11$ МПа, $R_{bt}=0,75$ МПа, $R_{bt,ser}=1,15$ МПа, $\gamma_{b2}=0,9$, $E_b=23\,000$ МПа; для арматуры из стали класса А-II (см.

Таблица 3.9. Нагрузки на ребристое перекрытие с плитами, опертыми по контуру

Вид нагрузки	Нормативная	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная (округленно) нагрузка, Н/м ²
Постоянная:			
от паркетного пола, толщиной $t=20$ мм; плотностью $\rho=600$ кг/м ³	120	1,1	130
от цементной стяжки, $t=20$ мм, $\rho=2000$	400	1,2	480
от шлакобетонного слоя, $t=50$ мм (плиты), $\rho=1600$	800	1,2	960
от шлакового слоя, $t=30$ мм, $\rho=1000$	300	1,2	360
от плиты перекрытия (при $h \geq 1/50 l_1$, $t=120$ мм, $\rho=2500$)	3000 5000	1,1	3300 5500
Итого	$g^n = 4620$		$g = 5230$
Временная (по п. 4 табл. 2.2):			
длительная p_{ld}	2000	1,2	2400
кратковременная p_{cd}	4000	1,2	4800
Итого	$p^n = 6000$		$p = 7200$
Полная:			
постоянная и длительная	6620		7630
кратковременная	4000		4800
Всего	$(g^n + p^n) = 10\ 620$		$(g + p) = 12\ 430$

табл. 1.7): $R_s=280$ МПа, $R_{sw}=225$ МПа, $E_s=2,1 \times 10^5$ МПа; для проволоки класса Вр-I: $R_s=365$ МПа, $R_{sw}=265$ МПа (при $d=4$ мм), $R_s=360$ МПа — при $d=5$ мм; для арматуры $\varnothing 6-8$ мм класса А-III, $R_s=355$ МПа, $R_{sw}=285$ МПа.

Определение усилий в плитах методом предельного равновесия. Расчетные пролеты плиты l_{01} и l_{02} :

предварительно назначаем размеры балок

$$h = \left(\frac{1}{12} + \frac{1}{20} \right) l,$$

принимаям $h=600/12=50$ см, ширина $b=0,4 h=0,4 \times 50=20$ см;

расчетные пролеты плит в свету для средних полей: $l_{01}=450-20=430$ см; $l_{02}=600-20=580$ см; то же, для крайних полей: $l_{01}=450-10-20+0,5 \cdot 12=426$ см; $l_{02}=600-10-20+0,5 \cdot 12=576$ см.

Отношение $l_{02}/l_{01}=580/430=1,35$. По табл. 3.7 принимаем $M_2/M_1=0,7$; $M_I/M_I=M'_I M_I=2$; $M_{II}/M_I=M'_{II}/M_I=2$.

По конструктивным условиям 50 % арматуры обрывается в пролете на расстоянии $1/4 l_1 \approx 110$ см от контурных балок. Тогда по формуле (3.31) вычисляем значение момента M_I для средних плит 9:

$$\frac{12 \cdot 430 \cdot 4,3^2}{12} (3 \cdot 5,8 - 4,3) = 5,8 (2M_I + 2 \cdot 2M_I) +$$

$$+ 4,3 (1,5 \cdot 0,7 M_I - 0,5 M_I + 2 \cdot 2M_I);$$

$$253\,000 = 54,5 M_I;$$

$$M_I = 253\,000/54,5 = 4650 \text{ Н} \cdot \text{м} = 4,65 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Исходя из принятых соотношений моментов вычислим:

$$M_2 = 0,7 M_I = 0,7 \cdot 4,65 = 3,25 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 2M_I = 2 \cdot 4,65 = 9,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Моменты в крайних плитах 7: по формуле (3.31) при $M'_{II}=0$ и $M_{II}=9,3$ кН·м, вычисленном по средней панели 9, определяем:

$$\frac{12 \cdot 430 \cdot 4,3^2}{2} (3 \cdot 5,76 - 4,3) = 5,76 (2M_I + 2 \cdot 2M_I) + 4,3 \times$$

$$\times (1,5 \cdot 0,7 M_I - 0,5 M_I + 9,3 + 0);$$

$$250 = 34,6 M_I + 2,36 M_I + 40; 210 = 36,96 M_I;$$

$$M_I = 210/36,96 = 5,83 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = 0,7 M_I = 0,7 \cdot 5,83 = 4,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_I = M'_I = 2M_I = 2 \cdot 5,83 = 11,66 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Моменты в крайних плитах 8: при $M_I=0$ и $M'_I=9,3$ кН·м определяем:

$$\frac{12 \cdot 43 \cdot 4,26^2}{12} (3 \cdot 5,8 - 4,26) = 5,8 (2M_I + 0 + 9,3) +$$

$$+ 4,26 (1,5 \times 0,7 M_I - 0,5 M_I + 2 \cdot 2M_I);$$

$$249 = 11,6 M_I + 54 + 19,4 M_I; 195 = 31 M_I;$$

$$M_I = 195/31 = 6,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = 0,7 \cdot 6,3 = 4,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = M'_{II} = 2M_I = 2 \cdot 6,3 = 12,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Моменты в угловых плитах 6: при $M_I=0$; $M'_{II}=0$ и $M'_I=11,66$ кН·м, $M_{II}=12,6$ кН·м, известных из расчета плит 7 и 8, вычисляем по формуле (3.31):

$$\begin{aligned} \frac{12,43 \cdot 4,26^2}{12} (3 \cdot 5,76 - 4,26) &= 5,76 (2M_I + 0 + 11,66) + \\ &+ 4,26 (1,5 \cdot 0,7M_I - 0,5M_I + 12,6 + 0); \\ 246 &= 11,52M_I + 67 + 53,7 + 2,35M_I; \quad 125 = 13,9M_I; \\ M_I &= 125/13,9 = 8,98 \approx 9 \text{ кН·м}; \\ M_2 &= 0,7 \cdot 9 = 6,3 \text{ кН·м}. \end{aligned}$$

Учитывая действие распора в предельном состоянии плит, опертых по контуру, при расчете арматуры в средних плитах 9, окаймленных со всех сторон балками, изгибающие моменты уменьшаем на 20 % (коэффициент $\eta=0,8$); для плит 6—8 со свободно опертыми краями коэффициент $\eta=1$.

Вариант расчета усилий по упругой схеме с помощью таблиц прил. VIII. Полная нагрузка $q=(q+p)=12430$ Н/м², суммарная нагрузка на все поле плиты

$$P=l_1l_2q=4,3 \cdot 5,8 \cdot 12,43=310 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты по формулам (3.27) и (3.28) для плит:

угловая плита по схеме 6 (при $M_I=0$, $M'_{II}=0$):

$$\begin{aligned} M_I &= \alpha_{16}P = 0,0321 \cdot 310 = 10 \text{ кН·м}; \\ M'_I &= \beta_{16}P = 0,071 \cdot 310 = 22 \text{ кН·м}; \\ M_2 &= \alpha_{26}P = 0,0176 \cdot 310 = 5,44 \text{ кН·м}; \\ M_{II} &= \beta_{26}P = 0,039 \cdot 310 = 12,1 \text{ кН·м}. \end{aligned}$$

Крайняя плита по схеме 7 (при $M_{II}=0$):

$$\begin{aligned} M_I &= \alpha_{17}P = 0,0232 \cdot 310 = 7,18 \text{ кН·м}; \\ M_{II} &= M'_{II} = \beta_{17}P = 0,0535 \cdot 310 = 16,6 \text{ кН·м}; \\ M_2 &= \alpha_{27}P = 0,015 \cdot 310 = 4,65 \text{ кН·м}; \\ M_{II} &= \beta_{27}P = 0,022 \cdot 310 = 6,8 \text{ кН·м}. \end{aligned}$$

Крайняя плита по схеме 8 (при $M_I=0$):

$$\begin{aligned} M_I &= \alpha_{18}P = 0,0272 \cdot 310 = 8,3 \text{ кН·м}; \\ M'_I &= \beta_{18}P = 0,0577 \cdot 310 = 17,9 \text{ кН·м}; \\ M_2 &= \alpha_{28}P = 0,0171 \cdot 310 = 5,3 \text{ кН·м}; \\ M_{II} &= M'_{II} = \beta_{28}P = 0,0423 \cdot 310 = 13,1 \text{ кН·м}. \end{aligned}$$

Средняя плита по схеме 9:

$$\begin{aligned} M_I &= \alpha_{19} P = 0,0209 \cdot 310 = 6,3 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ M_I &= M'_I = \beta_{19} P = 0,0474 \cdot 310 = 14,7 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ M_{II} &= \alpha_{29} P = 0,0115 \cdot 310 = 3,56 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ M_{II} &= M'_{II} = \beta_{29} P = 0,029 \cdot 310 = 8,05 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

При расчете по упругой схеме неразрезных плит, опертых по контуру, расчетные моменты на опорах M_I или M_{II} принимают равными полусумме опорных моментов M^i и M^r , примыкающих слева и справа к рассматриваемой опоре панелей:

$$M_I = (M^i_I + M^r_I)/2; \quad M_{II} = (M^i_{II} + M^r_{II})/2. \quad (3.41)$$

Сравнительные данные значений моментов в плитах, подсчитанных методом предельного равновесия и по упругой схеме с помощью таблиц, показывают, что расчетные моменты по упругой схеме выше на 20—50 % (см. табл. 3.10). Расчет методом предельного равновесия приводит к выравниванию опорных моментов и позволяет получить экономию стали при армировании.

Расчет арматуры плит. Арматуру сеток плит рассчитываем по значениям моментов, вычисленных методом

Т а б л и ц а 3.10. Значения изгибающих моментов в плитах, опертых по контуру

Плита	№ схемы на рис. 3.30	Момент, кН·м, по пролету					
		короткому			длинному		
		M_I	M_{II}	M'_I	M_{II}	M'_{II}	M'_{II}
Угловая	6	$\frac{9}{10}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{11,66}{22}$	$\frac{6,3}{5,44}$	$\frac{12,6}{12,1}$	$\frac{0}{0}$
Крайняя	7	$\frac{5,83}{7,18}$	$\frac{11,66}{16,6}$	$\frac{11,66}{16,6}$	$\frac{4,1}{4,65}$	$\frac{9,3}{6,8}$	$\frac{0}{0}$
»	8	$\frac{6,3}{8,3}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{9,3}{17,9}$	$\frac{4,4}{5,3}$	$\frac{12,6}{13,1}$	$\frac{12,6}{13,1}$
Средняя	9	$\frac{4,65}{6,3}$	$\frac{9,3}{14,7}$	$\frac{9,3}{14,7}$	$\frac{3,23}{3,56}$	$\frac{9,3}{8,05}$	$\frac{9,3}{8,05}$

Примечание. Значения над чертой — при вычислении методом предельного равновесия, под чертой — по упругой схеме.

предельного равновесия, с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$. Подбор сечений арматуры на 1 м ширины плиты при толщине $h = 12$ см, $h_{01} = 12 - 1,5 = 10,5$ см, $h_{02} = 12 - 2,2 = 9,8$ см:

в крайней плите 6 — в пролете

$$A_{s1} = \frac{\eta M_I \gamma_n}{0,9 h_{01} R_s} = \frac{1 \cdot 900 \cdot 0,95}{0,9 \cdot 10,5 \cdot 360 (100)} = 2,5 \text{ см}^2;$$

принято 13 Ø 5 Вр-I, $A_s = 2,55 \text{ см}^2$;

$$\mu = 2,55 \cdot 100 / 100 \cdot 10,5 = 0,243 \%$$

$$A_{s1} = \frac{\eta M_I \gamma_n}{0,9 h_{01} R_s} = \frac{1 \cdot 630 \cdot 0,95}{0,9 \cdot 9,8 \cdot 360 (100)} = 1,9 \text{ см}^2,$$

принято 10 Ø 5 Вр-I, $A_s = 1,96 \text{ см}^2$;
на опоре

$$A'_{s1} = \frac{1 \cdot 166 \cdot 0,95}{0,9 \cdot 10,5 \cdot 355 (100)} = 3,3 \text{ см}^2,$$

принято 7 Ø А-III, $A_s = 3,52 \text{ см}^2$;

$$A_{sII} = \frac{1 \cdot 260 \cdot 0,95}{0,9 \cdot 10,5 \cdot 355 (100)} = 3,55 \text{ см}^2,$$

принято 8 Ø 8 А-III, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$;
в крайней плите 7:
в пролете

$$A_{s1} = \frac{583 \cdot 0,95}{360 (100) 0,9 \cdot 10,5} = 1,62 \text{ см}^2;$$

принято 9 Ø 5 Вр-I, $A_s = 1,77 \text{ см}^2$;

$$A_{s2} = \frac{410 \cdot 0,95}{360 (100) 0,9 \cdot 9,8} = 1,23 \text{ см}^2;$$

принято 7 Ø 5 Вр-I, $A_s = 1,37 \text{ см}^2$.
На опоре

$$A_{sII} = \frac{930 \cdot 0,95}{355 (100) 0,9 \cdot 10,5} = 2,6 \text{ см}^2,$$

принято 10 Ø 6 А-III, $A_s = 2,83 \text{ см}^2$ или 6 Ø 8 А-III, $A_s = 3,02 \text{ см}^2$; A'_{s1} и $A_{s1} =$ — то же, что на опоре панели 6 (7 Ø 8 А-III, $A_s = 3,52 \text{ см}^2$);

в крайней плите 8:
в пролете

$$A_{s1} = \frac{630 \cdot 0,95}{360 (100) 0,9 \cdot 10,5} = 1,75 \text{ см}^2;$$

принято 9 Ø 5 Вр-I, $A_s=1,77 \text{ см}^2$;

$$A_{s2} = \frac{440\,000 \cdot 0,95}{360(100)0,9 \cdot 9,8} = 1,31 \text{ см}^2,$$

принято 7 Ø 5 Вр-I, $A_s=1,37 \text{ см}^2$.

На опоре: A'_{s1} принимаем по значению A_{s11} для плиты 7, так как моменты равны 9,3 кН·м (10 Ø 6 А-III $A_s=2,83 \text{ см}^2$); A'_{s11} принимаем по A_{s11} плиты 6, так как моменты равны 12,6 кН·м (8 Ø 8 А-III, $A_s=4,02 \text{ см}^2$).

в средней плите 9:

в пролете (при коэффициенте $\eta=0,8$)

$$A_{s1} = \frac{0,8 \cdot 465\,000 \cdot 0,95}{360(100)0,9 \cdot 10,5} = 1,04 \text{ см}^2;$$

принято 6 Ø 5 Вр-I, $A_s=1,18 \text{ см}^2$;

$$A_{s2} = \frac{0,8 \cdot 323\,000 \cdot 0,95}{360(100)0,9 \cdot 9,8} = 0,77 \text{ см}^2;$$

можно принять 4 Ø 5 Вр-I, $A_s=0,79 \text{ см}^2$; из конструктивных соображений с учетом обрыва 50 % стержней в средней части плиты принимаем 8 Ø 5 Вр-I.

На опоре арматуру ставим такую же, как в примыкающих плитах по моменту $M=9,3 \text{ кН·м}$; 10 Ø 6 А-III $A_s=2,83 \text{ см}^2$.

Армирование плит перекрытия вязанными широкими сетками показано на рис. 3.31. При конструировании сеток следует унифицировать сечения стержней и расстояния между ними. Поэтому в пределах допусков фактические размеры и количество стержней могут несколько отличаться от теоретически вычисленных. Спецификация сеток приведена в табл. 3.11, а схемы сеток — на рис. 3.32.

После расчета плит по прочности определяют прогибы и ширину раскрытия трещин, пользуясь формулами второй группы предельных состояний; при этом должны соблюдаться условия (2.5) и (2.7). Методика определения прогибов плит, опертых по контуру, приведена в Руководстве [11], а ширину раскрытия трещин $a_{срс}$ вычисляют по формуле (2.120) аналогично примеру 3.1.

Расчет балок. В перекрытии (см. рис. 3.30) имеются неразрезные балки двух видов — трехпролетные Б-1 и пятипролетные Б-2. Сечение их при расчете плит принято одинаковым: $b \times h = 20 \times 50 \text{ см}$ ($h=1/12 l_2 = 600/12 = 50 \text{ см}$; $b=0,4 h = 0,4 \cdot 50 = 20 \text{ см}$). Нагрузки на балки передаются с плит по площадям, ограничен-

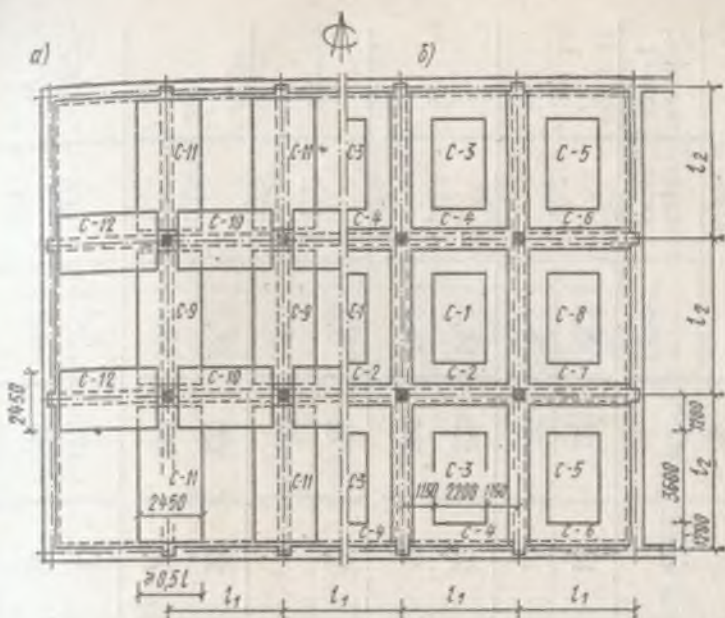


Рис. 3.31. Армирование плит, опертых по контуру, плоскими сварными сетками

а — план верхних сеток; б — то же, нижних сеток

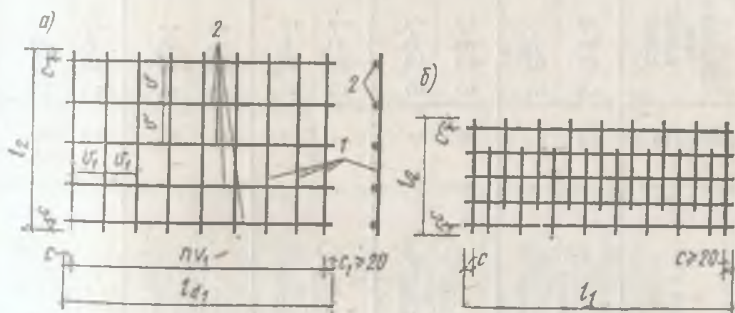


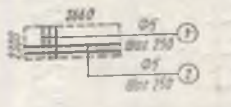
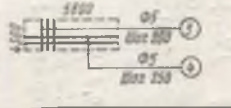
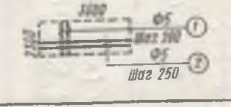
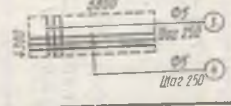
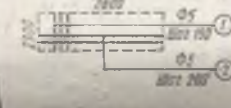
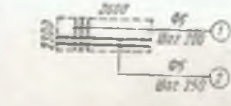
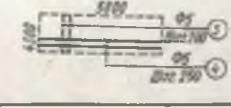
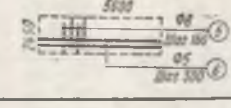
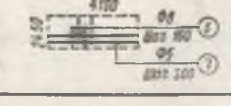
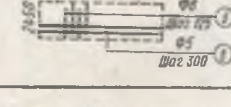
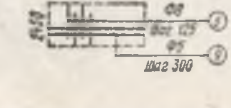
Рис. 3.32. Сварные сетки (к табл. 3.11)

а — в пролете плит; б — на опорах; c — расстояние между стержнями; n — количество стержней; 1 — короткие стержни; 2 — длинные стержни

ным биссектрисами углов их контура, т. е. с меньшего пролета по закону треугольника, а с большего — по трапеции. Расчетные схемы балок показаны на рис. 3.33.

Расчет балки Б-1 проводим как обычной неразрезной трехпролетной балки с учетом перераспределения усилий. Расчетные пролеты: крайние — $l_{01} = l_2 - 0,5h_c - C +$

Таблица 3.11. Спецификация арматуры сварных сеток плит на одно перекрытие

Плиты	Марка сетки	Эскиз	№ стержня	Диаметр, мм; класс стали	Длина l, мм	Количество л, шт.	л1, м	Масса, кг		
								позиции	одной сетки	на перекрытие
9	С-1 (шт. 3)		1	5 Вр-I	2300	15	35	5,1	10,3	31
			2	5 Вр-I	3600	10	36	5,2		
	С-2 (шт. 3)		3	5 Вр-I	4300	24	103	14,9	30,1	91
			4	5 Вр-I	5800	18	105	15,2		
7	С-3 (шт. 6)		1	5 Вр-I	2300	19	44	6,4	11,2	68
			2	5 Вр-I	3600	9	33	4,8		
	С-4 (шт. 6)		3	5 Вр-I	4300	30	130	18,7	33,9	204
			4	5 Вр-I	5800	18	105	15,2		
6	С-5 (шт. 4)		1	5 Вр-I	2300	25	58	8,4	14,6	58,5
			2	5 Вр-I	3600	12	43	6,2		
	С-6 (шт. 4)		3	5 Вр-I	4300	40	173	25	43,5	174
			4	5 Вр-I	5800	22	128	18,5		
8	С-7 (шт. 2)		1	5 Вр-I	2300	19	44	6,4	11,2	23
			2	5 Вр-I	3600	9	33	4,8		
	С-8 (шт. 2)		3	5 Вр-I	4300	30	129	18,6	33,8	67,6
			4	5 Вр-I	5800	18	105	15,2		
Надпорные	С-9 (шт. 4)		5	8 А-III	1900	36	69	27,2	34,6	139
			6	5 Вр-I	5600	9	51	7,4		
	С-10 (шт. 6)		5	8 А-III	1900	27	52	20,5	25,9	156
			7	5 Вр-I	4100	9	37	5,4		
Надпорные	С-11 (шт. 8)		5	8 А-III	1900	47	90	35,5	43	364
			8	5 Вр-I	5700	9	52	7,5		
	С-12 (шт. 4)		5	8 А-III	1900	33	63	25	30,5	122
			9	5 Вр-I	4200	9	38	5,5		

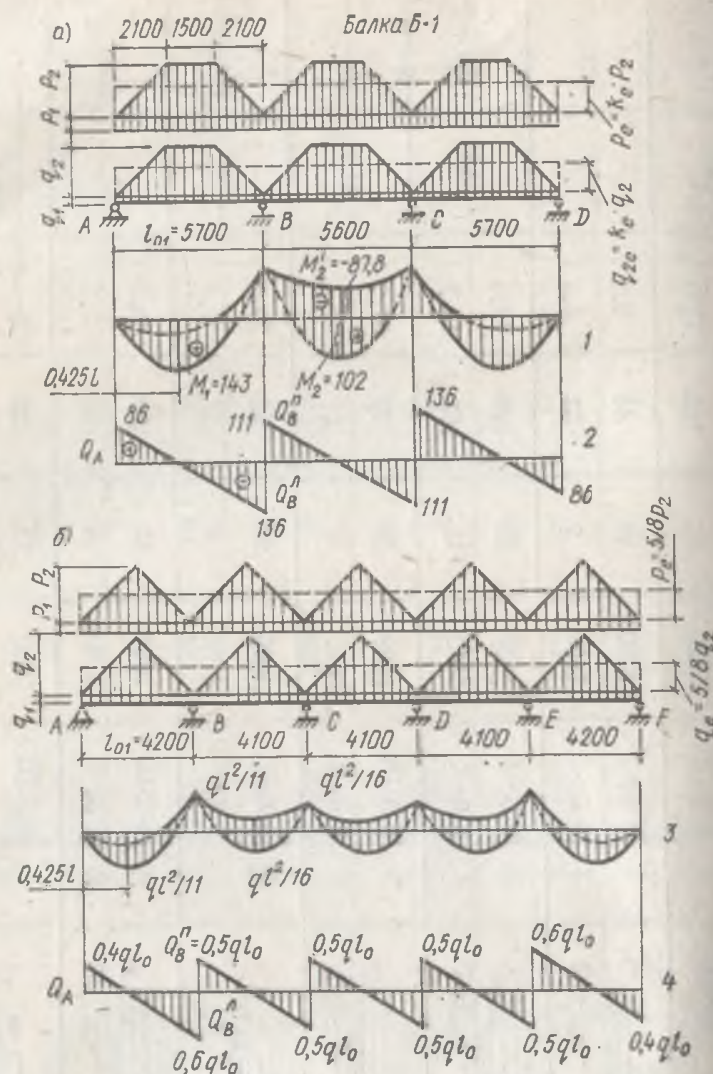


Рис. 3.33. Схемы нагружений и эпюры M и Q в балках перекрытия с плитами, опираемыми по контуру
 а — по длинной стороне; б — по короткой стороне; 1, 3 — эпюры M ; 2, 4 — эпюры Q .

$+0,5B=600-0,5 \cdot 40-20+0,5 \cdot 25=572$ см (здесь $h_c=40$ см — сторона сечения колонны, $C=20$ см — расстояние разбивочной оси стены от ее внутренней грани, $B=25$ см — глубина заделки балки в стену); среднее расстояние между колоннами $l_{02}=l_2-h_c=600-40=560$ см. Отношение пролетов $l_{01}/l_{02}=572/560=1,02$.

разница составляет менее 10 %; балку рассчитываем как равнопролетную с расчетным пролетом $l=570$ см. Для упрощения можно также принимать расчетный пролет балки равным пролету плиты в свету между ребрами, что идет в запас прочности.

Определение нагрузок и усилий. Расчетная равномерно распределенная нагрузка от собственного веса балки и части перекрытия, непосредственно расположенного над балкой шириной b ,

$$q_1=(h-h_p)br\gamma_1+gb=(0,5-0,12)0,2 \cdot 25 \cdot 000 \cdot 1,1+5230 \cdot 0,2=3140 \text{ Н/м};$$

то же, временная нагрузка, расположенная непосредственно над балкой:

$$p_1=pb=7200 \cdot 0,2=1440 \text{ Н/м};$$

суммарная равномерно распределенная нагрузка над балкой

$$q_b=(q_1+p_1)=3140+1440=4580 \text{ Н/м}.$$

Постоянная расчетная (распределенная по закону треугольника и трапеции) нагрузка, действующая на балку от собственного веса перекрытия (см. табл. 3.9) с двух прилегающих к балке плит:

$$q_2=g l_1=5230 \cdot 4,3=22500 \text{ Н/м}.$$

Расчетная временная нагрузка, действующая на балку по закону трапеции и треугольника, $p_2=7200 \cdot 4,3=31000$ Н/м, в том числе длительная $p_{2ld}=2400 \times 4,3=10300$ Н/м.

Эквивалентная равномерно распределенная нагрузка, передаваемая на балку (см. рис. 3.33):

постоянная

$$q_e=k_e q_2=0,777 \cdot 22500=17500 \text{ Н/м},$$

где

$$k_e=1-2\alpha^2+\alpha^3=1-2 \cdot 0,37^2+0,37^3=0,777;$$

$$\alpha=a/l_2=2,15/5,8=0,37;$$

$$a=0,5[l_2-(l_2-l_1)]=0,5[5,8-(5,8-4,3)]=2,15 \text{ м};$$

временная

$$p=k_e p_2=0,777 \cdot 31000=24100 \text{ Н/м};$$

суммарная постоянная равномерно распределенная нагрузка

$$q=q_1+q_e=3140+17500=20640 \text{ Н/м};$$

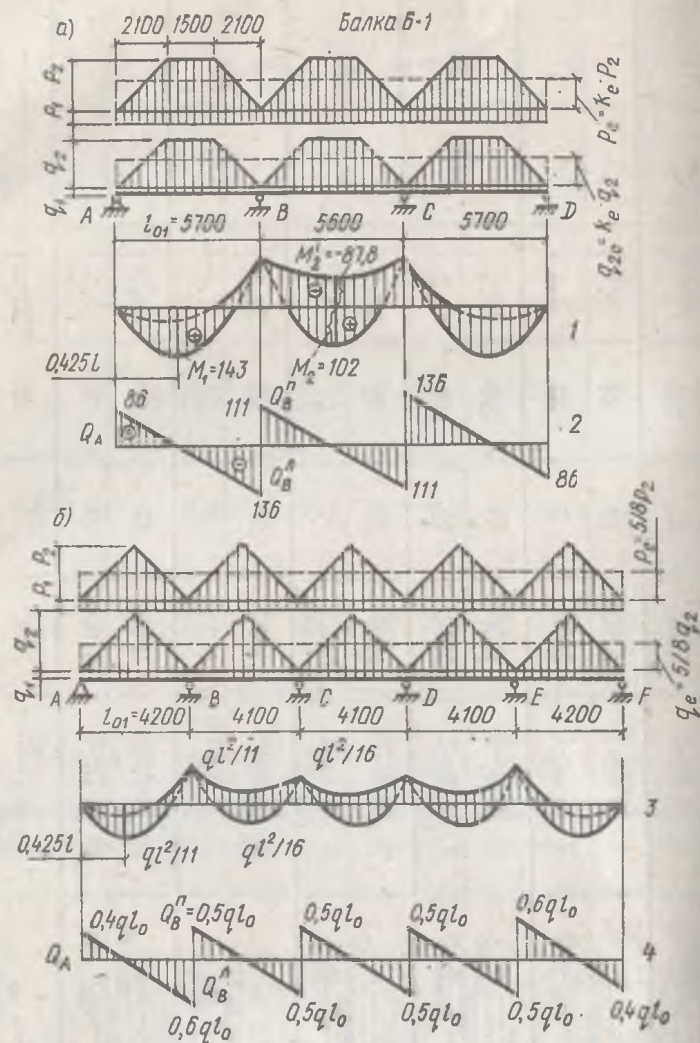


Рис. 3.33. Схемы нагружений и эпюры M и Q в балках перекрытия с плитами, опертые по контуру
 а — по длинной стороне; б — по короткой стороне; 1, 3 — эпюры M ; 2, 4 — эпюры Q .

$+0,5B=600-0,5\cdot 40-20+0,5\cdot 25=572$ см (здесь $h_c=40$ см — сторона сечения колонны, $C=20$ см — расстояние разбивочной оси стены от ее внутренней грани, $B=25$ см — глубина заделки балки в стену); среднее (в свету между колоннами) $l_{02}=l_2-h_c=600-40=560$ см. Отношение пролетов $l_{01}/l_{02}=572/560=1,02$

разница составляет менее 10 %; балку рассчитываем как равнопролетную с расчетным пролетом $l=570$ см. Для упрощения можно также принимать расчетный пролет балки равным пролету плиты в свету между ребрами, что идет в запас прочности.

Определение нагрузок и усилий. Расчетная равномерно распределенная нагрузка от собственного веса балки и части перекрытия, непосредственно расположенного над балкой шириной b ,

$$q_1=(h-h_p)bp\gamma_1+gb=(0,5-0,12)0,2\cdot 25\cdot 0,001,1+5230\cdot 0,2=3140 \text{ Н/м};$$

то же, временная нагрузка, расположенная непосредственно над балкой:

$$p_1=pb=7200\cdot 0,2=1440 \text{ Н/м};$$

суммарная равномерно распределенная нагрузка над балкой

$$q_b=(q_1+p_1)=3140+1440=4580 \text{ Н/м}.$$

Постоянная расчетная (распределенная по закону треугольника и трапеции) нагрузка, действующая на балку от собственного веса перекрытия (см. табл. 3.9) с двух прилегающих к балке плит:

$$q_2=gl_1=5230\cdot 4,3=22\,500 \text{ Н/м}.$$

Расчетная временная нагрузка, действующая на балку по закону трапеции и треугольника, $p_2=7200\cdot 4,3=31\,000$ Н/м, в том числе длительная $p_{2ld}=2400\times 4,3=10\,300$ Н/м.

Эквивалентная равномерно распределенная нагрузка, передаваемая на балку (см. рис. 3.33):

постоянная

$$q_e=k_e q_2=0,777\cdot 22\,500=17\,500 \text{ Н/м},$$

где

$$k_e=1-2\alpha^2+\alpha^3=1-2\cdot 0,37^2+0,37^3=0,777;$$

$$\alpha=a/l_2=2,15/5,8=0,37;$$

$$a=0,5[l_2-(l_2-l_1)]=0,5[5,8-(5,8-4,3)]=2,15 \text{ м};$$

временная

$$p=k_e p_2=0,777\cdot 31\,000=24\,100 \text{ Н/м};$$

суммарная постоянная равномерно распределенная нагрузка

$$q=q_1+q_e=3140+17\,500=20\,640 \text{ Н/м};$$

суммарная временная равномерно распределенная нагрузка

$$p = p_1 + p_e = 1440 + 24 \cdot 100 = 25 \cdot 540 \text{ Н/м.}$$

Изгибающие моменты в свободно опертых однопролетных балках по формуле (3.37)

$$M_0 = \frac{(3l_2^2 - l_1^2) l_1 q}{24} = \frac{(3 \cdot 5,8^2 - 4,3^2) 4,3 \cdot 12 \cdot 430}{24} = 186 \cdot 000 \text{ Н} \cdot \text{м} = 186 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

здесь $q = (g + p) = 12 \cdot 430 \text{ Н/м}^2$ (по табл. 3.9); l_2, l_1 — пролеты плиты в свету.

Изгибающие моменты в первом пролете и на первой промежуточной опоре по формуле (3.38)

$$M_1 = M_B = 0,7M + \frac{q_b l^2}{11} = 0,7 \cdot 186 + \frac{4,58 \cdot 5,7^2}{11} = 143 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Изгибающие моменты в среднем пролете по формуле (3.39)

$$M_2 = 0,5M_0 + \frac{q_b l^2}{16} = 0,5 \cdot 186 + \frac{4,58 \cdot 5,7^2}{16} = 102 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

минимальное значение момента в среднем пролете трехпролетной балки с учетом защемления на опорах

$$M_2 = 0,4M_0 + \frac{q_b l^2}{24} = 0,4 \cdot 186 + \frac{4,58 \cdot 5,7^2}{24} = 80 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поперечные силы на опорах: на крайней опоре

$$Q_A = 0,5(P_2 + q_b l) - M_B/l = 0,5(196 + 4,58 \cdot 5,7) - 143/5,7 = 86 \text{ кН,}$$

где P_2 при трапециевидной нагрузке по формуле (3.35):

$$P_2 = \frac{(2l_2 - l_1) l_1 (g + p)}{2} = \frac{(2 \cdot 5,8 - 4,3) 4,3 \cdot 12 \cdot 430}{2} = 196 \cdot 000 \text{ Н} = 196 \text{ кН};$$

на первой от края опоре слева

$$Q_{B1} = 0,5(P_2 + q_b l) + M_B/l = 0,5(196 + 4,58 \cdot 5,7) + 143/5,7 = 136 \text{ кН};$$

на первой от края опоре справа

$$Q_{B2} = 0,5(P_2 + q_b l) = 0,5(196 + 4,58 \cdot 5,7) = 111 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты и поперечные силы в балке можно также определить по суммарной равномерно распределенной нагрузке, где трапециевидная или треуголь-

ная нагрузка заменена на эквивалентную равномерно распределенную q_e и p_e . В этом случае расчет производится подобно расчету неразрезных второстепенных балок монолитных балочных перекрытий (см. пример 3.1). Значения моментов M и поперечных сил Q для пятипролетной балки Б-2 с учетом эквивалентных нагрузок показаны на рис. 3.33, б.

Для построения огибающей эпюры моментов балки Б-1 (рис. 3.33, а) вычисляем минимальные значения пролетных моментов аналогично примеру 3.1. С учетом эквивалентных нагрузок расчетные равномерно распределенные нагрузки на балку будут

$$q_p = q + p = 20 \cdot 640 + 25 \cdot 540 = 46 \cdot 180 \text{ Н/м};$$

$$q'_p = q + 1/4 p = 20 \cdot 640 + 25 \cdot 540/4 = 27 \cdot 000 \text{ Н/м.}$$

Изгибающие моменты в пролетах от нагрузки q'_p :

$$M_1 = q'_p l^2/11 = 27 \cdot 5,7^2/11 = 80 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = q'_p l^2/16 = 27 \cdot 5,7^2/16 = 55,2 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Расчетные минимальные моменты в пролетах равны: в первом пролете

$$M_1 = -M_B/2 + M'_1 = -143/2 + 80 = 8,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в среднем пролете

$$M_2 = -(M_B + M_C)/2 + M'_2 = -(143 + 143)/2 + 55,2 = -87,8 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Расчет сечения продольной арматуры. Вначале уточняем высоту сечения балки по опорному моменту, принимая $\xi = 0,35$ и соответственно $A_0 = 0,289$ по табл. 2.12. По формуле (2.46)

$$h_0 = \sqrt{\gamma_n M / A_0 b R_b \gamma_{b2}} = \sqrt{0,95 \cdot 14 \cdot 300 \cdot 000 / 0,289 \cdot 20 \cdot 8,5 (100) 0,9} = 55,5 \text{ см};$$

при $b = 25$ см значение $h_0 = 49,5$ см. Принимаем балку сечением 25×50 см, $h_0 = 50 - 3,5 = 46,5$ см. Арматуру плиты не пересчитываем, так как увеличение ширины сечения балки на 5 см (ранее было принято $b = 20$ см) влияет незначительно на изменение расчетных пролетов плиты и расчет арматуры.

Сечение балки является тавровым с полкой в сжатой зоне. Отношение $h'_f/h = 12/50 = 0,24 > 0,1h$. Расчетная ширина полки $b'_f = 12h'_f + b = 12 \cdot 12 + 25 = 169$ см. Устанавливаем, к какому расчетному случаю относится сечение — при соблюдении условия (2.35) $M \leq R_b \gamma_{b2} b'_f h'_f \times$

$\times (h_0 - 0,5h'_f)$ нейтральная ось проходит в полке $x < h'_f$; $0,95 \cdot 143 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} < 0,9 \cdot 8,5 (100) 169 \cdot 12 (46,5 - 0,5 \cdot 12) = 630 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$, условие соблюдается; расчет ведем как элементов прямоугольного сечения шириной b'_f .

По формуле (2.40) вычисляем для крайнего пролета

$$A_0 = \frac{M_1 \gamma_n}{b'_f h_0^2 R_b \gamma_{b1}} = \frac{14\,300\,000 \cdot 0,95}{169 \cdot 46,5^2 \cdot 8,5 (100) 0,9} = 0,049;$$

по табл. 2.12 находим $\eta = 0,973$; $\xi = 0,055$. По формуле (2.41) определяем

$$A_{s1} = \frac{M_1 \gamma_n}{\eta h_0 R_s} = \frac{14\,300\,000 \cdot 0,95}{0,973 \cdot 46,5 \cdot 280 (100)} = 10,7 \text{ см}^2;$$

принимаем в двух каркасах $4 \varnothing 20 \text{ А-II}$, $A_s = 12,56 \text{ см}^2$
Процент армирования

$$\mu = 100 \frac{A_s}{b h_0} = 100 \frac{12,56}{23 \cdot 46,5} = 1,1 \%$$

Вычисляем A_s для первой промежуточной опоры

$$A_0 = \frac{14\,300\,000 \cdot 0,95}{25 \cdot 46,5^2 \cdot 8,5 (100) 0,9} = 0,33;$$

по табл. 2.12 определяем $\eta = 0,79$; $\xi = 0,42$;

$$A_s = \frac{14\,300\,000 \cdot 0,95}{0,79 \cdot 46,5 \cdot 280 (100)} = 13,3 \text{ см}^2;$$

принято в двух каркасах $2 \varnothing 22 \text{ А-II} + 2 \varnothing 20 \text{ А-II}$; $A_s = 13,88 \text{ см}^2$. По формуле (2.34)

$$\omega = 0,85 - 0,008 \gamma_{b2} R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 8,5 = 0,79.$$

Граничное значение ξ_R по формуле (2.33)

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,79}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0,79}{1,1}\right)} = 0,687;$$

условие $\xi = 0,42 < \xi_R = 0,687$ соблюдается.

Процент армирования

$$\mu = 100 \frac{A_s}{b h_0} = 100 \frac{13,88}{25 \cdot 46,5} = 1,2 \%$$

Вычисляем A_s для среднего пролета

$$A_0 = \frac{M_2 \gamma_n}{b'_f h_0^2 R_b \gamma_{b1}} = \frac{10\,200\,000 \cdot 0,95}{169 \cdot 46,5^2 \cdot 8,5 (100) 0,9} = 0,0347.$$

По табл. 2.12 находим $\eta=0,983$; $\xi=0,035$;

$$A_{s1} = \frac{10\,200\,000 \cdot 0,95}{0,983 \cdot 46,5 \cdot 280(100)} = 7,6 \text{ см}^2;$$

принято в двух каркасах $4 \varnothing 16$ А-II, $A_s=8,04 \text{ см}^2$.

Площадь сечения продольной арматуры в верхней зоне среднего пролета балки

$$A_0 = M'_2 \gamma_n / b h^2_0 R_b \gamma_{b2} = 8\,780\,000 \cdot 0,95 / 25 \cdot 46,5^2 \cdot 8,5(100) 0,9 = 0,202.$$

По табл. 2.12 находим $\eta=0,885$; $\xi=0,23$;

$$A'_{s2} = 8\,780\,000 \cdot 0,95 / 0,885 \cdot 46,5 \cdot 280(100) = 7,26 \text{ см}^2,$$

принято в каждом каркасе по $1 \varnothing 22$ А-II, всего $2 \varnothing 22$ А-II, $A_s=7,6 \text{ см}^2$.

Расчет прочности наклонных сечений балки Б-1. На крайней опоре А $Q_A=86\,000 \cdot 0,95=82\,000$ Н. Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось s , последовательно определяя:

$$B_b = \varphi_{b2} R_{b1} \gamma_{b2} b h^2_0 = 2 \cdot 0,75 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 46,5^2(100) = 73 \cdot 10^5 \text{ Н/см},$$

где $\varphi_1 = \varphi_n = 0$;

в расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, следовательно, $c = B_b / 0,5 Q_A = 73 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 82\,000 = 178 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 46,5 = 93 \text{ см}$, принимаем $c = 2h_0 = 93 \text{ см}$.

Вычисляем значения поперечных усилий, воспринимаемых поперечными стержнями:

$$Q_{sw} = Q_A / 2 = 82\,000 / 2 = 41\,000 \text{ Н};$$

$$q_{sw} = Q_{sw} / c = 41\,000 / 93 = 441 \text{ Н/см}.$$

Диаметр поперечных стержней устанавливаем из условия сварки с продольной арматурой диаметром $d=20$ мм и принимаем $d_{sw}=10$ мм (по табл. 2 прил. II, при расположении продольных стержней с двух сторон поперечных стержней), $A_{sw}=0,785 \text{ см}^2$. При классе А-I $R_{sw}=175$ МПа. Так как $d_{sw}/d=10/20=1/2 > 1/3$, то коэффициент $\gamma_{s2}=1$. При двух каркасах $A_{sw}=2 \cdot 0,785=1,57 \text{ см}^2$.

Шаг поперечных стержней из равенства (2.55)

$$s = R_{sw} A_{sw} / q_{sw} = 175(100) 1,57 / 441 = 62,2 \text{ см},$$

из конструктивных условий на опирных участках длиной $1/4 l$ $s \leq (3/4) 50 = 37,5 \text{ см}$; принято конструктивно $s=30 \text{ см}$ по всей длине каркасов в крайнем и среднем пролетах.

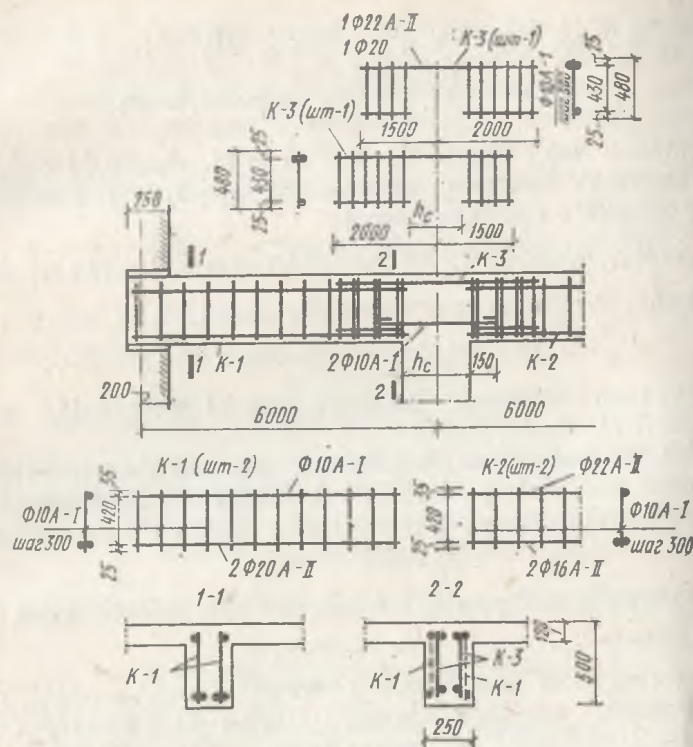


Рис. 3.34. Армирование трехпролетной неразрезной балки Б-1 (к примеру 3.6)

Проверяем достаточность значений $s=30$ см при максимальной поперечной силе на первой промежуточной опоре, где $Q_{b1}=136 \cdot 0,95=129,5 \approx 130$ кН. $B_b=73 \cdot 10^5$ Н/см.

$$c = B_b / 0,5 Q_b = 73 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 130 \cdot 000 = 112 \text{ см} > 2h_0 = 93 \text{ см},$$

принимаем $c=2h_0=93$ см. Тогда:

$$Q_{sw} = Q_b / 2 = 130 / 2 = 65 \text{ кН};$$

$$q_{sw} = 65 \cdot 000 / 93 = 700 \text{ Н/см}.$$

Шаг поперечных стержней на приопорном участке

$$s = R_{sw} A_{sw} / q_{sw} = 175 (100) 1,57 / 700 = 39,2 \text{ см},$$

что больше $3/4 h = 3/4 \cdot 50 = 37,5$ см. Принятый шаг $s=30$ см удовлетворяет требованиям.

Конструирование балки Б-1 представлено на рис. 3.34. Каркасы К-1 и К-2 запроектированы для восприятия пролетных моментов, а К-3 — опорных моментов. Обрыв продольной арматуры каркасов К-3 и части стержней

каркасов К-1 и К-2 в пролете производится по огибающей эпюре моментов с заведением стержней за место теоретического обрыва на величину w , определяемую по условию (3.5) и равную не менее чем $20d$.

Далее необходимо выполнить расчет балок по деформациям (определение прогибов), проверку по образованию и раскрытию трещин. Методика такого расчета изложена в примере 3.1 при расчете балок монолитного ребристого перекрытия.

Пример 3.7. Расчет сборной кессонной панели перекрытия

Задание для проектирования. Произвести расчет и конструирование сборной свободно опертой по контуру кессонной панели перекрытия (рис. 3.35). Размер кессонов 1×1 м. Сетка колонн и нагрузки на перекрытие аналогичны проведенным в примере 3.6 (см. рис. 3.30 и табл. 3.9). Бетон класса В25, сварные каркасы из стержневой арматуры класса А-II, сетки из проволоки класса Вр-1.

Решение. Расчетные данные бетона и арматуры: для бетона класса В25 (см. табл. 1.2—1.4) $R_b=14,5$ МПа; $R_{bt}=1,05$ МПа; $\gamma_{b2}=0,9$; $R_{b,ser}=18,5$ МПа; $R_{bt,ser}=1,6$ МПа; $E_b=27\,000$ МПа; для арматуры класса А-II (см. табл. 1.7) $R_s=280$ МПа; $R_{sw}=215$ МПа; для проволочной арматуры класса Вр-1 $R_s=365$ МПа и $R_{sw}=265$ МПа при $d=4$ мм.

Определение усилий. Панель с кессонами (рис. 3.35, б) представляет собой плиту толщиной 4 см с ребрами в двух взаимно перпендикулярных направлениях, расположенных с шагом 1 м и образующих снизу малые кессоны.

При расстоянии между ребрами менее 2 м кессонную панель можно рассчитывать приближенным методом, согласно которому нагрузка от плиты на ребра (балки) в каждом направлении распределяется пропорционально прогибам балок. Изгибающие моменты в пролете M_s и на опорах M , а также поперечные силы Q в плитах и ребрах по направлениям короткой стороны l_c (1) и длинной стороны l_l (l_2) определяют по формулам:

¹ Линович Л. Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. — Киев: Будівельник, 1972.

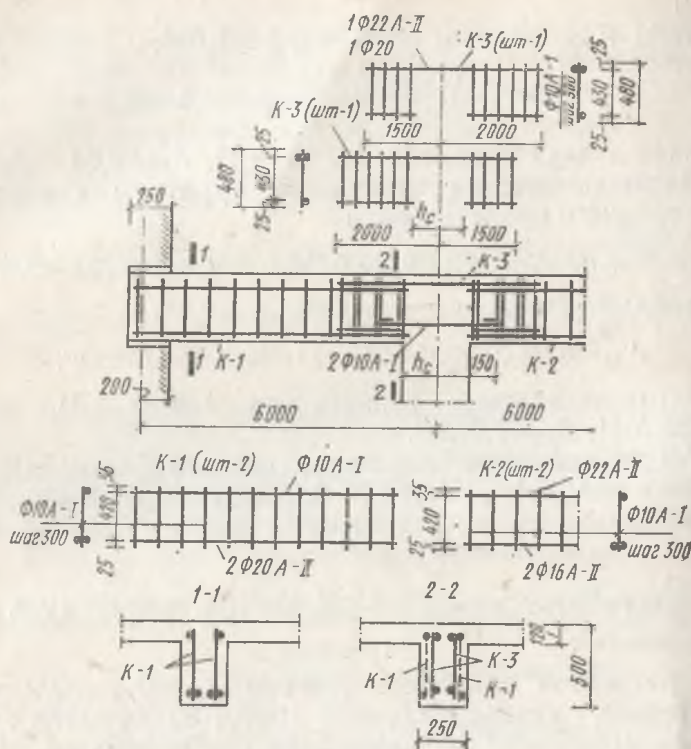


Рис. 3.34. Армирование трехпролетной неразрезной балки Б. (к примеру 3.6)

Проверяем достаточность значений $s=30$ см при максимальной поперечной силе на первой промежуточной опоре, где $Q_{b1}=136 \cdot 0,95=129,5 \approx 130$ кН. $B_b=73 \cdot 10^5$ Н/см.

$c=B_b/0,5Q_b=73 \cdot 10^5/0,5 \cdot 130 \cdot 000=112$ см $> 2h_0=93$ см, принимаем $c=2h_0=93$ см. Тогда:

$$Q_{sw}=Q_b/2=130/2=65 \text{ кН};$$

$$q_{sw}=65 \cdot 000/93=700 \text{ Н/см.}$$

Шаг поперечных стержней на опирном участке

$$s=R_{sw}A_{sw}/q_{sw}=175(100)1,57/700=39,2 \text{ см},$$

что больше $3/4h=3/4 \cdot 50=37,5$ см. Принятый шаг $s=30$ см удовлетворяет требованиям.

Конструирование балки Б-1 представлено на рис. 3.34. Каркасы К-1 и К-2 запроектированы для восприятия пролетных моментов, а К-3 — опорных моментов. Обрыв продольной арматуры каркасов К-3 и части стержней

каркасов К-1 и К-2 в пролете производится по огибающей эпюре моментов с заведением стержней за место теоретического обрыва на величину ω , определяемую по условию (3.5) и равную не менее чем $20d$.

Далее необходимо выполнить расчет балок по деформациям (определение прогибов), проверку по образованию и раскрытию трещин. Методика такого расчета изложена в примере 3.1 при расчете балок монолитного ребристого перекрытия.

Пример 3.7. Расчет сборной кессонной панели перекрытия

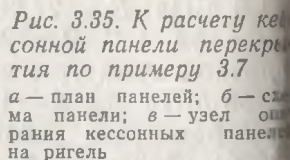
Задание для проектирования. Произвести расчет и конструирование сборной свободно опертой по контуру кессонной панели перекрытия (рис. 3.35). Размер кессонов 1×1 м. Сетка колонн и нагрузки на перекрытие аналогичны проведенным в примере 3.6 (см. рис. 3.30 и табл. 3.9). Бетон класса В25, сварные каркасы из стержневой арматуры класса А-II, сетки из проволоки класса Вр-1.

Решение. Расчетные данные бетона и арматуры: для бетона класса В25 (см. табл. 1.2—1.4) $R_b = 14,5$ МПа; $R_{bt} = 1,05$ МПа; $\gamma_{b2} = 0,9$; $R_{b,ser} = 18,5$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,6$ МПа; $E_b = 27\,000$ МПа; для арматуры класса А-II (см. табл. 1.7) $R_s = 280$ МПа; $R_{sw} = 215$ МПа; для проволоочной арматуры класса Вр-1 $R_s = 365$ МПа и $R_{sw} = 265$ МПа при $d = 4$ мм.

Определение усилий. Панель с кессонами (рис. 3.35, б) представляет собой плиту толщиной 4 см с ребрами в двух взаимно перпендикулярных направлениях, расположенных с шагом 1 м и образующих снизу малые кессоны.

При расстоянии между ребрами менее 2 м кессонную панель можно рассчитывать приближенным методом, согласно которому нагрузка от плиты на ребра (балки) в каждом направлении распределяется пропорционально прогибам балок. Изгибающие моменты в пролете M_s и на опорах $\bar{M}$, а также поперечные силы Q в плитах и ребрах по направлениям короткой стороны l_c (l_1) и длинной стороны l_l (l_2) определяют по формулам¹

¹ Линович Л. Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. — Киев: Будівельник, 1972.


$$M_1 = 0,08c_1qb^2; \quad M_2 = 0,08c_2qa^2; \quad (3.43)$$
$$Q_1 = 0,5c_1q_1ac_3l_1; \quad Q_2 = 0,5c_2q_1bc_3l_2, \quad (3.45)$$

254

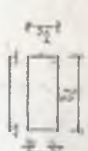
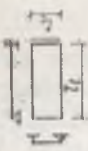
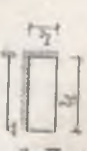
Номер схемы определения	Коэффициент										
		1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	2
	c_1	0,5	0,594	0,675	0,741	0,793	0,835	0,868	0,893	0,913	0,941
	c_2	0,5	0,406	0,325	0,250	0,207	0,165	0,132	0,107	0,087	0,059
	c_1	0,714	0,785	0,838	0,877	0,906	0,926	0,942	0,954	0,963	0,976
	c_2	0,286	0,285	0,162	0,123	0,094	0,074	0,058	0,046	0,037	0,024
	c_1	0,714	0,671	0,621	0,566	0,506	0,443	0,375	0,311	0,245	0,135
	c_2	0,286	0,329	0,379	0,434	0,494	0,557	0,625	0,689	0,755	0,865
	c_1	0,5	0,594	0,675	0,741	0,793	0,835	0,868	0,893	0,913	0,941
	c_2	0,5	0,406	0,325	0,259	0,207	0,165	0,132	0,107	0,087	0,059

Таблица 3.13. Значения коэффициента c_3

Число балок в направлении l_1 или l_c	Номер балки, считая от края к середине					
	1	2	3	4	5	6
1	1	—	—	—	—	—
2	0,869	—	—	—	—	—
3	0,712	1	—	—	—	—
4	0,594	0,952	—	—	—	—
5	0,506	0,869	1	—	—	—
6	0,44	0,787	0,976	—	—	—
7	0,388	0,712	0,926	1	—	—
8	0,347	0,648	0,869	0,986	—	—
9	0,314	0,59	0,812	0,952	1	—
10	0,286	0,547	0,748	0,914	0,992	—
11	0,262	0,506	0,712	0,869	0,967	1
12	0,242	0,47	0,667	0,822	0,935	0,993

Определяем усилия M и Q в средней панели. Расчетные пролеты ребер:

$$l_1 = l_2 - b_b - 2b_r, 2 = 6 - 0,2 - 2 \cdot 0,1 \cdot 2 = 5,7 \text{ м};$$

$$l_c = l_1 - b_b - 2b_r, 2 = 4,5 - 0,2 - 2 \cdot 0,1 \cdot 2 = 4,2 \text{ м};$$

отношение $l_1/l_c = 5,7/4,2 = 1,36$; по схеме 1 табл. 3.12 находим интерполяцией $c_1 = 0,772$; $c_2 = 0,228$.

Расчетные пролеты плиты: $a = 1$ м; $b = 1$; отношение $a/b = 1$; по схеме 1 табл. 3.12 при $l_1/l_c = 1$ находим $c_1 = c_2 = 0,5$.

Расчетная нагрузка на 1 м^2 плиты без учета веса ребер (по данным табл. 3.9):

постоянная	г, Н/м ²
конструкция пола	$130 + 480 + 960 + 360 = 1930$,
плита	$0,4 \cdot 2500 \cdot 10 \cdot 1,1 = 1100$
Итого	$g = 3030$;
временная	Н/м ² , $p = 6000 \cdot 1,2 = 7200$
Всего	$q = g + p = 10230$

Определяем расчетную нагрузку на 1 м^2 плиты, включая вес ребер. Предварительно назначаем высоту ребер. В панелях с плитой в сжатой зоне рекомендуется принимать ребра как для часторебристых перекрытий

не менее $h = (1/25)l_c$, обычно (15—30 см), а ширину ребер $b = 0,5h$. При этом размеры ребер должны быть, как правило, такими, чтобы вся поперечная сила воспринималась бетоном, т. е. должно соблюдаться условие (2.50): $Q \leq \varphi_{b2} R_{bt} b h^2_0 / c$. В этом случае поперечные стержни каркасов назначают из конструктивных соображений диаметром 4—5 мм с шагом 10—15 см.

Принимаем ребра размером $h \times b_p = 20 \times 10$ см, $h/l_c = 20/420 = 1/21 > 1/25$. Вес ребер на 1 м^2 панели составляет (при расчете на кессон 100×100 см):

$$g_r = \frac{(h - h'_f) b_p (a + b) \rho \gamma_f}{ab} = \frac{(0,2 - 0,04) 0,1 (1 + 1) 25000 \cdot 1,1}{1 \cdot 1} = 880 \text{ Н/м}^2.$$

Расчетная нагрузка на 1 м^2 панели с учетом веса ребер:

$$q_1 = q + q_r = 10230 + 880 = 11110 \text{ Н/м}^2.$$

Изгибающие моменты в плите: пролетные по формуле (3.42)

$$M_{s1} = M_{s2} = 0,071 \cdot 0,5 \cdot 10230 \cdot 1^2 = 366 \text{ Н} \cdot \text{м/м}.$$

опорные по формуле (3.43)

$$\bar{M}_1 = \bar{M}_2 = -0,08 \cdot 0,5 \cdot 10230 \cdot 1^2 = -410 \text{ Н} \cdot \text{м/м}.$$

Значения M , Q в ребрах определяем по формулам (3.44) и (3.45), а коэффициенты c_1 , c_2 , c_3 — по таблицам 3.12 и 3.13:

$$M_{c1} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11110 \cdot 1 \cdot 0,506 \cdot 4,2^2 = 7680 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$M_{c2} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11110 \cdot 1 \cdot 0,869 \cdot 4,2^2 = 13200 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$M_{c3} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4,1^2 = 15200 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$Q_{c1} = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11110 \cdot 1 \cdot 0,506 \cdot 4,2 = 9120 \text{ Н};$$

$$Q_{c2} = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11110 \cdot 1 \cdot 0,869 \cdot 4,2 = 15700 \text{ Н};$$

$$Q_{c3} = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4,2 = 18000 \text{ Н};$$

$$M_{l1} = 0,1 \cdot 0,228 \cdot 11110 \cdot 1 \cdot 0,712 \cdot 5,7^2 = 5880 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$M_{l2} = 0,1 \cdot 0,228 \cdot 11110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 5,7^2 = 8280 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$Q_{l1} = 0,5 \cdot 0,228 \cdot 11110 \cdot 1 \cdot 0,712 \cdot 5,7 = 5170 \text{ Н};$$

$$Q_{l2} = 0,5 \cdot 0,228 \cdot 11110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 5,7 = 7240 \text{ Н}.$$

Таблица 3.13. Значения коэффициента c_3

Число балок в направлении l_1 или l_2	Номер балки, считая от края к середине					
	1	2	3	4	5	6
1	1	—	—	—	—	—
2	0,869	—	—	—	—	—
3	0,712	1	—	—	—	—
4	0,594	0,952	—	—	—	—
5	0,506	0,869	—	—	—	—
6	0,44	0,787	0,976	—	—	—
7	0,388	0,712	0,926	1	—	—
8	0,347	0,648	0,869	0,986	—	—
9	0,314	0,59	0,812	0,952	1	—
10	0,286	0,547	0,748	0,914	0,992	—
11	0,262	0,506	0,712	0,869	0,967	1
12	0,242	0,47	0,667	0,822	0,935	0,993

Определяем усилия M и Q в средней панели. Расчетные пролеты ребер:

$$l_1 = l_2 - b_b - 2b_r, 2 = 6,0 - 2 \cdot 0,1 \cdot 2 = 5,7 \text{ м;}$$

$$l_c = l_1 - b_b - 2b_r, 2 = 4,5 - 0,2 - 2 \cdot 0,1 \cdot 2 = 4,2 \text{ м;}$$

отношение $l_1/l_c = 5,7/4,2 = 1,36$; по схеме 1 табл. 3.11 находим интерполяцией $c_1 = 0,772$; $c_2 = 0,228$.

Расчетные пролеты плиты: $a = 1$ м; $b = 1$; отношение $a/b = 1$; по схеме 1 табл. 3.12 при $l_1/l_c = 1$ находим $c_1 = c_2 = 0,5$.

Расчетная нагрузка на 1 м² плиты без учета веса ребер (по данным табл. 3.9):

постоянная	Н/м ²
конструкция пола	$30 + 480 + 960 + 360 = 1930$,
плита	$0,4 \cdot 2500 \cdot 10 \cdot 1,1 = 1100$
Итого	$g = 3030$;
временная	Н/м ² , $p = 6000 \cdot 1,2 = 7200$
Всего	$q = g + p = 10230$

Определяем расчетную нагрузку на 1 м² плиты включая вес ребер. Предварительно назначаем высоту ребер. В панелях с плитой в сжатой зоне рекомендуется принимать ребра для часторебристых перекрытий

не менее $h = (1/25)l$, обычно (15—30 см), ширину ребер $b = 0,5h$. При этом размеры ребер должны быть, как правило, такими, чтобы вся поперечная сила воспринималась бетоном, т. е. должно соблюдаться условие (2.50): $Q \leq \varphi_{b2} R_{bt} b h^2_0 / c$. В этом случае поперечные стержни каркасов назначают из конструктивных соображений диаметром 4—5 мм с шагом 10—15 см.

Принимаем ребра размером $h \times b_p = 20 \times 10$ см, $h/l_c = 20/420 = 1/21 > 1/25$. Вес ребер на 1 м² панели составляет (при расчете на кессон 100/400 см):

$$g_r = \frac{(h - h'_f) b_p (a + b) \rho \gamma_f}{ab} = \frac{(0,2 - 0,04) 0,1 (1 + 1) 25\,000 \cdot 1,1}{1 \cdot 1} = 880 \text{ Н/м}^2.$$

Расчетная нагрузка на 1 м² панели с учетом веса ребер:

$$q_1 = q + q_r = 10\,230 + 880 = 11\,110 \text{ Н/м}^2.$$

Изгибающие моменты в плите: пролетные по формуле (3.42)

$$M_{s1} = M_s = 0,071 \cdot 0,5 \cdot 10\,230 \cdot 1^2 = 366 \text{ Н·м}$$

опорные по формуле (3.43)

$$\bar{M}_1 = \bar{M}_2 = -0,08 \cdot 0,5 \cdot 10\,230 \cdot 1^2 = -410 \text{ Н·м/м}.$$

Значения M , Q в ребрах определяем по формулам (3.44) и (3.45), а коэффициенты c_1 , c_2 , c_3 — по таблицам 3.12 и 3.13:

$$M_{c1} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,506 \cdot 4,2^2 = 7680 \text{ Н·м};$$

$$M_{c2} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,869 \cdot 4,2^2 = 13\,200 \text{ Н·м};$$

$$M_{c3} = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4,2^2 = 15\,200 \text{ Н·м};$$

$$Q_{c1} = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,506 \cdot 4,2 = 9120 \text{ Н};$$

$$Q_{c2} = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,869 \cdot 4,2 = 15\,700 \text{ Н};$$

$$Q_{c3} = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4,2 = 18\,000 \text{ Н};$$

$$M_{l1} = 0,1 \cdot 0,228 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,712 \cdot 5,7^2 = 5880 \text{ Н·м};$$

$$M_{l2} = 0,1 \cdot 0,288 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 5,7^2 = 8280 \text{ Н·м};$$

$$Q_{l1} = 0,5 \cdot 0,228 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,713 \cdot 5,7 = 5170 \text{ Н};$$

$$Q_{l2} = 0,5 \cdot 0,288 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 5,7 = 7240 \text{ Н}.$$

Таблица 3.13. Значения коэффициента c_3

Число балок в направлении l_1 или l_c	Номер балки, считая от края к середине					
	1	2	3	4	5	6
1	1	—	—	—	—	—
2	0,869	—	—	—	—	—
3	0,712	—	—	—	—	—
4	0,594	0,952	—	—	—	—
5	0,506	0,869	—	—	—	—
6	0,44	0,787	0,976	—	—	—
7	0,388	0,712	0,826	1	—	—
8	0,347	0,648	0,869	0,986	—	—
9	0,314	0,59	0,812	0,952	1	—
10	0,286	0,547	0,748	0,914	0,992	—
11	0,262	0,506	0,712	0,869	0,967	1
12	0,242	0,47	0,667	0,822	0,935	0,993

Определяем усилия M и Q в средней панели. Расчетные пролеты ребер:

$$l_1 = l_2 - b - 2b_r = 6 - 0,2 - 2 \cdot 0,1 \cdot 2 = 5,7 \text{ м};$$

$$l_c = l_1 - b - 2b_r = 4,5 - 0,2 - 2 \cdot 0,1 \cdot 2 = 4,2 \text{ м};$$

отношение $l_1/l_c = 5,7/4,2 = 1,36$; по схеме 1 табл. 3.1 находим интерполяцией $c_1 = 0,772$; $c_2 = 0,228$.

Расчетные пролеты плиты: $a = 1 \text{ м}$; $b = 1$; отношение $a/b = 1$; по схеме 1 табл. 3.12 при $l_1/l_c = 1$ находим $c_1 = c_2 = 0,5$.

Расчетная нагрузка на 1 м^2 плиты без учета веса ребер (по данным табл. 3.9):

постоянная	Н/м^2
конструкция пола	$80 + 480 + 960 + 360 = 1930$
плита	$0,4 \cdot 2500 \cdot 10 \cdot 1,1 = 1100$
Итого	$g = 3030$
временная	$\text{Н/м}^2, p = 6000 \cdot 1,2 = 7200$
Всего	$q = g + p = 10230$

Определяем расчетную нагрузку на 1 м^2 плиты включая вес ребер. Предварительно назначаем высоту ребер. В панелях с плитой в сжатой зоне рекомендуется принимать ребра как для часторебристых перекрытий.

не менее $h = (1/25)l$, обычно (15—30 см), ширину ребер $b = 0,5h$. При этом размеры ребер должны быть, как правило, такими, чтобы вся поперечная сила воспринималась бетоном, т. е. должно соблюдаться условие (2.50): $Q \leq \varphi_{b2} R_{bt} b h^2_0 / c$. В этом случае поперечные стержни каркасов назначают из конструктивных соображений диаметром 4—5 мм с шагом 10—15 см.

Принимаем ребра размером $h \times b_p = 20 \times 10$ см, $h/l_c = 20/420 = 1/21 > 1/25$. Вес ребер на 1 м² панели составляет (при расчете на кессон 100/400 см):

$$= \frac{(h - h'_f) b_p (a + b) \rho \gamma_f}{ab} = \frac{(0,2 - 0,04) 0,1 (1 + 1) 25\,000 \cdot 1,1}{1 \cdot 1} = 880 \text{ Н/м}^2.$$

Расчетная нагрузка на 1 м² панели с учетом веса ребер:

$$q_1 = q + q_r = 10\,230 + 880 = 11\,110 \text{ Н/м}^2.$$

Изгибающие моменты в плите: пролетные по формуле (3.42)

$$M_{s1} = M_s = 0,071 \cdot 0,5 \cdot 10\,230 \cdot 1^2 = 366 \text{ Н·м};$$

опорные по формуле (3.43)

$$\bar{M}_1 = \bar{M}_2 = -0,08 \cdot 0,5 \cdot 10\,230 \cdot 1^2 = -410 \text{ Н·м/м}.$$

Значения M , Q в ребрах определяем по формулам (3.44) и (3.45), а коэффициенты c_1 , c_2 , c_3 — по таблицам 3.12 и 3.13:

$$M_{c1} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,506 \cdot 4,2^2 = 7680 \text{ Н·м};$$

$$M_{c2} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,869 \cdot 4,2^2 = 13\,200 \text{ Н·м};$$

$$M_{c3} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4,1^2 = 15\,200 \text{ Н·м};$$

$$Q_{c1} = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,506 \cdot 4,2 = 9120 \text{ Н};$$

$$Q_{c2} = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,869 \cdot 4,2 = 15\,700 \text{ Н};$$

$$Q_{c3} = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4,2 = 18\,000 \text{ Н};$$

$$M_{l1} = 0,1 \cdot 0,228 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,712 \cdot 5,7^2 = 5880 \text{ Н·м};$$

$$M_{l2} = 0,1 \cdot 0,288 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 5,7^2 = 8280 \text{ Н·м};$$

$$Q_{l1} = 0,5 \cdot 0,228 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,713 \cdot 5,7 = 5170 \text{ Н};$$

$$Q_{l2} = 0,5 \cdot 0,288 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 5,7 = 7240 \text{ Н}.$$

Таблица 3.13. Значения коэффициента c_2

Число ребер в панели или l_c	Наимр балки, считая от края к середине					
	1	2	3	4	5	6
1	1	—	—	—	—	—
2	0,869	—	—	—	—	—
3	0,712	1	—	—	—	—
4	0,594	0,852	—	—	—	—
5	0,506	0,880	1	—	—	—
6	0,44	0,787	0,975	—	—	—
7	0,388	0,712	0,936	1	—	—
8	0,347	0,648	0,869	0,985	—	—
9	0,314	0,59	0,812	0,952	1	—
10	0,288	0,547	0,748	0,914	0,992	—
11	0,262	0,508	0,712	0,869	0,987	1
12	0,242	0,47	0,667	0,822	0,935	0,993

Определяем усилия M и Q в средней панели. Расчетные пролеты ребер:

$$l_2 = l_y - b_s - 2b_z = 6 - 0,2 - 2 \cdot 0,1 - 2 = 5,7 \text{ м};$$

$$l_1 = l_x - b_y - 2b_z = 26,2 - 4,5 - 0,2 - 2 \cdot 0,1 - 2 = 4,2 \text{ м};$$

отношение $l_2/l_1 = 5,7/4,2 = 1,36$; по схеме 1 табл. 3.11 находим интерполяцией $c_1 = 0,772$; $c_2 = 0,228$.

Расчетные пролеты плиты: $a = 1$ м; $b = 1$; отношение $a/b = 1$; по схеме 1 табл. 3.12 при $l_1/l_2 = 1$ находим $c_1 = c_2 = 0,5$.

Расчетная нагрузка на 1 м^2 плиты без учета веса ребер (по данным табл. 3.9):

постоянная	$g, \text{ Н/м}^2$
конструктивная пола	$130 + 280 + 560 + 360 = 1030$,
плита	$0,4 \cdot 2500 \cdot 10 \cdot 1,1 = 1100$
Итого	$g = 2030$;
временная	$11 \text{ м}^2, p = 6000 \cdot 1,2 = 7200$
Всего	$q = g + p = 10230$

Определяем расчетную нагрузку на 1 м^2 плиты включая дос ребер. Предварительно назначаем высоту ребер. В панелях с плитой в сжатой зоне рекомендуется принимать ребра как для часторебристых перекрытий.

не менее $h = (1/25)l$, обычно (15—30 см), а ширину ребер $b_r = 0,5h$. При этом размеры ребер должны быть, как правило, такими, чтобы вся поперечная сила воспринималась бетоном, т. е. должно соблюдаться условие (3.61): $Q \leq 40R_b b_r l$. В этом случае поперечные стержни каркаса назначают по конструктивным требованиям диаметром 4—5 мм с шагом 10—15 см.

Примем ребра размером $h \times b_r = 20 \times 10$ см, $M_{11} = 20/420 = 1/21 > 1/25$. Все ребра на 1 м² панели составляют (при расчете на кессон 100×100 см):

$$z_r = \frac{(h - h_r) b_r (a + b) \gamma_1}{c b} = \frac{(0,2 - 0,05) 0,1 (1 + 1) 25 (0,01 \cdot 1,1)}{1 \cdot 1} = 630 \text{ Н/м}^2.$$

Расчетная нагрузка на 1 м² панели с учетом всех ребер:

$$q_1 = q + q_r = 10\,230 + 630 = 11\,110 \text{ Н/м}^2.$$

Изгибающие моменты в пролетах по формуле (3.42)

$$M_1 = M_2 = 0,071 \cdot 0,5 \cdot 10\,230 \cdot 1^2 = 356 \text{ Н·м/м.}$$

опорные по формуле (3.43)

$$M_1 = M_2 = -0,08 \cdot 0,5 \cdot 10\,230 \cdot 1^2 = -410 \text{ Н·м/м.}$$

Значения M , Q в ребрах определяем по формулам (3.44) и (3.45), а коэффициенты c_1 , c_2 , c_3 — по таблицам 3.12 и 3.13:

$$M_{r1} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,806 \cdot 4,2^2 = 7660 \text{ Н·м;}$$

$$M_{r2} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,868 \cdot 4,2^2 = 13\,200 \text{ Н·м;}$$

$$M_{r3} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4,1^2 = 15\,200 \text{ Н·м;}$$

$$Q_1 = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,506 \cdot 4,2 = 9120 \text{ Н;}$$

$$Q_2 = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,889 \cdot 4,2 = 15\,700 \text{ Н;}$$

$$Q_3 = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4,2 = 18\,000 \text{ Н;}$$

$$M_{r4} = 0,1 \cdot 0,228 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,712 \cdot 5,7^2 = 5890 \text{ Н·м;}$$

$$M_{r5} = 0,1 \cdot 0,268 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 5,7^2 = 8280 \text{ Н·м;}$$

$$Q_4 = 0,5 \cdot 0,228 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,713 \cdot 5,7 = 5170 \text{ Н;}$$

$$Q_5 = 0,5 \cdot 0,268 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 5,7 = 7240 \text{ Н.}$$

Таблица 3.13. Значения коэффициента c_2

Число этажей в здании или l_c	Наимр балки, считая от края к середине					
	1	2	3	4	5	6
1	1	—	—	—	—	—
2	0,869	—	—	—	—	—
3	0,712	1	—	—	—	—
4	0,594	0,852	—	—	—	—
5	0,506	0,880	1	—	—	—
6	0,44	0,787	0,975	—	—	—
7	0,388	0,712	0,926	1	—	—
8	0,347	0,648	0,869	0,985	—	—
9	0,314	0,59	0,812	0,952	1	—
10	0,288	0,547	0,748	0,914	0,992	—
11	0,262	0,508	0,712	0,869	0,987	1
12	0,242	0,47	0,667	0,822	0,935	0,993

Определяем усилия M и Q в средней панели. Расчетные пролеты ребер:

$$l_2 = l_2 - b_2 = 26,3 - 6 - 0,2 - 2 \cdot 0,1 - 2 = 5,7 \text{ м};$$

$$l_1 = l_1 - b_1 = 26,3 - 4,5 - 0,2 - 2 \cdot 0,1 - 2 = 4,2 \text{ м};$$

отношение $l_2/l_1 = 5,7/4,2 = 1,36$; по схеме 1 табл. 3.11 находим интерполяцией $c_1 = 0,772$; $c_2 = 0,228$.

Расчетные пролеты плиты: $a = 1 \text{ м}$; $b = 1$; отношение $a/b = 1$; по схеме 1 табл. 3.12 при $l_1/l_2 = 1$ находим $c_1 = c_2 = 0,5$.

Расчетная нагрузка на 1 м^2 плиты без учета веса ребер (по данным табл. 3.9):

постоянная	$g, \text{ Н/м}^2$
конструктивная	$130 + 200 + 560 + 360 = 1030$,
плита	$0,4 \cdot 2500 \cdot 10 \cdot 1,1 = 1100$
Итого	$g = 2030$;
временная	$11 \text{ м}^2, p = 6000 \cdot 1,2 = 7200$
Всего	$q = g + p = 10230$

Определяем расчетную нагрузку на 1 м^2 плиты включая вес ребер. Предварительно назначаем высоту ребер. В панелях с плитой в сжатой зоне рекомендуется принимать ребра как для часторебристых перекрытий.

не менее $h = (1/25)l$, обычно (15—30 см), а ширину ребер $b_r = 0,5h$. При этом размеры ребер должны быть, как правило, такими, чтобы вся поперечная сила воспринималась бетоном, т. е. должно соблюдаться условие (3.60): $Q \leq 4000 \cdot b_r \cdot h$. В этом случае поперечные стержни каркаса назначают по конструктивным требованиям диаметром 4—5 мм с шагом 10—15 см.

Принимаем ребра размером $h \times b_r = 20 \times 10$ см, $M_{l1} = 20/420 = 1/21 > 1/25$. Все ребра на 1 м² панели составляют (при расчете на кассон 100×100 см):

$$z_r = \frac{(h - h_r) b_r (a + b) \gamma_r}{c b} = \frac{(0,2 - 0,05) 0,1 (1 + 1) 25 (0,01 \cdot 1,1)}{1 \cdot 1} = 630 \text{ Н/м}^2.$$

Расчетная нагрузка на 1 м² панели с учетом всех ребер:

$$q_1 = q + q_r = 10\,230 + 630 = 11\,110 \text{ Н/м}^2.$$

Изгибающие моменты в пролетах по формуле (3.42)

$$M_1 = M_2 = 0,071 \cdot 0,5 \cdot 10\,230 \cdot 1^2 = 356 \text{ Н·м/м.}$$

опорные по формуле (3.43)

$$M_1 = M_2 = -0,08 \cdot 0,5 \cdot 10\,230 \cdot 1^2 = -410 \text{ Н·м/м.}$$

Значения M , Q в ребрах определяем по формулам (3.44) и (3.45), а коэффициенты c_1 , c_2 , c_3 — по таблицам 3.12 и 3.13:

$$M_{r1} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,806 \cdot 4,2^2 = 7660 \text{ Н·м;}$$

$$M_{r2} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,869 \cdot 4,2^2 = 13\,200 \text{ Н·м;}$$

$$M_{r3} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4,1^2 = 15\,200 \text{ Н·м;}$$

$$Q_{r1} = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,506 \cdot 4,2 = 9120 \text{ Н;}$$

$$Q_{r2} = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,869 \cdot 4,2 = 15\,700 \text{ Н;}$$

$$Q_{r3} = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4,2 = 18\,000 \text{ Н;}$$

$$M_{l1} = 0,1 \cdot 0,228 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,712 \cdot 5,7^2 = 5880 \text{ Н·м;}$$

$$M_{l2} = 0,1 \cdot 0,268 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 5,7^2 = 8280 \text{ Н·м;}$$

$$Q_{l1} = 0,5 \cdot 0,228 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,712 \cdot 5,7 = 5170 \text{ Н;}$$

$$Q_{l2} = 0,5 \cdot 0,268 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 5,7 = 7240 \text{ Н.}$$

Таблица 3.13. Значения коэффициента c_2

Число ребер в расчете или l_c	Наимр балки, считая от края к середине					
	1	2	3	4	5	6
1	1	—	—	—	—	—
2	0,869	—	—	—	—	—
3	0,712	1	—	—	—	—
4	0,594	0,652	—	—	—	—
5	0,506	0,880	1	—	—	—
6	0,44	0,787	0,975	—	—	—
7	0,388	0,712	0,936	1	—	—
8	0,347	0,648	0,869	0,985	—	—
9	0,314	0,59	0,812	0,952	1	—
10	0,288	0,547	0,748	0,911	0,992	—
11	0,262	0,508	0,712	0,869	0,987	1
12	0,242	0,47	0,667	0,822	0,935	0,993

Определяем усилия M и Q в средней панели. Расчетные пролеты ребер:

$$l_2 = l_2 - b_2 = 26,3 - 6 - 0,2 - 2 \cdot 0,1 - 2 = 5,7 \text{ м};$$

$$l_1 = l_1 - b_1 = 26,3 - 4,5 - 0,2 - 2 \cdot 0,1 - 2 = 4,2 \text{ м};$$

отношение $l_2/l_1 = 5,7/4,2 = 1,36$; по схеме 1 табл. 3.11 находим интерполяцией $c_1 = 0,772$; $c_2 = 0,228$.

Расчетные пролеты плиты: $a = 1 \text{ м}$; $b = 1$; отношение $a/b = 1$; по схеме 1 табл. 3.12 при $l_1/l_2 = 1$ находим $c_1 = c_2 = 0,5$.

Расчетная нагрузка на 1 м^2 плиты без учета веса ребер (по данным табл. 3.9):

постоянная	$g, \text{ Н/м}^2$
конструктивная пола	$130 + 200 + 560 + 360 = 1030$,
плита	$0,4 \cdot 2500 \cdot 10 \cdot 1,1 = 1100$
Итого	$g = 2030$;
временная	$11 \text{ м}^2, p = 6000 \cdot 1,2 = 7200$
Всего	$q = g + p = 10230$

Определяем расчетную нагрузку на 1 м^2 плиты включая дос ребер. Предварительно назначаем высоту ребер. В панелях с плитой в сжатой зоне рекомендуется принимать ребра как для часторебристых перекрытий.

не менее $h = (1/25)l$, обычно (15—30 см), а ширину ребер $b_r = 0,3h$. При этом размеры ребер должны быть, как правило, такими, чтобы вся поперечная сила воспринималась бетоном, т. е. должно соблюдаться условие (3.61): $Q \leq 4000 \cdot b_r \cdot h$. В этом случае поперечные стержни каркаса назначают по конструктивным требованиям диаметром 4—5 мм с шагом 10—15 см.

Примем ребра размером $h \times b_r = 20 \times 10$ см, $h/l = 20/420 = 1/21 > 1/25$. Вес ребер на 1 м² панели составит (при расчете на длину 100×100 см):

$$g_r = \frac{(h - h_r) b_r (a + b) \gamma_c}{a b} = \frac{(0,2 - 0,05) 0,1 (1 + 1) 25 (100 \cdot 1,1)}{1 \cdot 1} = 630 \text{ Н/м}^2.$$

Расчетная нагрузка на 1 м² панели с учетом веса ребер:

$$q_1 = q + g_r = 10\,230 + 630 = 11\,110 \text{ Н/м}^2.$$

Изгибающие моменты в опорах:
пролетные по формуле (3.42)

$$M_1 = M_2 = 0,071 \cdot 0,5 \cdot 10\,230 \cdot 1^2 = 356 \text{ Н·м/м.}$$

опорные по формуле (3.43)

$$M_3 = M_4 = -0,08 \cdot 0,5 \cdot 10\,230 \cdot 1^2 = -410 \text{ Н·м/м.}$$

Значения M , Q в ребрах определяем по формулам (3.44) и (3.45), а коэффициенты c_1 , c_2 , c_3 — по таблицам 3.12 и 3.13:

$$M_{r1} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,806 \cdot 4,2^2 = 7680 \text{ Н·м;}$$

$$M_{r2} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,869 \cdot 4,2^2 = 13\,200 \text{ Н·м;}$$

$$M_{r3} = 0,1 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4,1^2 = 15\,200 \text{ Н·м;}$$

$$Q_{r1} = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,506 \cdot 4,2 = 9120 \text{ Н;}$$

$$Q_{r2} = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,869 \cdot 4,2 = 15\,700 \text{ Н;}$$

$$Q_{r3} = 0,5 \cdot 0,772 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4,2 = 18\,000 \text{ Н;}$$

$$M_{r4} = 0,1 \cdot 0,228 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,712 \cdot 5,7^2 = 5890 \text{ Н·м;}$$

$$M_{r5} = 0,1 \cdot 0,268 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 5,7^2 = 8280 \text{ Н·м;}$$

$$Q_{r4} = 0,5 \cdot 0,228 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 0,712 \cdot 5,7 = 5170 \text{ Н;}$$

$$Q_{r5} = 0,5 \cdot 0,268 \cdot 11\,110 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 5,7 = 7240 \text{ Н.}$$

надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$; длительно действующая временная нагрузка $p_{n,ld} = 1 \text{ кН/м}^2$.

Расчетная нагрузка на 1 м длины марша

$$q = (g^n \gamma_f + p^n \gamma_f) a = (3,6 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2) 1,35 = 10,3 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент в середине пролета марша

$$M = \frac{ql^2}{8 \cos \alpha} = \frac{10,3 \cdot 3^2}{8 \cdot 0,867} = 13,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{ql}{2 \cos \alpha} = \frac{10,3 \cdot 3}{2 \cdot 0,867} = 17,8 \text{ кН}.$$

Предварительное назначение размеров сечения марша. Применительно к типовым заводским формам начнем толщину плиты (по сечению между ступенями) $h'_f = 30 \text{ мм}$, высоту ребер (косоуров) $h = 170 \text{ мм}$, толщину ребер $b_r = 80 \text{ мм}$ (рис. 3.39, б). Действительное сечение марша заменяем на расчетное тавровое с полкой в сжатой зоне (рис. 3.39, в): $b = 2b_r = 2 \cdot 80 = 160 \text{ мм}$, ширину полки b'_f при отсутствии поперечных ребер принимаем не более $b'_f = 2(l/6) + b = 2(300/6) + 16 = 116 \text{ см}$ или $b'_f = 12h'_f + b = 12 \cdot 3 + 16 = 52 \text{ см}$, принимаем за расчетное меньшее значение $b'_f = 52 \text{ см}$.

Подбор площади сечения продольной арматуры. По условию (2.35) устанавливаем расчетный случай для таврового сечения (при $x = h'_f$): при $M \leq R_b \gamma_{b2} b'_f h'_f \times (h_0 - 0,5h'_f)$ нейтральная ось проходит в полке; $1\,330\,000 < 14,5(100)0,9 \cdot 52 \cdot 3(14,5 - 0,5 \cdot 3) = 2\,640\,000 \text{ Н} \cdot \text{см}$; условие удовлетворяется, нейтральная ось проходит в полке; расчет арматуры выполняем по формулам для прямоугольных сечений шириной $b'_f = 52 \text{ см}$.

Вычисляем:

$$A_0 = \frac{M \gamma_n}{R_b \gamma_{b2} b'_f h_0^2} = \frac{1\,330\,000 \cdot 0,95}{14,5(100)0,9 \cdot 52 \cdot 14,5^2} = 0,089;$$

по табл. 2.12 находим $\eta = 0,953$; $\xi = 0,095$;

$$A_s = \frac{M \gamma_n}{\eta h_0 R_s} = \frac{1\,330\,000 \cdot 0,95}{0,953 \cdot 14,5 \cdot 280(100)} = 3,26 \text{ см}^2;$$

принимаем $2 \varnothing 14 \text{ А-II}$, $A_s = 3,08 \text{ см}^2$ ($-4,5\%$ допустимо). При $2 \varnothing 16 \text{ А-II}$, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$ ($+25\%$ — значительный перерасход арматуры). В каждом ребре устанавливаем по одному плоскому каркасу К-1 (рис. 3.40).

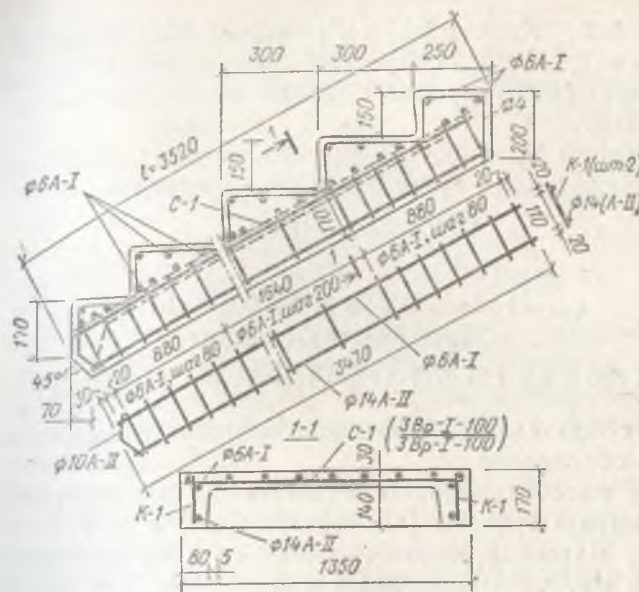


Рис. 3.40. Армирование лестничного марша

Расчет наклонного сечения на поперечную силу. Поперечная сила на опоре $Q_{max} = 17,8 \cdot 0,95 = 17 \text{ кН}$. Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось s по формулам, приведенным в § 9.

$$B_0 = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_b \gamma_{b2} b h_0^2,$$

где

$$\varphi_n = 0; \quad \varphi_f = 2 \frac{0,75(2h'_f)h'_f}{b h_0} = 2 \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 3^2}{2 \cdot 8 \cdot 14,5} = 0,175 < 0,5; \quad (1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,175 = 1,175 < 1,5;$$

$$B_0 = 2 \cdot 1,175 \cdot 1,05 \cdot 0,9(100)16 \cdot 14,5^2 = 7,5 \cdot 10^5 \text{ Н/см};$$

в расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, а так как по формуле (2.50) $Q_b = B_0/2$, то $s = B_0/0,5Q = 7,5 \times 10^5 / 0,5 \cdot 17\,000 = 88,3 \text{ см}$, что больше $2h_0 = 29 \text{ см}$. Тогда $Q_b = B_0/s = 7,5 \cdot 10^5 / 29 = 25,9 \cdot 10^3 \text{ Н} = 25,9 \text{ кН}$, что больше $Q_{max} = 17 \text{ кН}$, следовательно, поперечная арматура по расчету не требуется.

В $1/4$ пролета назначаем из конструктивных соображений поперечные стержни диаметром 6 мм из стали класса А-I, шагом $s = 80 \text{ мм}$ (не более $h/2 = 170/2 = 85 \text{ мм}$), $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$, $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$; для двух кар-

Расчет арматуры сеток в плите. Сварные сетки полагаем в середине сечения плиты. В этом случае минимальная рабочая высота сечения

$$h_0 = h/2 - d/2 = 4/2 - 0,4/2 = 1,8 \text{ см},$$

где $d = 4$ мм — диаметр проволоки сетки принят предварительно.

$$A_0 = \frac{M_{max} \gamma_n}{b h_0^2 R_b \gamma_{b2}} = \frac{41\,000 \cdot 0,95}{100 \cdot 1,8^2 \cdot 14,5 \cdot 0,9 (100)} = 0,093;$$

по табл. 2.12 определяем $\eta = 0,95$; $\xi = 0,1$;

$$A_s = \frac{M \gamma_n}{\eta h_0 R_s} = \frac{41\,000 \cdot 0,95}{0,95 \cdot 1,8 \cdot 365 (100)} = 0,63 \text{ см}^2,$$

принята сварная сетка из проволоки диаметром 4 мм класса Вр-I, шаг стержней в обоих направлениях 200 мм, $A_s = 0,76 \text{ см}^2/\text{м}$.

Расчет продольной арматуры ребер. Проверяем достаточность принятого сечения балки по условию (2.46) при $\xi = 0,35$ и $A_0 = 0,289$, при $M_{max} = 15,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{max} \gamma_n}{A_0 b R_b \gamma_{b2}}} = \sqrt{\frac{1\,520\,000 \cdot 0,95}{0,289 \cdot 20 \cdot 14,5 (100) 0,9}} = 13,9 \text{ см};$$

что меньше принятого $h_0 = h - a = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ см}$, условие (2.46) удовлетворяется.

Вычисляем продольную арматуру в ребрах панелей. Результаты расчета сведем в табл. 3.14, в которой величина $A_0 = M/b' h'^2 R_b \gamma_{b2}$, значения η и ξ приняты по табл. 2.12, а площадь сечения арматуры найдена по формуле (2.41). Значения M приняты с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$.

При расчете арматуры расчетное сечение принята Т-образным с полкой в сжатой зоне; ширина полки $b'_f = 100 \text{ см}$ — расстоянию в осях между ребрами, так как $h'_f/h = 4/20 = 0,2 > 0,1$ и $b'_f = 100 \text{ см} < 2l_c/6 = 2 \cdot 420/6 = 140 \text{ см}$.

Устанавливаем расположение нейтральной оси по условию (2.35) при $x = h'_f$: при $M \leq R_b h'_f b'_f (h_0 - 0,5 h'_f)$ нейтральная ось проходит в полке

$$M_{max} = 1\,520\,000 \text{ Н} \cdot \text{см} < 14,5 (100) 0,9 \cdot 100 \cdot 4 (17,5 - 0,5 \cdot 4) = 8\,070\,000 \text{ Н} \cdot \text{см},$$

условие удовлетворяется, расчет сечения арматуры производим при $b = b'_f = 100 \text{ см}$ (см. табл. 3.14).

Таблица 3.14. Расчет продольной арматуры ребер панели

Сторона панели	Обозначение ребра (балки) на рис. 3.35	Расчетный момент, M кг·м	h_0 , см	A_0	η/ξ	Площадь сечения арматуры A_s , см ²	
						требуемая	принято: диаметр и класс; площадь сечения стержня
Длинная	Б _г -1	7,3	17,5	0,0183	0,99/0,02	1,52	14 А-III; $A_s = 1,54$
	Б _г -2	12,6	17,5	0,0316	0,983/0,032	2,62	20 А-III; $A_s = 3,14$
	Б _г -3	14,5	17,5	0,0364	0,981/0,037	3,01	20 А-III; $A_s = 3,14$
Короткая	Б _г -1	5,59	16	0,017	0,992/0,017	1,26	14 А-III; $A_s = 1,54$
	Б _г -2	7,86	16	0,0237	0,987/0,024	1,8	16 А-III; $A_s = 2,01$

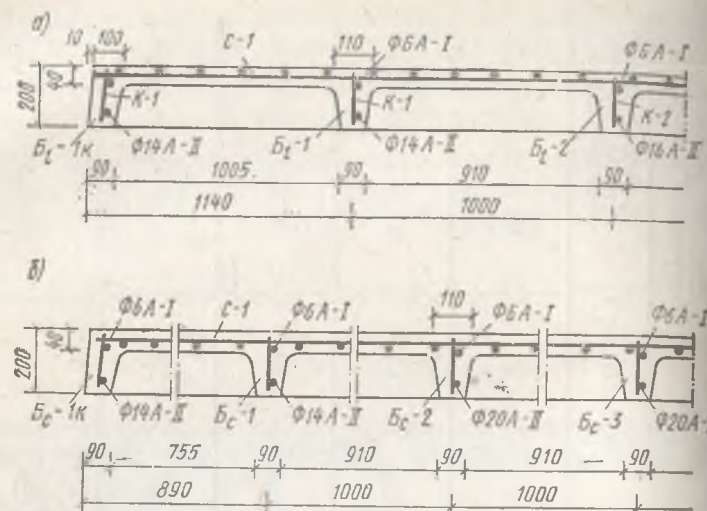


Рис. 3.36. Армирование кессонной панели
а — сечение поперек длинных балок Б₁; б — то же, коротких балок Б₂
С — сварные сетки; К — каркасы

Подбор поперечной арматуры. Максимальное значение поперечной силы $Q = 18\,000 \cdot 0,95 = 17\,100$ Н. Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось с по формулам:

$$B_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \cdot 1,2 \cdot 1,05 \cdot 0,9 (100) \cdot 10 \cdot 17,5^2 = 6,97 \cdot 10^5 \text{ Н/см},$$

где

$$b = (110 + 90) / 2 = 100 \text{ мм};$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} = 0,75 \frac{(3h'_f) h'_f}{b h_0} = 0,75 \frac{3 \cdot 4^2}{10 \cdot 17,5} = 0,206 < 0,5;$$

$$b'_f \leq b + 3h'_f; \varphi_n = 0.$$

В расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, следовательно, $c = B_b / 0,5Q = 6,97 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 17\,100 = 81,7$ см, что больше $2h_0 = 2 \cdot 17,5 = 35$ см; принимаем $c = 2h_0 = 35$ см. Тогда $Q_b = B_b / c = 6,97 \cdot 10^5 / 35 = 19,9 \cdot 10^3$ Н = 19,9 кН > $Q = 17,1$ кН, значит поперечная арматура по расчету не требуется.

Поперечную арматуру назначаем по конструктивным соображениям: шаг стержней не более $h/2$ и не более 150 мм (при $h \leq 450$ мм), принимаем $s = h/2 = 200/2 =$

$= 100$ мм; стержни диаметром 6 мм из стали класса А-I; в каркасах с продольной арматурой диаметром 14÷16 мм можно применить поперечные стержни диаметром 4 мм из стали класса Вр-I (см. табл. 2 прил. II). Схемы армирования кессонной панели показаны на рис. 3.36.

§ 15. СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЛЕСТНИЦ

Конструктивное решение лестниц. Лестницы разделяют на главные и вспомогательные, а по количеству маршей в пределах одного этажа — на двухмаршевые, трехмаршевые и распашные (рис. 3.37).

Минимальная ширина марша a и наибольший уклон $i = l/h$ для зданий разных типов установлены следующие: для основных лестниц жилых зданий высотой в два-три этажа $a = 1,2$ м, $i = 1:1,5$; высотой четыре и более этажей $a = 1,3$ м, $i = 1:1,75$; марши лестниц, ведущих в подвальные этажи, $a = 0,9$ м, $i = 1:1,5$, а ведущих на чердак $a = 0,9$ м, $i = 1:1,25$; марши лестниц производственных зданий $a = 1,2$ —2,2 м, $i = 1:1,5$.

Максимальную ширину лестничных маршей принимают 2,4 м. В одном марше число ступеней должно быть не менее трех и не более 16. Допускается увеличивать количество ступеней в одном марше только для лестниц, ведущих в подвал или на чердак. Ширину лестничных площадок принимают не менее ширины марша.

Лестницы из сборных железобетонных элементов устраивают, как правило, двухмаршевыми, состоящими из конструктивных элементов двух видов: площадочной плиты, монолитно окаймленной по контуру ребрами (балками), и лестничных маршей со ступенями. Марши опираются на консольные выступы крайних (лобовых) ребер площадочных плит (рис. 3.38) и соединяются с ними с помощью закладных уголков или пластин на сварке не менее чем в двух местах.

При большом пролете (более 3 м в горизонтальной проекции) марши можно проектировать отдельными — из козлов и ступеней. В крупнопанельных зданиях применяют также укрупненные элементы лестниц, состоящие из полуплощадок и одного марша, изготовленных совместно. Сборные марши изготовляют с полнотелыми железобетонными ступенями и с тонкостенными складчатыми ступенями. Складчатые ступени позволяют снизить расход бетона на 30 %.

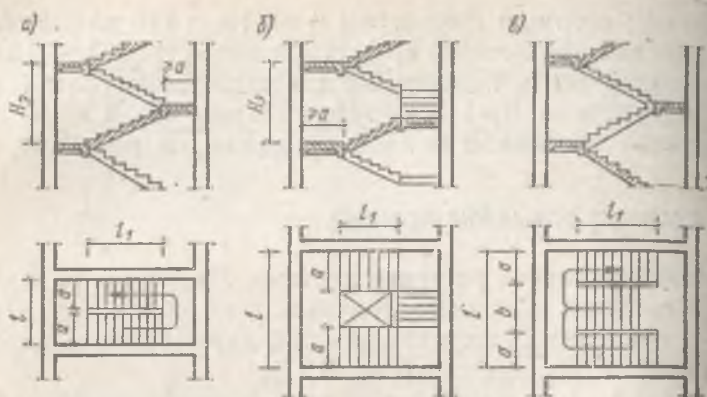


Рис. 3.37. Конструктивное решение лестниц
а — двухмаршевой; б — трехмаршевой; в — распахной

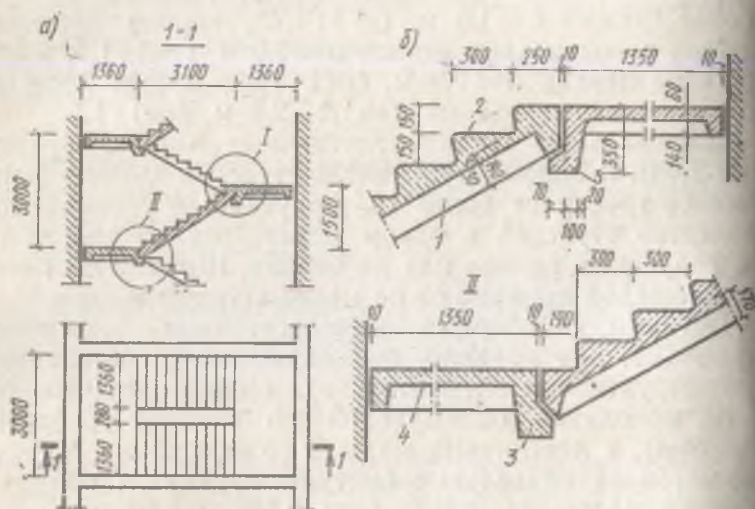


Рис. 3.38. Детали сборной железобетонной двухмаршевой лестницы
а — марши; б — детали узлов I и II; 1 — марш; 2 — ступень; 3 — лобовая балка (ребро); 4 — площадка (плита ребристая)

Расчет лестничных маршей и площадочных плит
Укрупненные марши и площадочные плиты лестниц представляют собой железобетонные ребристые плиты, работающие на изгиб как элементы таврового сечения с полкой в сжатой зоне. Косоуры отдельных маршей являются балочными элементами, рассчитываемыми на изгиб как свободно опертые балки на действующие нагрузки.

грузки с учетом уклона марша. Нормативную временную нагрузку для расчета сборных железобетонных элементов лестниц принимают в зависимости от назначения здания в пределах $3 \div 5 \text{ кН/м}^2$ (см. табл. 2.3).

Сборные железобетонные элементы лестниц рассчитывают как и панели перекрытий по прочности (первая группа предельных состояний) и по деформациям (вторая группа предельных состояний).

Пример 3.8. Расчет сборного железобетонного марша

Задание для проектирования. Рассчитать и сконструировать железобетонный марш шириной 1,35 м для лестниц жилого дома (рис. 3.38, а). Высота этажа 3 м. Угол наклона марша $\alpha \approx 30^\circ$, ступени размером 15×30 см. Бетон класса В25, арматура каркасов класса А-II, сеток — класса Вр-I. Расчетные данные для бетона и арматуры те же, что в примере 3.7.

Решение. Определение нагрузок и усилий. Собственный вес типовых маршей по каталогу промышленных изделий для жилищного и гражданского строительства

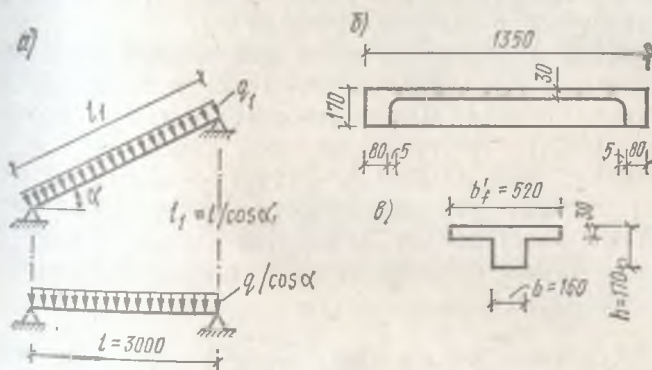


Рис. 3.39. К расчету лестничного марша по примеру 3.8

а — расчетная схема; б, в — фактическое и приведенное поперечные сечения

(ИИ-03) составляет $g^n = 3,6 \text{ кН/м}^2$ горизонтальной проекции. Расчетная схема марша приведена на рис. 3.39, а. Временная нормативная нагрузка согласно табл. 2, 3 для лестниц жилого дома $p^n = 3 \text{ кН/м}^2$, коэффициент

касов $n=2$, $A_{sw}=0,566 \text{ см}^2$; $\mu_w=0,566/16 \cdot 8=0,0044$;
 $\alpha=E_s/E_b=2,1 \cdot 10^5/2,7 \cdot 10^4=7,75$. В средней части ребер
 поперечную арматуру располагаем конструктивно с ша-
 гом 200 мм.

Проверяем прочность элемента по наклонной полосе
 между наклонными трещинами по формуле

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b \gamma_{b2} b h_0,$$

где

$$\varphi_{w1}=1+5\alpha\mu_w=1+5 \cdot 7,75 \cdot 0,0044=1,17;$$

$$\varphi_{b1}=1-0,01 \cdot 14,5 \cdot 0,9=0,87;$$

$$Q=17\,000 < 0,3 \cdot 1,17 \cdot 0,87 \cdot 14,5 \cdot 0,9 \cdot 16 \cdot 14,5(100)=93\,000 \text{ Н};$$

условие соблюдается, прочность марша по наклонному
 сечению обеспечена.

Далее рассчитывают прогибы ребер и проверяют их
 по раскрытию трещин (см. примеры 3.4 и 3.5).

Плиту марша армируют сеткой из стержней диамет-
 ром 4÷6 мм, расположенных шагом 100÷300 мм. Пли-
 та монолитно связана со ступенями, которые армируют
 по конструктивным соображениям, и ее несущая способ-
 ность с учетом работы ступеней вполне обеспечивается.
 Ступени, укладываемые на косоуры, рассчитывают как
 свободно опертые балки треугольного сечения. Диаметр
 рабочей арматуры ступеней с учетом транспортных и
 монтажных воздействий назначают в зависимости от
 длины ступеней l_{st} :

при $l_{st}=1-1,4 \text{ м}$	 6 мм
» $l_{st}=1,5-1,9 \text{ м}$	 7+8 »
» $l_{st}=2-2,4 \text{ м}$	 8+10 »

хомуты выполняют из арматуры диаметром 4÷6 мм ша-
 гом 200 мм.

Пример 3.9. Расчет железобетонной площадочной плиты

Задание для проектирования. Рассчитать и сконстру-
 ировать ребристую плиту лестничной площадки двух-
 маршевой лестницы (см. рис. 3.38, а). Ширина плиты
 1350 мм, толщина 60 мм, ширина лестничной клетки
 в свету 3 м. Временная нормативная нагрузка 3 кН/м².
 коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=1,2$. Марки
 материалов принять аналогично приведенным в приме;

ре 3.8: бетон класса В25, арматура каркасов из стали класса А-II, сетки — из стали класса Вр-I.

Решение. Определение нагрузок. Собственный нормативный вес плиты при $h'_f=6$ см; $g^n=0,06 \cdot 25\,000=1500$ Н/м²; расчетный вес плиты $g=1500 \cdot 1,1=1650$ Н/м²; расчетный вес лобового ребра (за вычетом веса плиты) $q=(0,29 \cdot 0,11 + 0,07 \cdot 0,07) \cdot 25\,000 \cdot 1,1=1000$ Н/м; расчетный вес крайнего пристенного ребра $q=0,14 \cdot 0,09 \cdot 1 \cdot 2500 \cdot 1,1=350$ Н/м. Временная расчетная нагрузка $p=3 \cdot 1,2=3,6$ кН/м².

При расчете площадочной плиты рассматривают раздельно полку, упруго заделанную в ребрах, лобовое ребро, на которое опираются марши, и пристенное ребро, воспринимающее нагрузку от половины пролета полки плиты (рис. 3.41).

Расчет полки плиты. Полку плиты при отсутствии поперечных ребер рассчитывают как балочный элемент с частичным защемлением на опорах (рис. 3.41, б). Расчетный пролет равен расстоянию между ребрами 1,13 м.

При учете образования пластического шарнира изгибающий момент в пролете и на опоре определяют по формуле, учитывающей выравнивание моментов

$$M=M_0=ql^2/16=5250 \cdot 1,13^2/16=420 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

где $q=(g+p)b=(1650+3600) \cdot 1=5250$ Н/м; $b=1$ м.

При $b=100$ см и $h_0=h-a=6-2=4$ см вычисляем

$$A_0 = \frac{M \gamma_n}{R_b \gamma_b b h_0^2} = \frac{4200 \cdot 0,95}{14,5 (100) 0,9 \cdot 100 \cdot 4^2} = 0,0192;$$

по табл. 2.12 определяем $\eta=0,981$, $\xi=0,019$;

$$A_s = \frac{M \gamma_n}{\eta h_0 R_s} = \frac{4200 \cdot 0,95}{0,981 \cdot 4 \cdot 375 (100)} = 0,27 \text{ см}^2.$$

Укладываем сетку С-1 из арматуры $\varnothing 3$ мм Вр-I шагом $s=200$ мм на 1 м длины с отгибом на опорах (сечение 1—1 на рис. 3.41, а), $A_s=0,36 \text{ см}^2$.

Расчет лобового ребра. На лобовое ребро действуют следующие нагрузки:

постоянная и временная, равномерно распределенные от половины пролета полки и от собственного веса

$$q=(1650+3600)1,35/2+1000=4550 \text{ Н/м};$$

равномерно распределенная нагрузка от опорной реакции маршей, приложенная на выступ лобового ребра и вызывающая его изгиб,

$$q_1=Q/a=17\,800/1,35=1320 \text{ Н/м}.$$

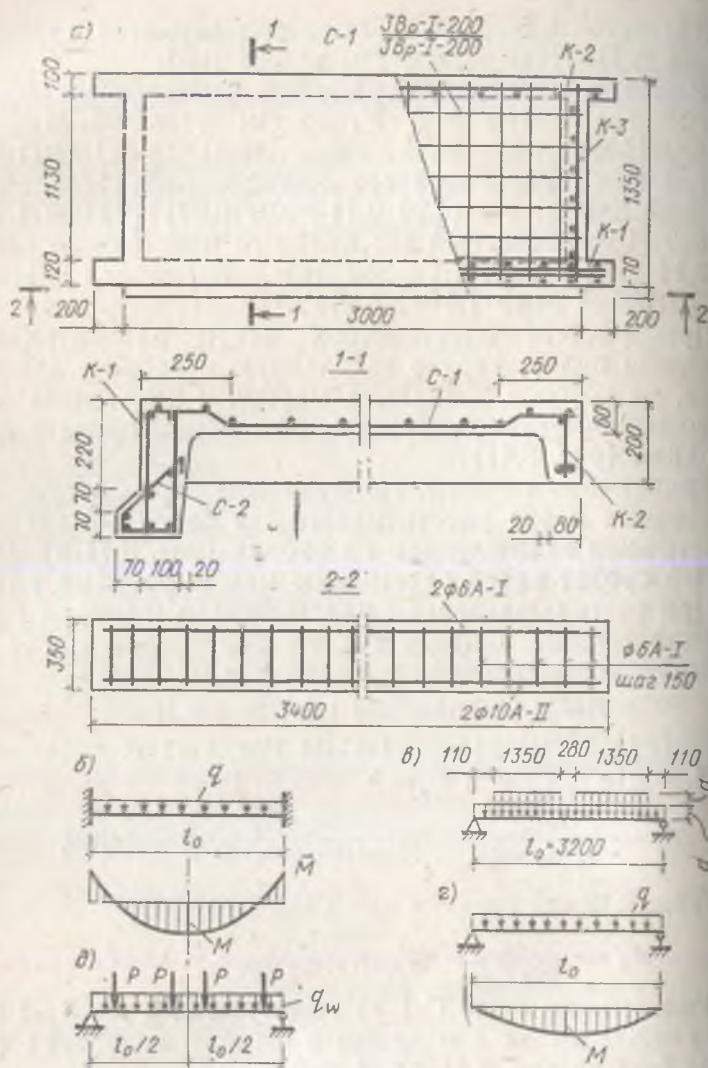


Рис. 3.41. К расчету плиты лестничной площадки по примеру
 а — общий вид и детали армирования плиты; б — расчетная схема плиты
 в — то же, лобовой балки (ребра); г — то же, продольного пристенного
 ребра; д — то же, лобовой балки при опирании косоуров

Расчетная схема лобового ребра показана на рис. 3.41, в. Изгибающий момент на выступе от нагрузки q на 1 м

$$M_1 = q_1 \frac{10 + 7}{2} = 1320 \cdot 8,5 = 11200 \text{ Н} \cdot \text{см} = 112 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Определяем расчетный изгибающий момент в середине пролета ребра (считая условно ввиду малых разрывов, что q_1 действует по всему пролету):

$$M = (q + q_1) l^2_0 / 8 = (4550 + 1320) 3,2^2 / 8 = 7550 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Расчетное значение поперечной силы с учетом $\gamma_n = 0,95$

$$Q = (q + q_1) l \gamma_n / 2 = (4550 + 1320) 3,2 \cdot 0,95 / 2 = 8930 \text{ Н}.$$

Расчетное сечение лобового ребра является тавровым с полкой в сжатой зоне шириной $b'_f = 6h'_f + b_r = 6 \cdot 6 + 12 = 48 \text{ см}$. Так как ребро монолитно связано с полкой, способствующей восприятию момента от консольного выступа, то расчет лобового ребра можно выполнять на действие только изгибающего момента $M = 7550 \text{ Н} \cdot \text{м}$.

В соответствии с общим порядком расчета изгибаемых элементов определяем (с учетом коэффициента надежности $\gamma_n = 0,95$):

расположение нейтральной оси по условию (2.35) при $x = h'_f$

$$M \gamma_n = 755000 \cdot 0,95 = 0,72 \cdot 10^6 < R_b \gamma_{b2} b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = \\ = 14,5 (100) 0,9 \cdot 48 \cdot 6 (31,5 - 0,5 \cdot 6) = 10,7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{см},$$

условие соблюдается, нейтральная ось проходит в полке;

$$A_0 = \frac{M \gamma_n}{b'_f h_0^2 R_b \gamma_{b2}} = \frac{755000 \cdot 0,95}{48 \cdot 31,5^2 \cdot 14,5 (100) 0,9} = 0,0117;$$

по табл. 2.12 находим $\eta = 0,993$, $\xi = 0,0117$;

$$A_s = \frac{M \gamma_n}{\eta h_0 R_s} = \frac{755000 \cdot 0,95}{0,993 \cdot 31,5 \cdot 280 (100)} = 0,82 \text{ см}^2;$$

принимаем из конструктивных соображений $2 \varnothing 10 \text{ А-II}$, $A_s = 1,57 \text{ см}^2$; процент армирования $\mu = (A_s / b h_0) 100 = 1,57 \cdot 100 / 12 \cdot 31,5 = 0,42 \%$.

Расчет наклонного сечения лобового ребра на поперечную силу: $Q = 8,93 \text{ кН}$. Вычисляем проекцию наклонного сечения на продольную ось s , придерживаясь порядка расчета, изложенного в предыдущих примерах:

$$B_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b h^2_0 = 2 \cdot 1,214 \cdot 1,05 (100) 12 \cdot 31,5^2 = \\ = 27,4 \cdot 10^5 \text{ Н/см},$$

где $\varphi_n = 0$; $\varphi_f = 0,75 (3h'_f) h'_f / b h_0 = 0,75 \cdot 3 \cdot 6^2 / 12 \cdot 31,5 = 0,214 < 0,5$;
 $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = (1 + 0,214 + 0) = 1,214 < 1,5$;

в расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, тогда $c = B_b/0,5Q = 27,4 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 8930 = 612$ см, что больше $2h_0 = 2 \cdot 31,5 = 63$ см; принимаем $c = 63$ см.

Вычисляем:

$$Q_b = B_b/c = 27,4 \cdot 10^5 / 63 = 43,4 \cdot 10^3 \text{ Н} = 43,4 \text{ кН} > Q = 8,93 \text{ кН},$$

следовательно, поперечная арматура по расчету не требуется. По конструктивным требованиям принимаем закрытые хомуты (учитывая изгибающий момент на консольном выступе) из арматуры диаметром 6 мм класса А-I шагом 150 мм (см. каркас К-I в сечении 2—2 на рис. 3.41, а).

Консольный выступ для опирания сборного марша армируют сеткой С-2 из арматуры диаметром 6 мм класса А-I; поперечные стержни этой сетки скрепляют с хомутами каркаса К-I ребра. Расчет второго продольного ребра площадочной плиты выполнят аналогично расчету лобового ребра без учета нагрузки от лестничного марша (рис. 3.41, в). Проверка сечения ребристой плиты по прогибу производится аналогично изложенному в примере 3.4 (см. § 13).

Глава 4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ КОЛОНН И ФУНДАМЕНТОВ

§ 16. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

В железобетонных конструкциях все сжатые элементы рассчитываются как внецентренно сжатые. Это обусловлено тем, что кроме фактического эксцентриситета приложения сжимающей силы ($e = M/N$) в железобетонном элементе ввиду несовершенства его геометрических форм, отклонения фактических размеров сечений от проектных, неоднородности бетона геометрический и физический центры тяжести сечения не совпадают и поэтому в расчет дополнительно вводят так называемый случайный эксцентриситет e_a (см. гл. 2 § 5). Суммарный эксцентриситет по формуле: $e_0 = e + e_a$.

При приложении сжимающей силы по оси элемента ($e = M/N = 0$) учитывают только случайный эксцентриситет $e_0 = e_a$, и элемент можно рассматривать как ус-

ловно центрально-сжатый. К таким элементам относят промежуточные колонны в зданиях и сооружениях, верхние пояса ферм при отсутствии внеузловой нагрузки, сжатые стойки и раскосы ферм и др.

Колонны и стойки при $e_0 = e_a$ назначают обычно квадратного сечения, иногда прямоугольного. При значительных эксцентриситетах поперечное сечение колонн принимают прямоугольным с большей стороной в направлении расположения эксцентриситета; по форме сечения могут быть также двутавровыми или тавровыми. В целях стандартизации сечения колонн назначают кратными 50 мм. Минимальное сечение сборных колонн жилых и общественных зданий допускается 200×200 мм, промышленных 300×300 мм, монолитные колонны рекомендуются с поперечным сечением не менее 250 мм. Бетон для колонн применяют не ниже класса по прочности на сжатие В15, а для сильно загруженных не ниже В25. Колонны армируют продольными стержнями диаметром не менее 12 мм из стали классов А-III или А-II и поперечными стержнями (или хомутами) из стали классов А-I, А-II, А-III или холодноотянутой проволоки класса В-I (рис. 4.1). Основные положения по расчету внецентренно сжатых элементов изложены в гл. 2 § 9.

При проектировании внецентренно сжатых колонн надо соблюдать следующие конструктивные требования: размеры сечений колонн должны быть такими, чтобы их гибкость l_0/i в любом направлении не превышала 120, а для второстепенных сжатых элементов $l_0/i \leq 200$; минимальная площадь сечения продольной арматуры S и S' должна составлять, %:

в элементах при $l_0/i < 17$	0,03;
то же $17 \leq l_0/i \leq 35$	0,1
» $35 \leq l_0/i \leq 83$	0,2;
» $l_0/i > 83$	0,25;

толщина защитного слоя бетона должна быть не менее диаметра продольной арматуры и не менее 20 мм, а при применении в колоннах с жестким каркасом в качестве продольных стержней полосовой, угловой или фасонной стали — не менее 50 мм;

расстояние между вертикальными стержнями арматуры в свету, если они при бетонировании расположены вертикально, должно быть не менее 50 мм, а при горизонтальном или наклонном расположении — не менее 25 мм для нижней арматуры и 30 мм для верхней ар-

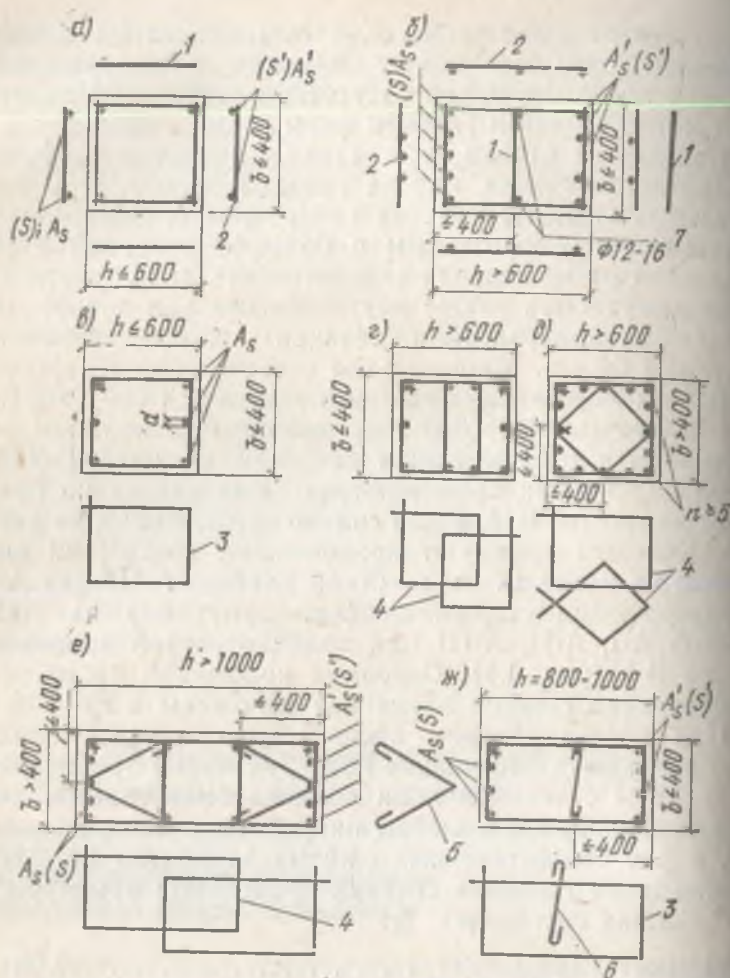


Рис. 4.1. Армирование поперечного сечения колонны

а, б — сварными каркасами; в — ж — вязаными каркасами; 1 — соединительный стержень; 2 — каркас; 3 — одиночный хомут; 4 — двойной хомут; дополнительный стержень; 6 — шпилька; 7 — дополнительные стержни диаметром $\varnothing 12-16$ мм

матуры; кроме того, во всех случаях это расстояние принимают не менее наибольшего диаметра стержней;

поперечные стержни или хомуты ставят без расчета, но с соблюдением установленных нормами указаний при ширине грани колонны не более 400 мм и числе продольных стержней не более четырех проектируют плоские сварные каркасы без дополнительных стержней или одиночные хомуты (рис. 4.1, а, в); при ширине гра-

ни более 400 мм или наличии более четырех продольных стержней на одной грани вводят конструктивно дополнительные стержни или ставят двойные хомуты (рис. 4.1, б, г, д, е); вместо двойного хомута допускается ставить соединительные шпильки (рис. 4.1, ж); перегибы хомутов располагают на расстоянии не более 400 мм по ширине грани элемента.

Для предотвращения бокового выпучивания продольных стержней при сжатии расстояние между поперечными стержнями (хомутами) принимают не более $15d$ при вязаных каркасах и не более $20d$ при сварных каркасах и не более 500 мм, где d — наименьший диаметр продольно сжатых стержней. В колоннах, где насыщение продольной арматуры составляет более 3 %, хомуты ставят на расстояниях не более $10d$ и ≤ 300 мм.

Диаметр поперечных стержней в сварных каркасах должен удовлетворять условиям свариваемости (прил. X): при диаметре продольных стержней $14 \div 20$ мм обычно принимают $5 \div 6$ мм, при диаметре $22 \div 25$ мм — 8 мм, при диаметре $28 \div 32$ мм — 10 мм, при диаметре $36 \div 40$ мм — 12 мм. Диаметр хомутов в вязаных каркасах должен быть не менее 5 мм и не менее $0,25d$, где d — наибольший диаметр продольных стержней; обычно принимают хомуты из проволоки класса А-I диаметром $6 \div 8$ мм.

Закладные металлические детали не должны выступать за плоскость граней элемента; их надо приваривать к рабочей арматуре или надежно заанкеривать с бетоном с помощью специальных анкерных крюков или стержней (см. рис. 1.11).

§ 17. РАСЧЕТ КОЛОНН ПРИ СЛУЧАЙНЫХ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТАХ

На практике расчет колонн при случайных эксцентриситетах ($e_0 = e_a \leq h/30$) выполняют следующим образом: предварительно назначают размеры сечения колонны, класс арматурной стали, класс бетона, коэффициент $\varphi = 0,75 \div 0,85$ и при вычисленном или заданном расчетном сжимающем усилии N находят площадь сечения продольной арматуры ΣA_s по формуле (2.95)

$$(A_s + A'_s) = \left(\frac{N}{\eta \varphi} - R_b A \right) \frac{1}{R_{sc}},$$

где $\eta = 0,9$ при $h \leq 200$ мм; $\eta = 1$ — при $h > 200$ мм;

$$\varphi = [\varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) R_{sc} (A_s + A'_s) / R_b A] \leq \varphi_r.$$

Затем определяют процент армирования $\mu = \Sigma A_s / A \times 100 \%$, который при правильном проектировании должен быть в пределах $1 \div 2 \%$ и не менее $0,05 \%$ при густоте колонны $l_0/i < 17$ или $0,1 \%$ при $17 \leq l_0/i \leq 35$, $0,2 \%$ при $35 < l_0/i \leq 83$ и $0,25 \%$ при $l_0/i > 83$.

Максимальное содержание арматуры должно быть не более 3% (при $\mu > 3 \%$, что имеет место в колоннах с жесткой арматурой, состоящей из стержней или прокатных профилей — уголков, швеллеров или двутавров в расчетах площадь арматуры исключается из общей площади сечения элемента). Если окажется, что условие $\mu_{\min} \% \leq \mu \% \leq \mu_{\max} (3 \%)$ не удовлетворяется, изменяют размеры сечения и расчет повторяют.

Пример 4.1. Расчет сборной железобетонной колонны

Задание на проектирование. Рассчитать и сконструировать колонну среднего ряда производственного пятиэтажного трехпролетного здания с плоской кровлей (см. рис. 3.4) при случайных эксцентриситетах ($e_0 = e_{\text{ср}}$). Высота этажа $H = 4,2$ м. Сетка колонн 6×6 м. Верх фундамента заглублен ниже отметки пола на $0,6$ м. Здание возводится в III климатическом районе по снеговому покрову. Полезная (временная) нагрузка на междуэтажные перекрытия 7 кН/м^2 , в том числе длительная 5 кН/м^2 . Конструктивно здание решено с несущими наружными стенами, горизонтальная (ветровая) нагрузка воспринимается поперечными стенами и стенами лестничных клеток. Членение колонн поэтажное. Стыки колонн располагаются на высоте $0,6$ м от уровня верха панелей перекрытия. Ригели опираются на консоли колонн. Схема сборного перекрытия показана на рис. 3.4, а, ребристая панель перекрытия решена в примере 3.4. Класс бетона по прочности на сжатие колонн не более В30, продольная арматура класса А-III. По назначению здание относится ко второму классу. Принимаем $\gamma_n = 0,95$.

Решение. Определение нагрузок и усилий. Грузовая площадь от перекрытий и покрытий при сетке колонн 6×6 м равна 36 м^2 . Подсчет нагрузок сведен в табл. 4.1. При этом высота и ширина сечения ригеля принять $h \approx 0,1l = 0,1 \cdot 600 = 60 \text{ см}$ и $b = 0,4h = 0,4 \cdot 60 = 24 \text{ см} \approx 25 \text{ см}$ (кратно 5 см). При этих размерах масса ригеля

Таблица 4.1. Нормативные и расчетные нагрузки

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная (округленно) нагрузка, Н/м ²
От покрытия:			
постоянная:			
от рулонного ковра в три слоя	120	1,2	150
от цементного выравнивающего слоя при $t=20$ мм; $\rho=2000$ кг/м ³	400	1,3	520
от утеплителя — пенобетонных плит при $b=120$ мм; $\rho=400$	480	1,2	580
от паронизляции в один слой	40	1,2	50
от сборных ребристых панелей при $h_{red}=100$ мм	2500	1,1	2750
от ригелей (по предварительному расчету)	625	1,1	690
от вентиляционных коробов и трубопроводов	500	1,1	550
Итого	4665	—	5290
Временная (снег):	1000	1,4	1400
в том числе кратковременная	700	1,4	980
длительная (30%)	300	1,4	420
Всего от покрытия	5665	—	6690
От перекрытия (согласно табл. 3.4):			
постоянная:			
от плиточного пола при $t=15$ мм; $\rho=2000$	300	1,1	330
от цементного раствора при $t=20$ мм, $\rho=2000$	400	1,3	520
от шлакобетона при $t=60$ мм, $\rho=1500$	900	1,3	1200
от ребристых панелей $h_{red}=100$ мм	2500	1,1	2750
от ригелей (по предварительному расчету)	625	1,1	690
Итого	4725	—	5490 $\approx$ 5500
Временная:			
длительная	5000	1,2	6000
кратковременная	2000	1,2	2400
Всего от перекрытия	11725	—	13900

ля на 1 м длины составит: $hbr=0,6 \cdot 0,25 \cdot 2500=375$ кг
а на $1 \text{ м}^2=375/6=62,5$.

Сечение колонн предварительно принимаем $b_c \times h_c=$
 $=40 \times 40$ см. Расчетная длина колонн во втором — пя-
том этажах равна высоте этажа $l_0=H_f=4,2$ м, а для
первого этажа с учетом некоторого защемления¹ колон-
ны в фундаменте $l_0=0,7H_1=0,7(4,2+0,6)=3,4$ м.

Собственный расчетный вес колонн на один этаж
во втором — пятом этажах

$$G_c=b_c h_c H_f \rho \gamma_f=0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,2 \cdot 25 \cdot 1,1=18,5 \text{ кН};$$

в первом этаже

$$G_{c1}=0,4 \cdot 0,4 (4,2+0,6) 25 \cdot 1,1=21,2 \text{ кН}.$$

Подсчет расчетной нагрузки на колонну сведе-
н в табл. 4.2. Расчет нагрузки от покрытия и перекрытия
выполнен умножением их значений по табл. 4.1 на гр.

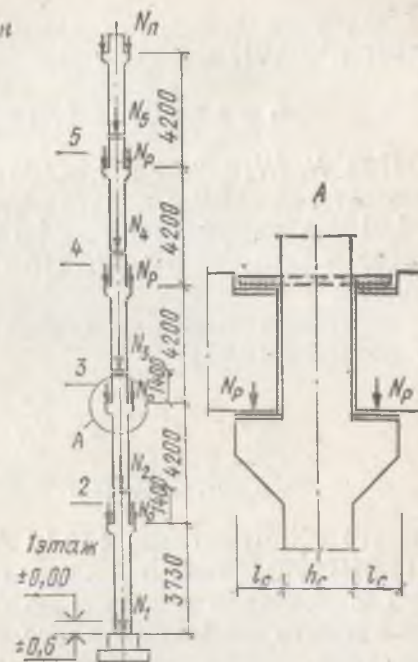
Т а б л и ц а 4.2. Подсчет расчетной нагрузки на колонну

Этаж	Нагрузка от покрытия и перекрытия, кН		Собствен- ный вес колонн, кН	Расчетная суммарная нагрузка, кН		
	длитель- ная	кратковре- менная		длитель- ная N_{ld}	кратко- временная N_{cd}	полная
5	200	35,2	18,5	218,2	35,3	253,8
4	614	121,6	37	651	121,6	772,6
3	1028	207,9	55,7	1083,5	207,9	1291,4
2	1442	294,2	74	1516	294,2	1810,2
1	1856	380,5	95,2	1951,2	380,5	2331,7 $\approx$ ≈ 2332

зовую площадь $A_c=36 \text{ м}^2$, с которой нагрузка пе-
дается на одну колонну; $N_c=(g+p)A_c$. В табл. 4.2
нагрузки по этажам приведены нарастающим итог
последовательным суммированием сверху вниз. По-
этому снижения временной нагрузки, предусмотренно-
го п. 3.9 СНиП 2.01.07—85 при расчете колонн в зданиях
высотой более двух этажей, не делалось, так как для
производственных зданий это можно выполнять по ук-

¹ Учет защемления колонны предполагает тщательную заделку
ее в стакане фундамента. При податливой заделке расчетную длину
колонны первого этажа принимают $l_0=H_1$, где H_1 — высота от вер-
ха фундамента до отметки верха перекрытия над первым этажом.

Рис. 4.2. Загружение колонн
среднего ряда к примеру 4.1



заниям соответствующих инструкций, ссылка на кото-
рые дается в здании на проектирование.

За расчетное сечение колонн по этажам приняты се-
чения в уровне стыков колонн, а для первого этажа —
в уровне отметки верха фундамента. Схема загрузки
колонны показана на рис. 4.2.

Расчет колонны первого этажа. Усилия с учетом
 $\gamma_n=0,95$ будут: $N_1=2332 \cdot 0,95=2210$ кН, $N_{ld}=1951 \times$
 $\times 0,95=1860$ кН (по табл. 4.2), сечение колонны $h_c \times$
 $\times b_c=40 \times 40$ см, бетон класса В30, $R_b=17$ МПа, арма-
тура из стали класса А-III, $R_{sc}=365$ МПа, $\gamma_{b2}=0,9$.

Предварительно вычисляем отношение $N_{ld}/N_1=$
 $=1860/2210=0,84$; гибкость колонны $\lambda=l_0/h_c=340/40=$
 $=8,5>4$, следовательно, необходимо учитывать прогиб
колонны; эксцентриситет $e_a=h_c/30=40/30=1,33$ см, а
также не менее $l/600=480/600=0,8$ см; принимаем
большее значение $e_a=1,33$ см; расчетная длина колон-
ны $l=340$ см $< 20h_c=20 \cdot 40=800$ см, значит расчет про-
дольной арматуры можно выполнять по формуле (2.95).

Задаемся процентом армирования $\mu=1\%$ (коэффициент $\mu=0,01$) и вычисляем

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b2}} = 0,01 \frac{365}{17 \cdot 0,9} = 0,239.$$

При $N_{ld}/N_1=0,84$ и $\lambda=l_0/h=8,5$ по табл. 2.15 коэффициенты $\varphi_b=0,9$ и, полагая, что $A_{ms}<1,3(A_s+A'_s)$ $\varphi'_s=0,915$, а коэффициент φ по формуле (2.94) $\varphi=\varphi_b+2(\varphi_r-\varphi_b)\alpha_1=0,9+2(0,915-0,9)0,239=0,907<\varphi_r=0,915$;

требуемая площадь сечения продольной арматуры по формуле (2.95):

$$(A_s + A'_s) = \frac{N_1}{\varphi \gamma_s R_{sc}} = A \frac{R_b \gamma_{b2}}{R_{sc}} = \frac{2\,210\,000}{0,907 \cdot 1 \cdot 365 (100)} = 40 \cdot 40 \frac{17 \cdot 0,9}{365} = 0;$$

принято конструктивно $4 \varnothing 16$ А-III, $\Sigma A_s=8,04 \text{ см}^2$; $\mu=(8,04/1600)100=0,5\%$, что меньше ранее принятого $\mu=1\%$. Сечение колонны можно несколько уменьшить или принять меньшими класс бетона и класс арматуры и стали. Если назначить сечение колонны 350×350 мм, сохранив ранее принятые характеристики материалов, то при пересчете будем иметь: $\lambda=l_0/h=340/35=9,7$; $\varphi_b=0,893$; $\varphi_r=0,903$; при $\mu=0,015$ коэффициент $\varphi=0,893+2(0,903-0,893)0,36=0,9$; $\alpha_1=0,015 \cdot 365/17 \cdot 0,9=0,36$;

$$(A_s + A'_s) = \frac{2\,210\,000}{0,9 \cdot 1 \cdot 365 (1000)} = 35 \cdot 35 \frac{17 \cdot 0,9}{563} = 16,1 \text{ см}^2,$$

принимаем для симметричного армирования $4 \varnothing 25$ А-II $\Sigma A_s=19,63 \text{ см}^2$; $\mu=1,6\%$ (что близко принятому $\mu=0,015$).

Фактическая несущая способность сечения 350×350 мм по формуле (2.93)

$$N_{fc} = \eta \varphi (R_b \gamma_{b2} A + \Sigma A_s R_{sc}) = 1 \cdot 0,9 [17 (100) 0,9 \cdot 1225 + 19,6 \cdot 365 \times \times (100)] = 2\,330\,000 \text{ Н} = 2330 \text{ кН} > N_1 = 2210 \text{ кН};$$

несущая способность сечения достаточна (+5%).

Поперечная арматура в соответствии с данными табл. 2 прил. II принята диаметром 8 мм класса А-III шагом $300 \text{ мм} < 20d_1 = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм}$ и меньше $h_c = 35 \text{ см}$. Армирование колонны первого этажа показано на рис. 4.3.

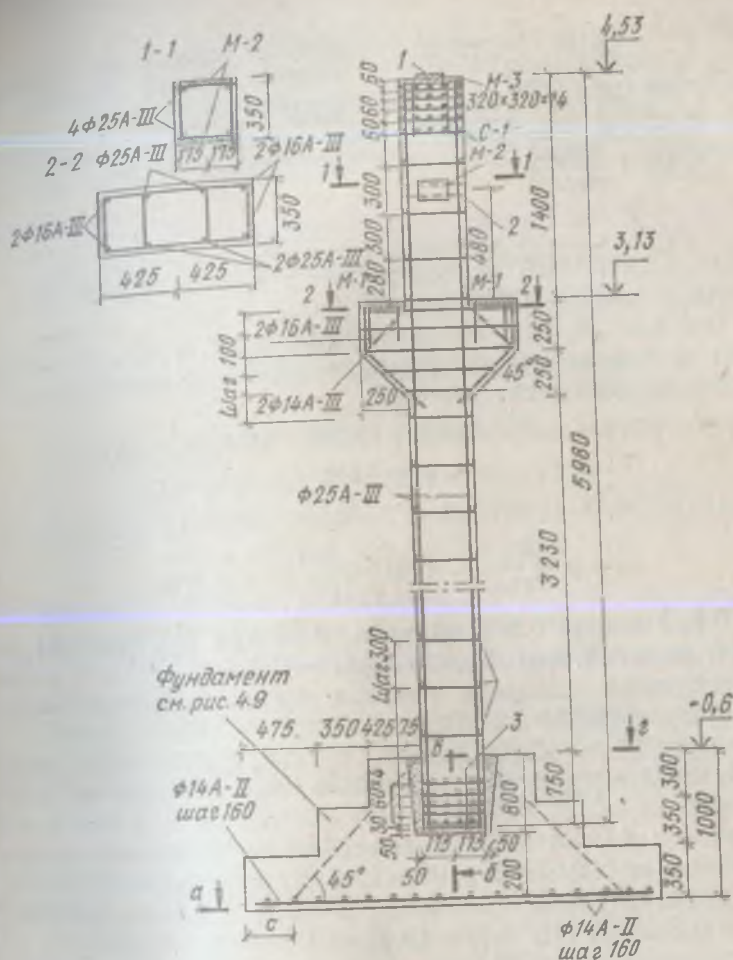


Рис. 4.3. Армирование колонны первого этажа
1 — центрирующая стальная прокладка 100×100×5 мм; 2 — трубка диаметром 40 мм; 3 — сетки С-1; М-1, М-2, М-3 — закладные металлические детали

Расчет колонны второго этажа. Для унификации ригелей сечение колонн второго и всех вышерасположенных этажей назначаем $h_c \times b_c = 30 \times 30$ см; класс бетона и класс арматурной стали те же, что для колонны первого этажа. Действующие расчетные нагрузки по табл. 4.2: полная $N_2 = 1810 \cdot 0,95 = 1720$ кН, в том числе длительно действующая $N_{ld} = 1516 \cdot 0,95 = 1440$ кН. Отношение $N_{ld}/N_2 = 1440/1720 = 0,84$. Гибкость колонны $\lambda = l_0/h_c = 420/30 = 14 > 4$, необходим учет прогиба ко-

Задаемся процентом армирования $\mu=1\%$ (коэффициент $\mu=0,01$) и вычисляем

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b1}} = 0,01 \frac{365}{17 \cdot 0,9} = 0,239.$$

При $N_{ld}/N_1=0,84$ и $\lambda=l_0/h=8,5$ по табл. 2.15 коэффициенты $\varphi_b=0,9$ и, полагая, что $A_{ms}<1,3(A_s+A'_s)$ $\varphi'_s=0,915$, а коэффициент φ по формуле (2.94) $\varphi=\varphi_b+2(\varphi_r-\varphi_b)\alpha_1=0,9+2(0,915-0,9)0,239=0,907<\varphi_r=0,915$;

требуемая площадь сечения продольной арматуры по формуле (2.95):

$$\begin{aligned} (A_s + A'_s) &= \frac{N_1}{\varphi \gamma_s R_{sc}} - A \frac{R_b \gamma_{b2}}{R_{sc}} = \\ &= \frac{2\,210\,000}{0,907 \cdot 1 \cdot 365 (100)} - 40 \cdot 40 \frac{17 \cdot 0,9}{365} = 0; \end{aligned}$$

принято конструктивно $4 \varnothing 16$ А-III, $\Sigma A_s=8,04$ см²; $\mu=(8,04/1600)100=0,5\%$, что меньше ранее принятого $\mu=1\%$. Сечение колонны можно несколько уменьшить или принять меньшими класс бетона и класс арматуры и стали. Если назначить сечение колонны 350×350 мм, сохранив ранее принятые характеристики материалов, то при пересчете будем иметь: $\lambda=l_0/h=340/35=9,7$; $\varphi_b=0,893$; $\varphi_r=0,903$; при $\mu=0,015$ коэффициент $\varphi=0,893+2(0,903-0,893)0,36=0,9$; $\alpha_1=0,015 \cdot 365/17 \cdot 0,9=0,36$;

$$(A_s + A'_s) = \frac{2\,210\,000}{0,9 \cdot 1 \cdot 365 (1000)} - 35 \cdot 35 \frac{17 \cdot 0,9}{563} = 16,1 \text{ см}^2,$$

принимаем для симметричного армирования $4 \varnothing 25$ А-II $\Sigma A_s=19,63$ см²; $\mu=1,6\%$ (что близко принятому $\mu=0,015$).

Фактическая несущая способность сечения 350×350 мм по формуле (2.93)

$$\begin{aligned} N_{fc} &= \eta \varphi (R_b \gamma_{b2} A + \Sigma A_s R_{sc}) = 1 \cdot 0,9 [17 (100) 0,9 \cdot 1225 + 19,6 \cdot 365 \times \\ &\times (100)] = 2\,330\,000 \text{ Н} = 2330 \text{ кН} > N_1 = 2210 \text{ кН}; \end{aligned}$$

несущая способность сечения достаточна (+5%).

Поперечная арматура в соответствии с данными табл. 2 прил. II принята диаметром 8 мм класса А-I шагом $300 \text{ мм} < 20d_1 = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм}$ и меньше $h_{ef} = 35 \text{ см}$. Армирование колонны первого этажа показано на рис. 4.3.

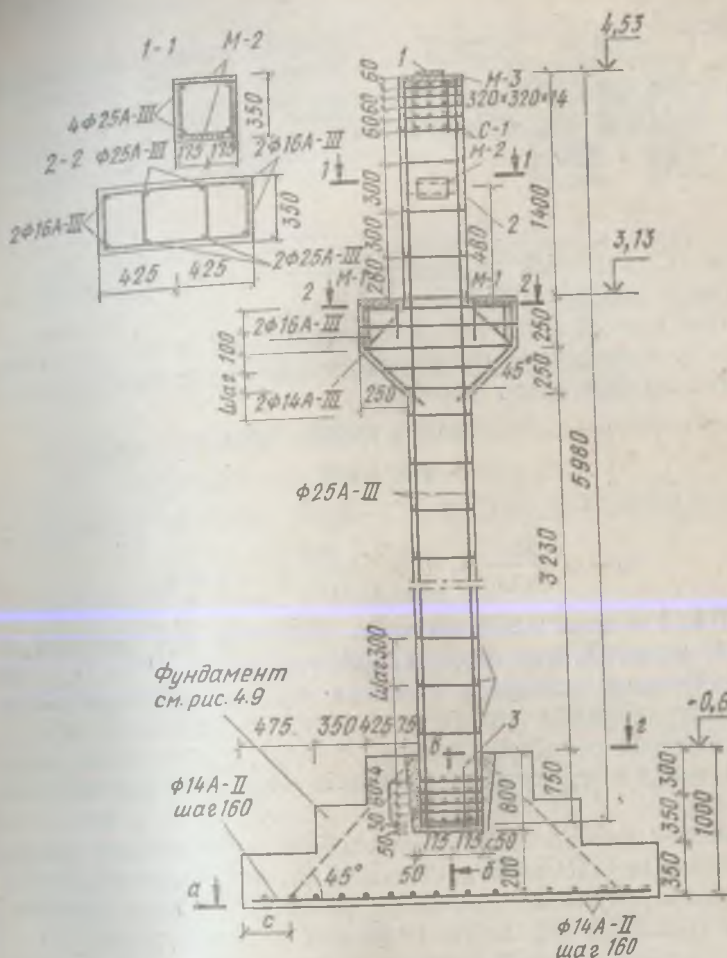


Рис. 4.3. Армирование колонны первого этажа

1 — центрирующая стальная прокладка $100 \times 100 \times 6$ мм; 2 — трубка диаметром 40 мм; 3 — сетки С-1; М-1, М-2, М-3 — закладные металлические детали

Расчет колонны второго этажа. Для унификации ригелей сечение колонн второго и всех вышерасположенных этажей назначаем $h_c \times b_c = 30 \times 30$ см; класс бетона и класс арматурной стали те же, что для колонны первого этажа. Действующие расчетные нагрузки по табл. 4.2: полная $N_2 = 1810 \cdot 0,95 = 1720$ кН, в том числе длительно действующая $N_{ld} = 1516 \cdot 0,95 = 1440$ кН. Отношение $N_{ld}/N_2 = 1440/1720 = 0,84$. Гибкость колонны $\lambda = l_0/h_c = 420/30 = 14 > 4$, необходим учет прогиба ко-

Задаемся процентом армирования $\mu=1\%$ (коэффициент $\mu=0,01$) и вычисляем

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b2}} = 0,01 \frac{365}{17 \cdot 0,9} = 0,239.$$

При $N_{ld}/N_1=0,84$ и $\lambda=l_0/h=8,5$ по табл. 2.15 коэффициенты $\varphi_b=0,9$ и, полагая, что $A_{ms}<1,3(A_s+A'_s)$ $\varphi_r=0,915$, а коэффициент φ по формуле (2.94) $\varphi=0,9+2(\varphi_r-\varphi_b)\alpha_1=0,9+2(0,915-0,9)0,239=0,907<\varphi_r=0,915$;

требуемая площадь сечения продольной арматуры по формуле (2.95):

$$(A_s + A'_s) = \frac{N_1}{\varphi \gamma_s R_{sc}} - A \frac{R_b \gamma_{b2}}{R_{sc}} = \frac{2\,210\,000}{0,907 \cdot 1 \cdot 365 (100)} - 40 \cdot 40 \frac{17 \cdot 0,9}{365} = 0;$$

принято конструктивно 4 $\varnothing 16$ А-III, $\Sigma A_s=8,04$ см²; $\mu=(8,04/1600)100=0,5\%$, что меньше ранее принятого $\mu=1\%$. Сечение колонны можно несколько уменьшить или принять меньшими класс бетона и класс арматуры стали. Если назначить сечение колонны 350 $\times$ 350 мм, сохранив ранее принятые характеристики материалов, то при пересчете будем иметь: $\lambda=l_0/h=340/35=9,7$; $\varphi_b=0,893$; $\varphi_r=0,903$; при $\mu=0,015$ коэффициент $\varphi=0,893+2(0,903-0,893)0,36=0,9$; $\alpha_1=0,015 \cdot 365/17 \cdot 0,9=0,36$;

$$(A_s + A'_s) = \frac{2\,210\,000}{0,9 \cdot 1 \cdot 365 (1000)} - 35 \cdot 35 \frac{17 \cdot 0,9}{563} = 16,1 \text{ см}^2,$$

принимаем для симметричного армирования 4 $\varnothing 25$ А-II $\Sigma A_s=19,63$ см²; $\mu=1,6\%$ (что близко принятому $\mu=0,015$).

Фактическая несущая способность сечения 350 $\times$ 350 мм по формуле (2.93)

$$N_{fc} = \eta \varphi (R_b \gamma_{b2} A + \Sigma A_s R_{sc}) = 1 \cdot 0,9 [17 (100) 0,9 \cdot 1225 + 19,6 \cdot 365 \times \times (100)] = 2\,330\,000 \text{ Н} = 2330 \text{ кН} > N_1 = 2210 \text{ кН};$$

несущая способность сечения достаточна (+5%).

Поперечная арматура в соответствии с данными табл. 2 прил. II принята диаметром 8 мм класса А-I шагом 300 мм $< 20d_1 = 20 \cdot 25 = 500$ мм и меньше $h_{ef} = 35$ см. Армирование колонны первого этажа показано на рис. 4.3.

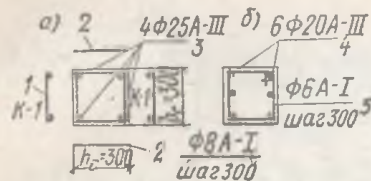


Рис. 4.4. Армирование сечений колонны второго этажа
а — сварными каркасами; б — сварным каркасом; в — соединительными стержнями; г — продольными (рабочими) стержнями; д — хомуты

лонны. Случайный эксцентриситет: $e_a = h_c/30 = 300/30 = 1 \text{ см} > l_0/600 = 420/600 = 0,7 \text{ см}$.

При $h_c = 30 \text{ см} > 20 \text{ см}$ коэффициент $\eta = 1$; коэффициент φ вычисляем по формуле (2.94), предварительно приняв коэффициент $\mu = 0,02$:

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) \quad \alpha_1 = 0,823 + 2(0,863 - 0,823)0,478 = 0,861 < \varphi_r = 0,863,$$

где

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b2}} = 0,02 \frac{365}{17 \cdot 0,9} = 0,478;$$

$\varphi_b = 0,823$ и $\varphi_r = 0,863$ по табл. 2.15 при $N_{ld}/N_2 = 0,84$, $\lambda = 14$, полагая, что $A_{ms} < 1/3(A_s + A'_s)$.

Требуемая площадь сечения продольной арматуры по формуле (2.95)

$$(A_s + A'_s) = \frac{1\,725\,000}{0,86 \cdot 1 \cdot 365(100)} - 30 \cdot 30 \frac{17 \cdot 0,9}{365} = 16,9 \text{ см}^2;$$

принимаем 4 $\varnothing 25$ А-III, $\Sigma A_s = 19,63 \text{ см}^2$; процент армирования $\mu = (19,63/900)100 = 2,18 \%$, что немного больше предварительно принятого $\mu = 2 \%$. Можно принять также 6 $\varnothing 20$ А-III, $\Sigma A_s = 18,85 \text{ см}^2$.

Принимая $\varphi = 0,86$, вычислим фактическую несущую способность колонны

$$N_{fc} = \eta \varphi (R_b \gamma_{b2} A + \Sigma A_s R_{sc}) = 1 \cdot 0,86 [17(100)0,9 \cdot 900 + 19,6 \cdot 365(100)] = 1\,800\,000 \text{ Н} = 1800 \text{ кН} > N_2 = 1720 \text{ кН};$$

превышение на 4,6 %, прочность сечения обеспечена.

В соответствии с данными табл. 2 прил. II принимаем поперечную арматуру диаметром $d_w = 8 \text{ мм}$ класса А-I шагом $s = 300 \text{ мм} < 20d_1 = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм}$. Схемы армирования колонны второго этажа показаны на рис. 4.4.

Расчет колонны третьего этажа. Полная расчетная нагрузка на колонну $N_3 = 1291 \cdot 0,95 = 1230 \text{ кН}$, в том числе длительно действующая $N_{ld} = 1084 \cdot 0,95 = 1030 \text{ кН}$.

Отношение $N_{ld}/N_3 = 1030/1230 = 0,84$. Размеры бетона сечения $b_c \times h_c = 30 \times 30 \text{ см}$; гибкость колонны $= l_0/h_c = 420/30 = 14$. Коэффициент $\eta = 1$, так как $= 30 \text{ см} > 20 \text{ см}$. Взяв по данным колонны второго этажа $\varphi \approx 0,86$, требуемое сечение продольной арматуры будет

$$(A_s + A'_s) = \frac{1\,230\,000}{0,86 \cdot 1 \cdot 365(100)} - 900 \frac{17 \cdot 0,9}{365} = 1,4 \text{ см}^2;$$

принимаем 4 $\varnothing 14$ А-III, $A_s = 6,16 \text{ см}^2$; процент армирования $\mu = 100 \cdot 6,16/900 = 0,68 \%$.

Фактическая несущая способность сечения:

$$\alpha_1 = 0,0068 \frac{365}{17 \cdot 0,9} = 0,162;$$

$$\varphi = 0,823 + 2(0,863 - 0,823)0,162 = 0,836;$$

$$N_{fc} = 1 \cdot 0,836 [17(100)0,9 \cdot 900 + 6,16 \cdot 365(100)] = 1\,320\,000 \text{ Н} = 1320 \text{ кН} > N_3 = 1230 \text{ кН};$$

прочность сечения достаточна.

Поперечную арматуру принимают согласно табл. II прил. II диаметром $d_w = 6 \text{ мм}$ шагом $s = 250 \text{ мм} < 20d_1 = 20 \cdot 14 = 280 \text{ мм}$.

Расчет колонн четвертого и пятого этажей. Для колонн четвертого и пятого этажей, которые значит меньше загружены, при сечении колонн $30 \times 30 \text{ см}$ можно принять бетон класса В15, $R_b = 8,5 \text{ МПа}$. Коэффициент $\eta = 1$. Принимая предварительное значение φ вычислим требуемую площадь сечения продольной арматуры.

Колонна четвертого этажа $N_4 = 773 \cdot 0,95 = 736 \text{ кН}$

$$(A_s + A'_s) = \frac{736\,000}{0,85 \cdot 1 \cdot 365(100)} - 900 \frac{8,5 \cdot 0,9}{365} = 4,5 \text{ см}^2;$$

принимаем 4 $\varnothing 14$ А-III, $A_s = 6,16 \text{ см}^2$; $\mu = (A_s/b_c h_c)100 = 100(6,16/900) = 0,68 \%$; уточняем значения α_1

$$\alpha_1 = 0,0068 \frac{365}{8,5 \cdot 0,9} = 0,324;$$

$$\varphi = 0,823 + 2(0,863 - 0,823)0,324 = 0,85;$$

фактическая несущая способность сечения

$$N_{fc} = 1 \cdot 0,85 [8,5(100)0,9 \cdot 900 + 6,16 \cdot 365(100)] = 778\,000 \text{ Н} = 778 \text{ кН} > N_4 = 736 \text{ кН};$$

прочность достаточна.



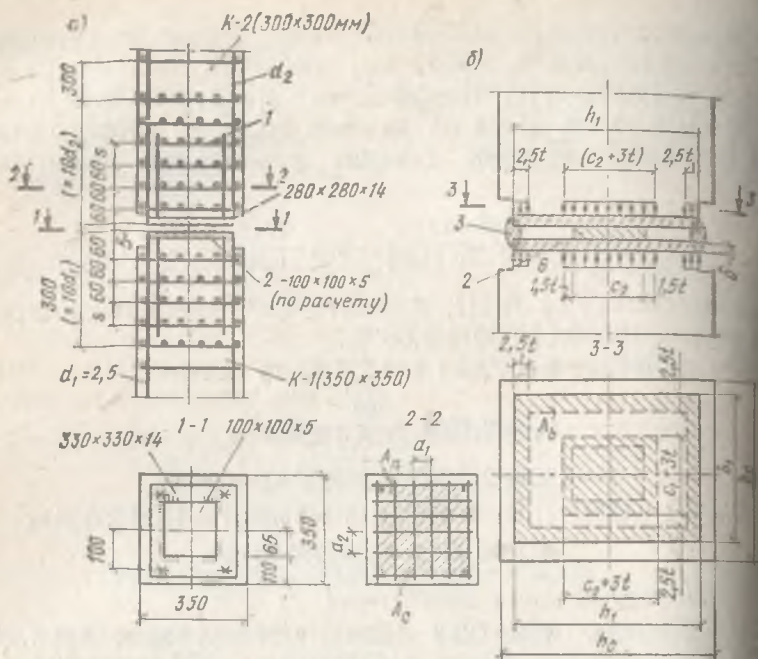


Рис. 4.5. К расчету стыка колонн К-1 и К-2

а — конструкция стыка; б — расчетная схема; 1 — сетки из $\varnothing 6A-III$, шаг 50x50 мм; 2 — центрирующая прокладка; 100x100x75; 3 — сварка по периметру стыка

Колонна пятого этажа $N_5 = 254 \cdot 0,95 = 241$ кН. Принимаем конструктивно 4 $\varnothing 12 A-III$, $\Sigma A_s = 4,52$ см². Тогда при $\varphi = 0,85$ и $\eta = 1$ несущая способность сечения

$$N_{fh} = 1 \cdot 0,85 [8,5(100)0,9 \cdot 900 + 4,52 \cdot 365(100)] = 728 000 \text{ Н} = 728 \text{ кН} > N_5 = 241 \text{ кН};$$

несмотря на значительное превышение прочности сечения, дальнейшее изменение сечения и армирования колонны по конструктивным условиям нецелесообразно.

Расчет стыка колонн. Рассчитываем стык колонн между первым и вторым этажом. Колонны стыкуют сваркой торцовых стальных листов, между которыми при монтаже вставляют центрирующую прокладку толщиной 5 мм (рис. 4.5). Расчетное усилие в стыке принимаем по нагрузке второго этажа $N_j = N_2 = 1810 \cdot 0,95 = 1720$ кН. Из расчета на местное сжатие стык должен удовлетворять условию (п. 3.41 СНиП 2.03.01—84)

$$N \leq R_{b,red} A_{loc.1}$$

Для колонны второго этажа имеем продольную арматуру 4 Ø 25 А-III, бетон класса В30. Так как продольная арматура обрывается в зоне стыка, то требуется усиление концов колонн сварными поперечными сетками. Проектируем сетки из стали класса А-III, Ø=6 мм, $R_s=355$ МПа; сварку торцовых листов выполняем электродами марки Э-42, $R_{wf}=180$ МПа.

Назначаем размеры центрирующей прокладки в плане (применительно к колонне второго этажа),

$$c_1=c_2 > b/3=300/3=100 \text{ мм};$$

принимаем прокладку размером $100 \times 100 \times 5$ мм; размеры торцовых листов в плане $h_1=b_1=300-20=280$ мм, толщина $t=14$ мм.

Усилие в стыке N_j передается через сварные швы по периметру торцовых листов и центрирующую прокладку (рис. 4.5, б):

$$N_j \leq N_w + N_n, \quad (4.2)$$

Определяем усилие N_w , которое могут воспринимать сварные швы:

$$N_w = N_j A_w / A_c, \quad (4.3)$$

где $A_c = A_w + A_n$ — общая площадь контакта; A_w — площадь контакта по периметру сварного шва торцовых листов; $A_w = 2 \cdot 2,5t \times (h_1 + b_1 - 5t) = 5 \cdot 1,4(28 + 28 - 5 \cdot 1,4) = 343 \text{ см}^2$.

Площадь контакта A_n под центрирующей прокладкой

$$A_n = (c_2 + 3t)(c_1 + 3t) = (10 + 3 \cdot 1,4)^2 = 202 \text{ см}^2;$$

Общая площадь контакта:

$$A_c = A_w + A_n = 343 + 202 = 545 \text{ см}^2; A_{loc1} = 545 \text{ см}^2;$$

$$N_w = N_j (A_w / A_c) = 1720(343/545) = 1080 \text{ кН}.$$

Определяем усилие, приходящееся на центрирующую прокладку,

$$N_n = N_j - N_w = 1720 - 1080 = 640 \text{ кН}.$$

Требуемая толщина сварного шва по контуру торцовых листов

$$t_w = \frac{N_w}{l_w R_{wy} \gamma_c} = \frac{1\,080\,000}{4(28-1)215(100)} = 0,5 \text{ см} < t = 1,4 \text{ см},$$

где $R_{wy} = R_y = 215$ МПа по табл. 51* СНиП II-23-81* как для сжатых стыковых швов, выполняемых электродами марки Э-42 в конструкциях из стали марки ВСт3кп; $l_w = 4(b_1 - 1 \text{ см})$, где 1 см — учет на непровар шва по концам с каждой стороны;

принимаем толщину сварного шва 5 мм, что соответствует толщине центрирующей пластины.

Определяем шаг и сечение сварных сеток в торцах колонны под центрирующей прокладкой. По конструктивным соображениям у торцов колонны устанавливаем не менее 4 шт. сеток на длине не менее $10d$, где d — диаметр продольных рабочих стержней (рис. 4.5, а). При этом шаг сеток s должен быть не менее 60 мм и не более $1/3$ размера меньшей стороны сечения и не более 150 мм. Размер ячеек сетки рекомендуется принимать в пределах $45 \div 100$ мм и не более $1/4$ меньшей стороны сечения элемента. Для сеток применяют обыкновенную проволоку класса В-I или Вр-I диаметром $d \leq 5$ мм или стержневую арматуру класса А-III при $d = 6 \div 14$ мм.

Назначаем предварительно сетки из стержней $\varnothing$ А-III, $A_s = 0,283$ см², размер стороны ячейки $a = 5$ см, число стержней в сетке $n = 6$; шаг сеток $s = 6$ см. Для квадратной сетки будем иметь:

коэффициент насыщения поперечными сетками (п. 3.2 СНиП 2.03.01—84)

$$\mu_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_y + n_y A_{sy} l_x}{A_{ef} s} = \frac{2(0,283 \cdot 26 \cdot 5)}{26 \cdot 26 \cdot 6} = 0,0182;$$

коэффициент ψ

$$\psi = \frac{\mu_{xy} R_{s, xy}}{R_b \gamma_{b1} + 10} = \frac{0,0182 \cdot 355}{17 \cdot 0,9 + 10} = 0,255;$$

коэффициент эффективности косвенного армирования

$$\varphi = 1/(0,23 + \psi) = 1/(0,23 + 0,255) = 2,06.$$

Согласно (4.1), прочность стыка при расчете на сжатие должна удовлетворять условию

$$N_j \leq R_{b, red} A_{loc1},$$

где $R_{b, red}$ — приведенная призматическая прочность бетона, определяемая по формуле $R_{b, red} = R_b \gamma_{b2} \varphi_b + \varphi \mu_{xy} R_{s, xy} \varphi_s = 17 \cdot 0,9 \cdot 1,18 + 2,06 \cdot 0,0182 \cdot 355 \cdot 1,68 = 40,4$ МПа; здесь $\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2}/A_{loc1}} = \sqrt[3]{900/545} = 1,18 < 3,5$; условие удовлетворяется (п. 3.41 СНиП 2.01.03—84); $A_{loc2} = 30 \times 30 = 900$ см²; $A_{loc1} = A_c = 545$ см²; $\varphi_s = 4,5 - 3,5(A_{loc1}/A_{ef}) = 4,5 - 3,5(545/676) = 1,68$; $A_{ef} = 26 \cdot 26 = 676$ см² — площадь бетона (ядра), заключенного внутри контура поперечных сеток, считая его по крайним стержням.

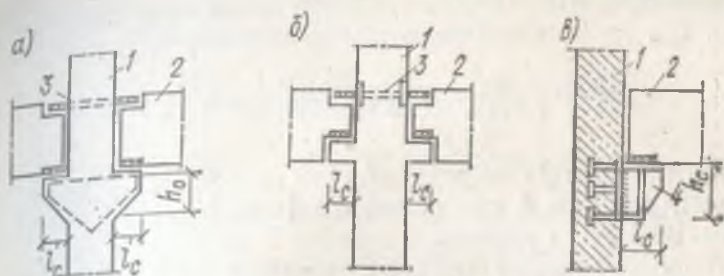


Рис. 4.6. Конструкция консолей для опирания сборных железобетонных балок (ригелей)

а — открытая; б — скрытая при подрезке опоры ригеля; в — металлическая; 1 — колонна; 2 — ригель; 3 — стыковые стержни; 4 — стальной столик

Подставляя в формулу (4.1) вычисленные значения, получим:

$$N_j = 1\,720\,000 \text{ Н} < R_{b,red} A_{loc1} = 40,4(100)545 = 2\,210\,000 \text{ Н};$$

условие соблюдается, прочность торца колонны достаточна.

Расчет консоли колонны. Опираение ригеля на колонну может осуществляться либо на железобетонную консоль, либо на металлический столик, приваренный к закладной детали на боковой грани колонны (рис. 4.6). Железобетонные консоли считаются короткими, если их вылет l равен не более $0,9h_0$, где h_0 — рабочая высота сечения консоли по грани колонны (рис. 4.6, а). Действующая на консоль опорная реакция ригеля воспринимается бетонным сечением консоли и растянутой арматурой, определяемой расчетом. Консоли малой высоты (рис. 4.6, б), на которые опираются ригели или балки с подрезанными опорными концами, усиливают листовую сталью или прокатными профилями — уголками, швеллерами или двутаврами.

Рассмотрим расчет консоли в уровне перекрытия четвертого этажа, где бетон колонн принят пониженной прочности на сжатие. Расчетные данные: бетон колонны класса В15, арматура класса А-III, ширина консоли равна ширине колонны $b_c = 30$ см. Ширина ригеля $b = 20$ см.

Решение. Максимальная расчетная реакция от ригеля перекрытия при $\gamma_n = 0,95$ составляет $Q = 13,9 \cdot 6 \cdot 3 \times$

$\times 0,95 = 238$ кН. Определяем минимальный вылет консоли l_{pm} из условий смятия под концом ригеля

$$l_{pm} = \frac{Q}{b R_b \gamma_{b1}} = \frac{238\,000}{2 \cdot 8,5(100) 0,9} = 15,6 \text{ см};$$

с учетом зазора между торцом ригеля и гранью колонны, равного 5 см, вылет консоли $l_c = l_{pm} + 5 = 15,6 + 5 = 20,6$ см; принимаем кратно 5 см $l_c = 25$ см.

Высоту сечения консоли находим по сечению 1—1 проходящему по грани колонны. Рабочую высоту сечения определяем из условия

$$Q \leq \frac{1,5 R_{bt} b_c h_0^2}{a}, \quad (4.3)$$

где правую часть неравенства принимают не более $2,5 R_{bt} b_c h_0$.

Из выражения (4.4) выводим условия для h_0 :

$$h_0 \leq Q / 2,5 R_{bt} b_c; \quad (4.5)$$

$$h_0 \geq \sqrt{Q a / 1,5 R_{bt} b_c}. \quad (4.6)$$

Определяем расстояние a от точки приложения опорной реакции Q до грани колонны

$$a - l_c = \frac{Q}{2 b R_b \gamma_{b1}} = 25 - \frac{238\,000}{2 \cdot 20 \cdot 8,5(100) 0,9} = 17 \text{ см}.$$

Максимальная высота h_0 по условию (4.5):

$$h_0 = 238\,000 / 2,5 \cdot 0,75(100) 0,9 \cdot 30 = 47,2 \text{ см}.$$

Минимальная высота по условию (4.6):

$$h_0 = \sqrt{\frac{238\,000 \cdot 17}{1,5 \cdot 0,75(100) 0,9 \cdot 30}} = 38 \text{ см}.$$

Полная высота сечения консоли у основания прота $h = 50$ см, $h_0 = 50 - 3 = 47$ см.

Находим высоту свободного конца консоли, если нижняя грань ее наклонена под углом $\gamma = 45^\circ$ ($\text{tg } 45^\circ = 1$):

$$h_1 = h - l_2 \text{ tg } 45^\circ = 50 - 25 \cdot 1 = 25 \text{ см} > h/3 = 1/3 \times 50 \approx 17 \text{ см}.$$

условие удовлетворяется.

Расчет армирования консоли. Расчетный изгибающий момент по формуле (4.310) Инструкции¹

$$M = 1,25Q \left(l_c - \frac{Q}{2bR_b \gamma_{b1}} \right) = 1,25Qa = \\ = 1,25 \cdot 238\,000 \left[25 - \frac{238\,000}{2 \cdot 20 \cdot 8,5(100)0,9} \right] = \\ = 5\,060\,000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 50,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коэффициент A_0 по формуле (2.40):

$$A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b1} b_c h_0^2} = \frac{5\,060\,000}{8,5(100)0,9 \cdot 30 \cdot 47^2} = 0,1;$$

по табл. 2.12 находим $\xi = 0,11$; $\eta = 0,945$.

Требуемая площадь сечения продольной арматуры

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s} = \frac{5\,060\,000}{0,945 \cdot 47 \cdot 365(100)} = 3,14 \text{ см}^2;$$

принято $2 \varnothing 16$ А-III, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$. Эту арматуру приваривают к закладным деталям консоли, на которые устанавливают и затем крепят на сварке ригель.

Назначаем поперечное армирование консоли; согласно п. 5.30 СНиП 2.03.01—84, при $h = 50 \text{ см} > 2,5a = 2,5 \cdot 17 = 42,5 \text{ см}$ консоль армируют отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами по всей высоте (при $h \leq 2,5a$ — консоль армируют только наклонными хомутами по всей высоте).

Минимальная площадь сечения отогнутой арматуры $A_{s,inc} = 0,002b_c h_{sc} = 0,002 \cdot 30 \cdot 47 = 2,82 \text{ см}^2$; принимаем $2 \varnothing 14$ А-III, $A_s = 3,08 \text{ см}^2$; диаметр отгибов должен также удовлетворять условию

$$d_0 \leq \frac{1}{15} l_{inc} = \frac{1}{15} 25 \cdot 1,41 = 2,3 \text{ см}$$

и меньше $d_0 = 25 \text{ мм}$; принято $d_0 = 1,4 \text{ см}$ — условие соблюдается.

Хомуты принимаем двухветвенными из стали класса А-1 диаметром 6 мм, $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$. Шаг хомутов консоли назначаем из условий требования норм — не более 150 мм и не более $(1/4)h = (50/4) = 12,5 \text{ см}$; принимаем шаг $s = 10 \text{ см}$ (см. рис. 4.3 и 3.24). Схемы армирования консолей показаны на рис. 3.24 и 4.3.

¹ Инструкция по проектированию железобетонных конструкций — М.: Стройиздат, 1968.

§ 18. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО-НАГРУЖЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД КОЛОННЫ

Фундамент под колонны условно считают центрально-нагруженным, если расчет колонны выполнялся при эксцентриситетах, не превышающих случайных, $e_0 \leq e_{0\text{н}}$. По способу изготовления фундаменты разделяют

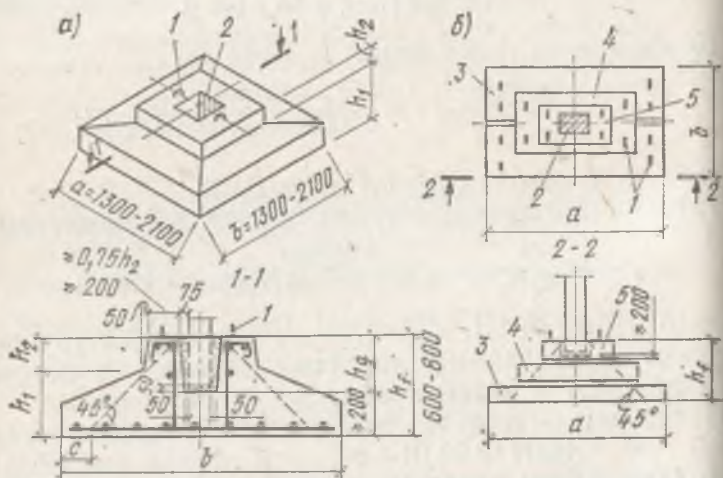


Рис. 4.7. Сборные железобетонные фундаменты

а — цельный; б — составной; 1 — петли; 2 — гнездо (стакан); 3 — фундаментная плита (цельная или блочная); 4 — подколонный блок; 5 — подколонок

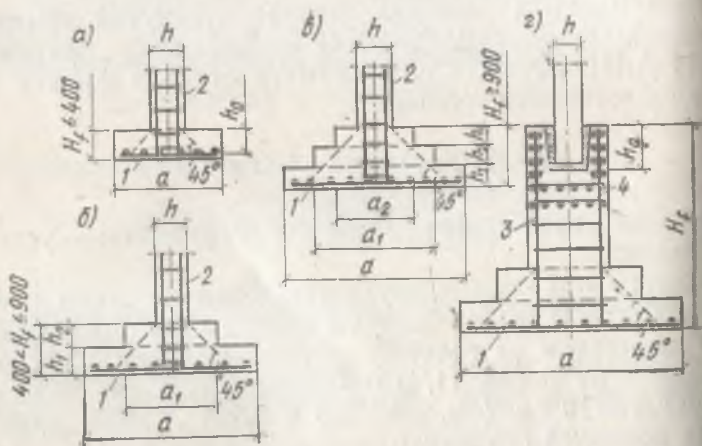


Рис. 4.8. Монолитные железобетонные фундаменты

а, б, в — соответственно одно-, двух- и трехступенчатые; г — глубокое заложение; 1 — сетка плиты; 2 — каркас колонны; 3 — каркас подкола; 4 — сетка косвенного армирования дна стакана

сборные и монолитные. Сборные фундаменты бывают цельные и составные (рис. 4.7). Для фундаментов применяют тяжелые бетоны классов В15, В20 и В25. Арматура в виде сварных сеток, рассчитанная из условий работы свесов фундамента на изгиб, располагается по подошве. Толщина защитного слоя бетона должна быть не менее 35 мм при наличии под фундаментом подготовки и 70 мм при отсутствии бетонной подготовки.

Сборные колонны заделывают в гнезда (стаканы) фундаментов на глубину не менее $1 \div 1,5h_c$, так, чтобы толщина нижней плиты гнезда была не менее 200 мм. Зазоры между колонной и стенками стакана принимают понизу не менее 50 мм и поверху 75 мм. Зазоры после установки колонны заполняют бетоном класса В17,5 на мелком заполнителе. Количество ступеней в фундаменте назначают в зависимости от его высоты H_f : при $H_f \leq 400$ мм проектируют одноступенчатый фундамент, при $400 < H_f \leq 900$ мм — двухступенчатый и при $H_f > 900$ мм — трехступенчатый фундамент (рис. 4.8). Общая высота фундамента и его уступов должна быть такой, чтобы не требовалось по расчету его армирование поперечными стержнями (хомутами) и отгибами.

Пример 4.2. Расчет монолитного центрально-нагруженного фундамента

Задание на проектирование. Рассчитать и сконструировать железобетонный фундамент под колонну среднего ряда из примера 4.1. Бетон фундамента класса В15, арматура нижней сетки из стали класса А-II, конструктивная арматура класса А-I. Согласно СНиП [15], условное расчетное сопротивление основания (пески средней плотности, маловлажные) $R_0 = 0,3$ МПа. Глубина заложения фундамента $H_1 = 1,7$ (см. рис. 4.3). Средний удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах $\gamma_{mj} = 20$ кН/м³.

Решение. Расчетные характеристики материалов: для бетона класса В15, $R_b = 8,5$ МПа; $R_{bt} = 0,75$ МПа, $\gamma_{b2} = 0,9$; для арматуры класса А-II $R_s = 280$ МПа.

Расчетная нагрузка на фундамент от колонны первого этажа с учетом $\gamma_n = 0,95$, $N_1 = 2220$ кН (см.

табл. 4.2). Сечение колонны 35×35 см. Определяем нормативную нагрузку на фундамент по формуле

$$N_n = N_1 / \gamma_f = 2220 / 1,15 = 1930 \text{ кН},$$

где γ_f — средний коэффициент надежности по нагрузке (принято 1,15÷1,2).

Требуемая площадь фундамента

$$A_f = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_{mf} H_1} = \frac{1930000}{0,3 \cdot 10^6 - (20 \cdot 1,7) \cdot 10^3} = 7,25 \text{ м}^2.$$

Размеры стороны квадратного в плане фундамента $a = \sqrt{A_f} = \sqrt{7,25} = 2,7 \text{ м}$, принимаем размер подошвы фундамента 3×3 м (кратно 300 мм) $A_f = 9 \text{ м}^2$.

Определяем высоту фундамента. Вычисляем наименьшую высоту фундамента из условий продавливания его колонной по поверхности пирамиды при действии расчетной нагрузки, используя приближенную формулу

$$h_{0 \min} = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_1}{0,9 R_{bt} + p_{sf}}} =$$

$$= -\frac{0,35 + 0,35}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2220}{0,9 \cdot 0,75 \cdot 10^3 + 247}} = 0,61 \text{ м},$$

где $p_{sf} = N_1 / A_f = 2220 / 9 = 247 \text{ кН/м}^2 = 24,7 \text{ Н/см}^2$ — напряжение в основании фундамента от расчетной нагрузки; $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа} = 0,75 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$.

Полная минимальная высота фундамента

$$H_{f \min} = h_0 + a_b = 61 + 4 = 65 \text{ см},$$

где $a_b = 4 \text{ см}$ — толщина защитного слоя бетона.

Высота фундамента из условий заделки колонны в зависимости от размеров ее сечения

$$H = 1,5 h_c + 25 \text{ см} = 1,5 \cdot 35 + 25 = 78 \text{ см}.$$

Из конструктивных соображений, учитывая необходимость надежно заанкерить стержни продольной арматуры при жесткой заделке колонны в фундамент, высоту фундамента рекомендуется также принимать равной не менее

$$H_f \geq h_{gf} + 20 \text{ см} = 80 + 20 = 100 \text{ см},$$

где h_g — глубина стакана фундамента, равная $30 d_1 + \delta = 30 \cdot 2 + 5 = 80 \text{ см}$; d_1 — диаметр продольных стержней колонны; $\delta = 5 \text{ см}$ — зазор между торцом колонны и дном стакана.

Принимаем высоту фундамента $H_f = 100 \text{ см}$ (рис. 4.9, число ступеней три. Высоту ступеней назначаем из

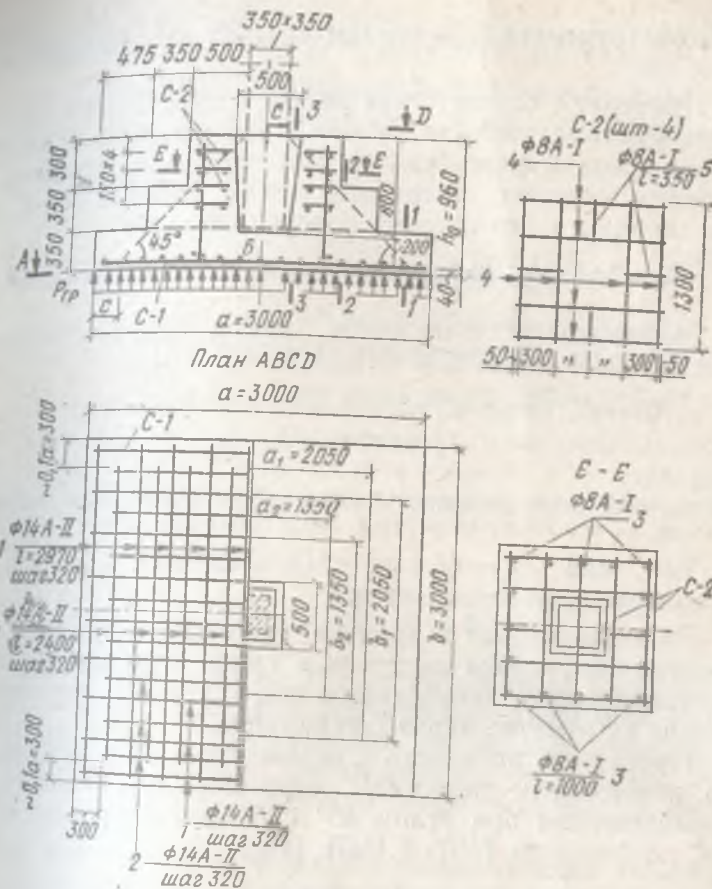


Рис. 4.9. Конструкция центрально-нагруженного фундамента под колонну первого этажа при случайных эксцентриситетах, $e_0 = e_a$ (к примеру 4.2)

ловий обеспечения бетона достаточной прочности по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении. Расчетные сечения: 3—3 по грани колонны, 2—2 по грани верхней ступени и 1—1 по нижней границе пирамиды продавливания.

Минимальную рабочую высоту первой (снизу) ступени определяем по формуле

$$h_{01} = \frac{p_{sf} (a - h_c - 2h_0)}{\sqrt{k_2 R_{bt} p_{sf}}} = \frac{0,5 \cdot 24,7 (300 - 35 - 2 \cdot 96)}{\sqrt{2 \cdot 0,75 (100) 24,7}} = 14,8 \text{ см};$$

$$h_1 = h_{01} + 4 \text{ см} = 14,8 + 4 = 18,8 \text{ см}.$$

Конструктивно принимаем $h_1=35$ см, $h_{01}=35-4=31$ см.

Проверяем соответствие рабочей высоты нижней ступени фундамента $h_{01}=35-4=31$ см условию прочности по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении, начинающемся в сечении 1-1. В 1 м ширины этого сечения поперечная сила

$$Q_1=0,5(a-h_c-2h_0)p_{sl}=0,5(3-0,35-2\cdot 0,96)247=65,4 \text{ кН.}$$

Минимальное поперечное усилие Q_b , воспринимаемое бетоном (по п. 3.31 СНиП 2.03.01—84):

$$Q_b=\varphi_{b3}(1+\varphi_f+\varphi_n)\gamma_{b2}R_{bt}bh_0=0,6\cdot 0,9\cdot 0,75(100)100\cdot 31=125\,000 \text{ Н}=125 \text{ кН,}$$

где $\varphi_{b3}=0,6$ — для тяжелого бетона; $\varphi_f=0$ — для плит сплошного сечения; $\varphi_n=0$ ввиду отсутствия продольных сил.

Так как $Q_1=65,4 \text{ кН} < Q_b=125 \text{ кН}$, то условие прочности удовлетворяется.

Размеры второй и третьей ступеней фундамента принимают так, чтобы внутренние грани ступеней не пересекали прямую, проведенную под углом 45° к грани колонны на отметке верха фундамента.

Проверяем прочность фундамента на продавливание по поверхности пирамиды, ограниченной плоскостями, проведенными под углом 45° к боковым граням колонны, по формуле (107) СНиП [13]:

$$F \leq \alpha R_{bt}h_0u_m,$$

где

$$F=N_1-A_{0fp}p_{sf}=2220\cdot 10^3-51,5\cdot 10^3\cdot 24,7=950\cdot 10^3 \text{ Н;}$$

$$A_{0fp}=(h_c+2h_0)^2=(35+2\cdot 96)^2=51,5\cdot 10^3 \text{ см}^2$$

площадь основания пирамиды продавливания при квадратных плане колонны и фундаменте; u_m — среднее арифметическое между параметрами верхнего и нижнего основания пирамиды продавливания в пределах полезной высоты фундамента h_0 , равное: $u_m=2(h_c+b_c+2)$ или при $h_c=b_c$, $u_m=4(h_c+h_0)=4(35+96)=524$ см.

Подставляем в (4.7) вычисленные значения, тогда $F=950\cdot 10^3 \text{ Н} < 0,9\cdot 0,75(100)96\cdot 524=3380\cdot 10^3 \text{ Н}$; условие против продавливания удовлетворяется.

При подсчете арматуры для фундамента за расчетные принимаем изгибающие моменты по сечениям,

ответствующим расположению уступов фундамента (рис. 4.9) как для консоли с защемленным концом:

$$M_I = 0,125 p_{sf} (a - a_1)^2 b = 0,125 \cdot 247 (3 - 2,05)^2 3 = 83,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = 0,125 p_{sf} (a - a_2)^2 b = 0,125 \cdot 247 (3 - 1,35)^2 3 = 253 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III} = 0,125 p_{sf} (a - h_c)^2 b = 0,125 \cdot 247 (3 - 0,35)^2 3 = 655 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

где $p_{sf} = 247 \text{ кН/м}^2$.

Подсчет потребного количества арматуры в разных сечениях фундамента в одном направлении:

$$A_{sI} = M_I / 0,9 h_{0I} R_s = 83800 / 0,9 \cdot 31 \cdot 280 (100) = 10,6 \text{ см}^2;$$

$$A_{sII} = M_{II} / 0,9 h_{0II} R_s = 253000 / 0,9 \cdot 66 \cdot 280 (100) = 15,2 \text{ см}^2;$$

$$A_{sIII} = M_{III} / 0,9 h_{0III} R_s = 655000 / 0,9 \cdot 96 \cdot 280 (100) = 27 \text{ см}^2;$$

принимаем нестандартную сетку из арматуры диаметром 14 мм класса А-II по сечению 3—3 с ячейками $16 \times 16 \text{ см}$, $A_s = 27,7 \text{ см}^2$ в одном направлении (см. сетку С-1 на рис. 4.9).

Процент армирования

$$\mu = \frac{A_{sIII}}{b_1 h_{s3}} 100 = \frac{27,7}{135 \cdot 96} 100 = 0,214 \%,$$

что больше $\mu_{min} = 0,1 \%$, установленного нормами. В случае необходимости в дальнейшем проверяют сечение фундамента по второй группе предельных состояний по раскрытию трещин, выполняемому аналогично балочным изгибаемым элементам прямоугольного сечения (см. гл. 2 § 9).

Верхнюю ступень армируют конструктивно горизонтальными сетками С-2 из арматуры диаметром 8 класса А-I, устанавливаемыми через 150 мм по высоте; расположение сеток фиксируют вертикальными стержнями диаметром 8 класса А-I (сеч. 6—6, рис. 4.9).

§ 19. ПРОЕКТИРОВАНИЕ

ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫХ КОЛОНН ПРИ БОЛЬШИХ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТАХ ($e_0 > e_a$)

Внецентренно нагруженные колонны при эксцентриситетах e_0 , больших случайных e_a ($e_0 > e_a$), испытывают действие продольной силы и поперечного изгибающего момента. Обычно это колонны одноэтажных производственных зданий с внецентренно приложенными нагрузками от мостовых кранов, нагрузками от ветра, веса покрытия, а также колонны каркасных многоэтаж-

Конструктивно принимаем $h_1 = 35$ см, $h_{01} = 35 - 4 = 31$ см.

Проверяем соответствие рабочей высоты нижней ступени фундамента $h_{01} = 35 - 4 = 31$ см условию прочности по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении, начинающемся в сечении 1-1. В 1 м ширины этого сечения поперечная сила

$$Q_1 = 0,5(a - h_c - 2h_0)p_{st} = 0,5(3 - 0,35 - 2 \cdot 0,96)247 = 65,4 \text{ кН.}$$

Минимальное поперечное усилие Q_b , воспринимаемое бетоном (по п. 3.31 СНиП 2.03.01—84):

$$Q_b = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)\gamma_{b2}R_{bt}bh_0 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 0,75(100)100 \cdot 31 = 125\,000 \text{ Н} = 125 \text{ кН,}$$

где $\varphi_{b3} = 0,6$ — для тяжелого бетона; $\varphi_f = 0$ — для плит сплошного сечения; $\varphi_n = 0$ ввиду отсутствия продольных сил.

Так как $Q_1 = 65,4 \text{ кН} < Q_b = 125 \text{ кН}$, то условие прочности удовлетворяется.

Размеры второй и третьей ступеней фундамента принимают так, чтобы внутренние грани ступеней не пересекали прямую, проведенную под углом 45° к грани колонны на отметке верха фундамента.

Проверяем прочность фундамента на продавливание по поверхности пирамиды, ограниченной плоскостями, проведенными под углом 45° к боковым граням колонны, по формуле (107) СНиП [13]:

$$F \leq \alpha R_{bt}h_0u_m,$$

где

$$F = N_1 - A_{0fp}p_{st} = 2220 \cdot 10^3 - 51,5 \cdot 10^3 \cdot 24,7 = 950 \cdot 10^3 \text{ Н;}$$

$$A_{0fp} = (h_c + 2h_0)^2 = (35 + 2 \cdot 96)^2 = 51,5 \cdot 10^3 \text{ см}^2$$

площадь основания пирамиды продавливания при квадратном плане колонны и фундаменте; u_m — среднее арифметическое значение периметров, ограниченных средними линиями оснований пирамиды продавливания в пределах полезной высоты фундамента h_0 , равное: $u_m = 2(h_c + b_c + 2)$ или при $h_c = b_c$, $u_m = 4(h_c + h_0) = 4(35 + 96) = 524$ см.

Подставляем в (4.7) вычисленные значения, тогда $F = 950 \cdot 10^3 \text{ Н} < 0,9 \cdot 0,75(100)96 \cdot 524 = 3380 \cdot 10^3 \text{ Н}$; условие против продавливания удовлетворяется.

При подсчете арматуры для фундамента за расчетные принимаем изгибающие моменты по сечениям,

ответствующим расположению уступов фундамента (рис. 4.9) как для консоли с защемленным концом:

$$M_I = 0,125 p_{sf} (a - a_1)^2 b = 0,125 \cdot 247 (3 - 2,05)^2 3 = 83,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = 0,125 p_{sf} (a - a_2)^2 b = 0,125 \cdot 247 (3 - 1,35)^2 3 = 253 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III} = 0,125 p_{sf} (a - h_c)^2 b = 0,125 \cdot 247 (3 - 0,35)^2 3 = 655 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\text{где } p_{sf} = 247 \text{ кН/м}^2.$$

Подсчет потребного количества арматуры в разных сечениях фундамента в одном направлении:

$$A_{sI} = M_I / 0,9 h_{01} R_s = 8380000 / 0,9 \cdot 31 \cdot 280 (100) = 10,6 \text{ см}^2;$$

$$A_{sII} = M_{II} / 0,9 h_{02} R_s = 25300000 / 0,9 \cdot 66 \cdot 280 (100) = 15,2 \text{ см}^2;$$

$$A_{sIII} = M_{III} / 0,9 h_{03} R_s = 65500000 / 0,9 \cdot 96 \cdot 280 (100) = 27 \text{ см}^2;$$

принимая нестандартную сетку из арматуры диаметром 14 мм класса А-II по сечению 3—3 с ячейками 16×16 см, $A_s = 27,7 \text{ см}^2$ в одном направлении (см. сетку С-1 на рис. 4.9).

Процент армирования

$$\mu = \frac{A_{sIII}}{b_1 h_{03}} 100 = \frac{27,7}{135 \cdot 96} 100 = 0,214 \%,$$

что больше $\mu_{min} = 0,1 \%$, установленного нормами. В случае необходимости в дальнейшем проверяют сечение фундамента по второй группе предельных состояний по раскрытию трещин, выполняемому аналогично балочным изгибаемым элементам прямоугольного сечения (см. гл. 2 § 9).

Верхнюю ступень армируют конструктивно горизонтальными сетками С-2 из арматуры диаметром 8 класса А-I, устанавливаемыми через 150 мм по высоте; расположение сеток фиксируют вертикальными стержнями диаметром 8 класса А-I (сеч. 6—6, рис. 4.9).

§ 19. ПРОЕКТИРОВАНИЕ

ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫХ КОЛОНН ПРИ БОЛЬШИХ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТАХ ($e_0 > e_a$)

Внецентренно нагруженные колонны при эксцентриситетах e_0 , больших случайных e_a ($e_0 > e_a$), испытывают действие продольной силы и поперечного изгибающего момента. Обычно это колонны одноэтажных производственных зданий с внецентренно приложенными нагрузками от мостовых кранов, нагрузками от ветра, веса покрытия, а также колонны каркасных многоэтаж-

ных зданий рамного типа с разными или одинаковыми пролетами при различных сочетаниях временных грузов.

Профиль сечения внецентренно сжатых колонн значаю, как правило, прямоугольным или двутавровым. В одноэтажных цехах колонны проектируют либо сплошного сечения при высоте здания до 12 м и мостовых кранах грузоподъемностью до 30 т, либо сквозными двухветвенными при кранах грузоподъемностью 30 и больше и высоте здания более 12 м (рис. 4.10). Размеры верхней надкрановой части колонны обычно значаю конструктивно с учетом опирания ригелей покрытия непосредственно на торец колонны.

В типовых колоннах принимают:

для крайних колонн	$h_2=380$ или 600 мм
для средних колонн	$h_2=500$ или 600 мм
ширина сечения	$b=400+600$ мм

Размеры сечения нижней подкрановой части колонны устанавливают окончательно расчетом. Предварительно их размеры принимают: для сплошных колонн $h_1=(1/10 \div 1/14)H_1$, для сквозных $h_1=1000 \div 1600$ мм, ширина сечения $b=500$ или 600 мм. Большая сторона сечения всегда должна быть расположена в плоскости действия изгибающего момента.

Размеры консоли для опирания подкрановых балок проектируют с учетом обеспечения прохода мостового крана (рис. 4.11). Колонны армируют сварными каркасами при высоте сечения до 800 мм и вязаными каркасами при большей высоте. Общее содержание продольной арматуры принимают не более 3 % площади бетона.

Конструктивные требования для внецентренно сжатых колонн при $e_0 > e_a$ относительно диаметра продольных стержней, выбора диаметра и шага поперечных стержней или хомутов по устройству закладных деталей изложены в гл. 4 § 16. При конструировании каркаса следует обращать внимание на то, что по длинной стороне при ее размере более 800 мм устанавливают дополнительно вертикальные стержни диаметром не менее 12 мм на расстоянии не более 500 мм один от других. На этих стержнях делают перегиб хомутов и устанавливают дополнительную связь каркасов коротком-шпилькой (см. рис. 4.1, е, ж). Стык растянутых стержней располагается вразбежку, в одном месте

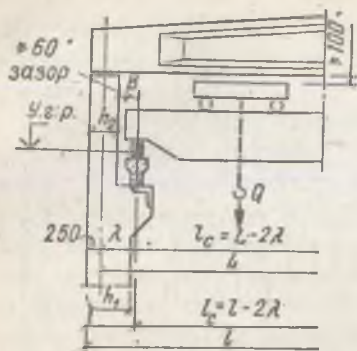


Рис. 4.11. Привязка мостового крана

куется не более 50 % стержней периодического профиля или не более 25 % гладких стержней. Глубина заделки продольных растянутых стержней в фундамент из бетона класса В15 и более должна быть не менее $30d$ (d — диаметр растянутых стержней). Сжатые рабочие стержни заводят за сечение, где они уже не нужны по расчету не менее чем на $15d$. При симметричном армировании глубину заделки принимают не менее $30d$. Для колонн применяют бетон классов В15 ÷ В30.

Пример 4.3. Расчет сборной внецентренно сжатой колонны

Задание на проектирование. Спроектировать сборную крайнюю внецентренно сжатую колонну прямоугольного сечения для промышленного одноэтажного цеха, оборудованного мостовыми кранами режима работы 6К с грузоподъемностью 10 т. Пролет цеха 24 м, длина температурного блока 60 м, шаг колонн 6 м (рис. 4.12). Высота колонн на отметке +10,8 м. Полная высота колонны с учетом заглубления ниже отметки пола на 0,4 м $H = 11,2$ м, высота надкрановой части колонны $H_2 = 3,8$ м. Подкрановые балки железобетонные высотой 1 м. Привязка кранового рельса на отметке 8,15. Привязку крановых колонн к разбивочным осям при шаге 6 м принимают нулевой по наружным граням колонн. Грунт основания — суглинок с коэффициентом пористости $e = 0,7$, показатель текучести $I_L = 0,5$. Район строительства III по весу снегового покрова и II по скорости порывов ветра. Бетон класса В15, $R_b = 8,5$ МПа, арматура из стали класса А-II, $R_s = R_{sc} = 280$ МПа.

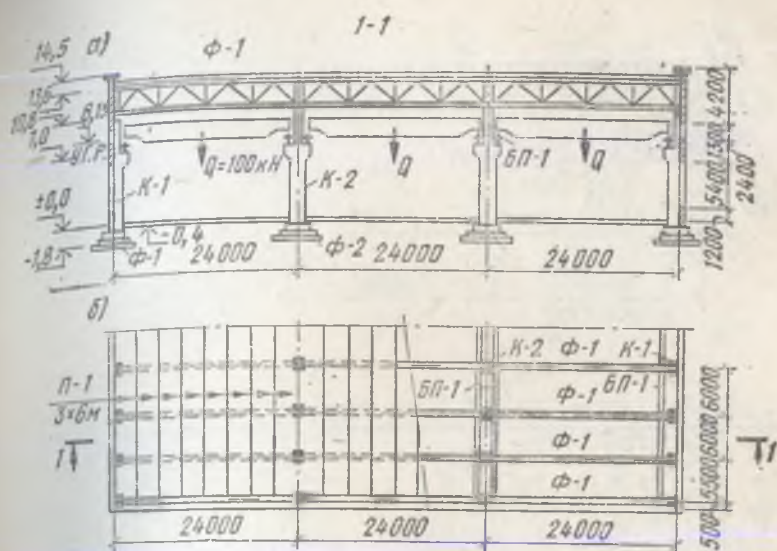


Рис. 4.12. Трехпролетный промышленный цех (к примеру 4.3)
а — поперечный разрез; б — план

Решение. Определение нагрузок, действующих на колонну: длительно действующих — от собственного веса покрытия, ферм, стеновых панелей и заполнения оконных проемов (500 Н/м^2), собственного веса колонны; кратковременных — снеговой, крановой, ветровой. Далее подсчитывают нагрузки на колонны как для элементов поперечной рамы промышленного одноэтажного здания с крановыми нагрузками.

Расчетная схема поперечника с действующими нагрузками показана на рис. 4.13. Для подсчета собственного веса колонн предварительно принимаем размеры сечений, аналогичные типовым: колонны крайнего ряда — в надкрановой части $b \times h_2 = 40 \times 38 \text{ см}$, в подкрановой части $b = 40 \text{ см} > H_1/25 = 740/25 = 30 \text{ см}$, $h_1 = 60 \text{ см}$ (что $\approx 1/12 H_1 = 740/12 = 60 \text{ см}$); колонны среднего ряда — в надкрановой части $b = 40 \text{ см}$, $h_2 = 60 \text{ см}$; в подкрановой части $b = 40 \text{ см}$, $h_1 = 80 \text{ см}$.

Моменты инерции сечений колонн: крайней колонны — верхняя часть $I_2 = 40 \cdot 38^3 / 12 = 183 \cdot 10^3 \text{ см}^4$, нижняя часть $I_1 = 40 \cdot 60^3 / 12 = 723 \cdot 10^3 \text{ см}^4$, отношение $n = I_1 / I_2 = 723 \cdot 10^3 / 183 \cdot 10^3 = 4$; средней колонны — верхняя часть $I_2 = 40 \cdot 60^3 / 12 = 723 \cdot 10^3 \text{ см}^4$; нижняя часть $I_1 = 40 \times$

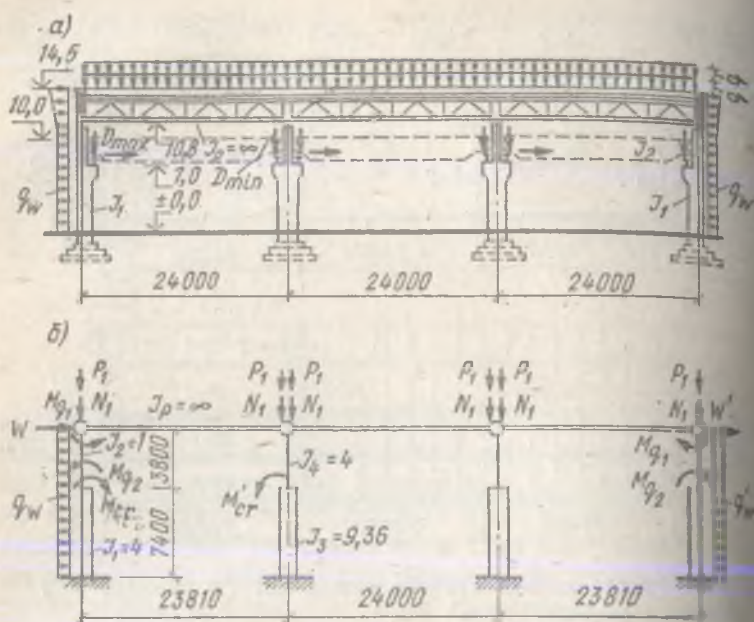


Рис. 4.13. Нагрузки на поперечную раму цеха
а — фактические; б — приведенные

$$\times 80^3/12 = 1710 \cdot 10^4 \text{ см}^4; \text{ отношение } n = I_1/I_2 = 1710 \times 10^3 / 723 \cdot 10^3 = 2,4.$$

Относительные жесткости колонн рамы: крайняя колонна — надкрановая часть $I_2 = 1$, подкрановая часть $I_1 = 723 \cdot 10^3 / 183 \cdot 10^3 = 4$; колонна среднего ряда по оси Б — надкрановая часть $I_2 = 723 \cdot 10^3 / 183 \cdot 10^3 = 4$; подкрановая часть $I_1 = 1710 \cdot 10^3 / 183 \cdot 10^3 = 9,36$.

Определение расчетных нагрузок. Постоянная нагрузка от покрытия, включая ферму (см. табл. 5.4): $g = 4150 \text{ Н/м}^2$; расчетная продольная сила N на крайнюю колонну $N_1 = 4,15 \cdot 6 \cdot 24/2 = 300 \text{ кН}$; расчетная продольная сила N на среднюю колонну $2N_1 = 2 \cdot 300 = 600 \text{ кН}$. Эксцентриситет приложения нагрузки N_1 крайней колонне $e = 19 - 3 - 6 = 10 \text{ см}$; при совпадении центра опорного узла фермы (балки) с геометрической осью верхней части колонны эксцентриситет $e_1 = 0$ в средней колонне $e_1 = 30 - 3 - 6 = 21 \text{ см}$; детали узлов показаны на рис. 4.14.

Расчетная нагрузка от собственного веса типовой подкрановой балки $L = 6 \text{ м}$ $G_b = 41,5 \text{ кН}$ по каталогу серии КЭ-01-50 для кранов $Q = 10 \text{ т}$ и веса подкрановой

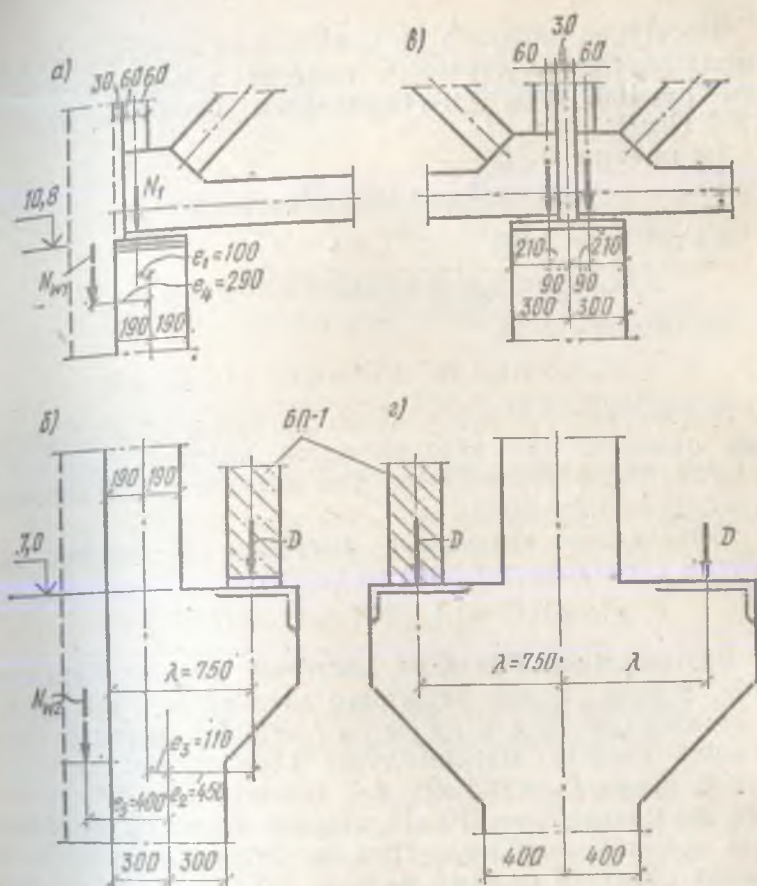


Рис. 4.14. Детали узлов опирания на колонны
а, в — фермы, б, г — подкрановой балки

го пути $1,5 \text{ кН/м}$; $N_2 = 41,5 \cdot 1,1 + 1,5 \cdot 6 \cdot 1,1 = 56 \text{ кН}$; эксцентриситет приложения нагрузки N_2 относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения нижней части колонны, $e_2 = \lambda - h_1/2 = 750 - 600/2 = 450 \text{ мм}$ (рис. 4.14, б), где $\lambda \geq h_1 + \delta + B_1 = 380 + 60 + 260 = 700 \text{ мм}$; принимаем $\lambda = 750 \text{ мм}$ как для кранов типовых пролетов.

Расчетная нагрузка от собственного веса колонн: крайней колонны — верхней части $N_{c2} = 0,4 \cdot 0,38 \cdot 3,8 \times \times 25 \cdot 1,1 = 16 \text{ кН}$, нижней части $N_{c1} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 7,4 \cdot 25 \times \times 1,1 = 48,8 \text{ кН}$; колонны среднего ряда — верхней части $N_c = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 3,8 \cdot 25 \cdot 1,1 = 25,1 \text{ кН}$, нижней части $N_c = 0,4 \cdot 0,8 \cdot 7,4 \cdot 25 \cdot 1,1 = 65 \text{ кН}$.

Расчетная нагрузка на крайнюю колонну от веса керамзитобетонных стеновых панелей толщиной 200 мм при $\rho=1000 \text{ кг/м}^3$ и заполнения оконных проемов (500 Н/м^2):

на отметке $+10,3$

$$N_{w1} = h \delta l_1 \rho \gamma_f = 4,2 \cdot 0,2 \cdot 6 \cdot 10 \cdot 1,2 = 60,7 \text{ кН};$$

на отметке $+6,6$

$$N_{w2} = 2,4 \cdot 0,2 \cdot 6 \cdot 10 \cdot 1,2 + 1,3 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,1 = 39 \text{ кН};$$

на отметке $-0,4$

$$N_{w3} = 2 \cdot 0,2 \cdot 6 \cdot 10 \cdot 1,2 + 5,4 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,1 = 46,8 \text{ кН}.$$

Эксцентриситет приложения нагрузки от веса стеновых панелей: для верхней части колонны $e_4 = h_2/2 + \delta_w/2 = 38/2 + 20/2 = 29 \text{ см}$, для нижней части колонны $e_5 = 60/2 + 20/2 = 40 \text{ см}$.

Определение временных нагрузок. Расчетная нагрузка (кратковременная) от снега

$$P_1 = (\rho_n \gamma_f) l_1 l/2 = 1,4 \cdot 6 \cdot 24/2 = 101 \text{ 000 Н} = 101 \text{ кН}.$$

Вертикальное давление мостовых кранов. Согласно табл. 3 прил. I, для заданного мостового крана грузоподъемностью 10 т и пролетов $l_c = 22,5 \text{ м}$ имеются следующие данные: максимальное нормативное давление одного крана $F_n = 145 \text{ кН}$, вес тележки $G_t = 40 \text{ кН}$, общий вес крана $G_{gr} = 270 \text{ кН}$; ширина крана $B = 6300 \text{ мм}$, база крана $K = 4400 \text{ мм}$. При расчете на действие двух кранов среднего режима работы (6К) нагрузку от них следует умножить на коэффициент сочетаний $\varphi = 0,85$ (см. СНиП 2.01.07—85). Коэффициент надежности по нагрузке (по техническому заданию) $\gamma_f = 1,2^*$. Расчетное максимальное давление на колонну от двух сближенных кранов определяют по линии влияния давления на колонну (рис. 4.15).

$$D_{max} = \varphi \gamma_f \Sigma F_n^{max} = 0,85 \cdot 1,2 \cdot 145 (1 + 0,267 + 0,685) = 290 \text{ кН}.$$

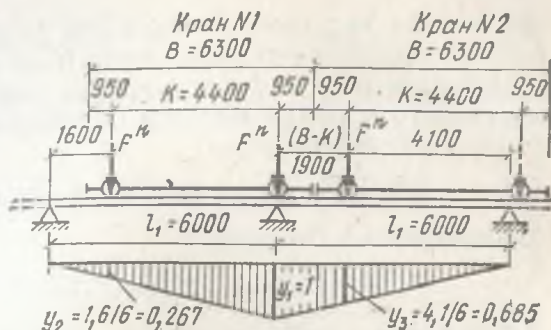
Минимальное нормативное давление одного колеса на рельс подкрановой балки

$$F_{min}^n = \frac{Q + G_{gr}}{n_0} - F_{max}^n = \frac{100 + 270}{2} - 145 = 40 \text{ кН},$$

где $n_0 = 2$ — число колес на одной стороне крана.

* В обычных случаях $\gamma_f = 1,1$ (по п. 4.8 СНиП 2.01.07—85).

Рис. 4.15. К определению максимальной нагрузки на колонну от совместного действия двух мостовых кранов



Расчетное минимальное давление на колонну от двух сближенных кранов

$$D_{\min} = \varphi \gamma \Sigma F^n_{\min}, \quad y = 0,85 \cdot 1,2 \cdot 40 (1 + 0,267 + 0,685) = 79,8 \approx 80 \text{ кН.}$$

Горизонтальная нагрузка от поперечного торможения тележки кранов, распределяемая поровну на все колеса с одной стороны крана,

$$T_n = \frac{Q + G^n_t}{20n_o} = \frac{100 + 40}{20 \cdot 2} = 3,5 \text{ кН;}$$

расчетное горизонтальное давление на колонну

$$T = \varphi \gamma \Sigma T_n y = 0,85 \cdot 1,2 \cdot 3,5 (1 + 0,267 + 0,685) = 7 \text{ кН.}$$

Определение ветровой нагрузки. Нормативное значение статистической составляющей ветровой нагрузки для II района и местности типа А при высоте до 10 м

$$q_n = g_o k c_o = 350 \cdot 1 c_o,$$

где $g_o = 350 \text{ Н/м}^2$; $k = 1$; $c_o = +0,8$ с наветренной стороны и $c_o = -0,6$ с заветренной стороны.

На отметке 20 м для местности типа А (см. табл. 2.6) коэффициент $k = 1,25$; из подобия треугольников вычисляем значение коэффициента k на отметке $+14,5$ — верха парапета:

$$k = 1 + \frac{0,25 \cdot 4,5}{20 - 10} = 1,112;$$

коэффициент k на отметке $+10,8$

$$k = 1 + \frac{0,25 \cdot 0,8}{10} = 1,02.$$

На участке выше отметки $+10,8$ м заменяем трапециевидную ветровую нагрузку на прямоугольную, тогда средний коэффициент $k = 1,02 + (0,11/2) = 1,075$.

Расчетная ветровая, равномерно распределенная нагрузка на колонны поперечной рамы до отметки $+10,8$ м (увеличением ветровой нагрузки на участке $0,8$ м выше отметки $+10$ м ввиду малости пренебрегаем):

с наветренной стороны

$$q_w = \gamma_f g_0 k c_e l_1 = 1,2 \cdot 350 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 6 = 2020 \text{ Н/м};$$

с заветренной стороны

$$q'_w = \gamma_f g_0 k c_e l_1 = 1,2 \cdot 350 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 6 = 1520 \text{ Н/м}.$$

Суммарная сосредоточенная сила в уровне верха колонны от ветровой нагрузки на стеновые панели, расположенные выше отметки $+10,8$ м,

$$\Sigma W = 1,2 \cdot 350 \cdot 6 \cdot 1,075 \cdot 3,7 (0,8 + 0,6) = 14\,000 \text{ Н} = 14 \text{ кН}.$$

Определение расчетных усилий в сечениях колонны. Усилия в колонне от действия различного сочетания нагрузок определяют в результате статического расчета поперечной рамы цеха методом перемещений, используя готовые таблицы и графики¹. При этом действие на раму каждой нагрузки рассматривают отдельно, а затем составляют расчетную таблицу с указанием возникающих усилий в различных сечениях колонн при основных и дополнительных сочетаниях нагрузок.

Составляя разные комбинации нагружения колонн, находят наибольшие положительные и наименьшие отрицательные расчетные значения моментов M ($M_{\max}$ и $M_{\min}$) и соответствующие им значения продольных сил N_c , а также $N_{\max}$ и соответствующий момент M_c . В опорном сечении колонн находят также соответствующую поперечную силу Q_c . В программу курса строительных конструкций для техникумов расчет рам не входит, поэтому подробного расчета рамы здесь не приводится. Схемы загрузки рамы и эпюры изгибающих моментов в колоннах показаны на рис. 4.16. Формулы для определения опорной реакции B в ступенчатых колоннах с шарнирным креплением ригеля приведены в прил. IX, составленном по данным учебников [1, 16] и книги [5]. При расчете колонн рамы действие вертикальных нормальных сил, приложенных с эксцентрис

¹ Примеры расчета одно-, трехпролетных рам одноэтажных промышленных зданий смотри в книгах [1, 2, 5], а рамы каркасов многоэтажного здания — в книгах [1, 2, 18] и др.

тетом, заменяется соответствующими изгибающими моментами.

Момент в опорном узле ригеля крайней колонны (сечение 1—1):

от постоянной нагрузки

$$M_{g1} = N e_1 - N_{w1} e_4 = 300 \cdot 0,1 + 60,7 \cdot 0,29 = -48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

от временной (снеговой) нагрузки

$$M_{p1} = P_1 e_1 = -101 \cdot 0,1 = -10,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент на уровне верха консоли колонны (сечение 2—2):

от постоянной нагрузки

$$M_{g2} = -N(e_1 + e_3) - N_{w2} e_3 - (N_{w1} + N_{w2}) e_5 + N_2 e_2 = -300(0,1 + 0,11) - 16 \cdot 0,11 - (60,7 + 39) 0,4 + 56 \cdot 0,45 = 79,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

от временной нагрузки (снеговой)

$$M_{p2} = -P_1(e_1 + e_3) = -101 \cdot 0,21 = -21,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

На средних колоннах моменты равны нулю, так как усилия N от постоянных нагрузок приложены симметрично с двух сторон, создавая моменты, равные по величине и обратные по знаку.

Изгибающие моменты от крановых нагрузок: на крайней колонне:

$$M_{max} = D_{max} e_2 = 290 \cdot 0,45 = 131 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{min} = D_{min} e_2 = 80 \cdot 0,45 = 36 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

на средней колонне:

$$M_{max} = D_{max} \lambda = 290 \cdot 0,75 = 218 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{min} = D_{min} \lambda = 80 \cdot 0,75 = 60 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для примера приведем расчет усилий в крайней колонне от действия постоянных нагрузок (рис. 4.16, а). Для пользования данными табл. 1 прил. IX предварительно вычислим параметры:

для колонн по крайним осям:

$$\alpha = H_2/H = 3,8/11,2 = 0,34;$$

$$k = \alpha^3(I_1/I_2 - 1) = 0,34^3(4/1 - 1) = 0,12;$$

$$B_{\Delta} = \frac{3EI_1}{H^2(1+k)} = \frac{3 \cdot 4E}{11,2^2(1+0,12)} = 9,58 \cdot 10^{-3} E;$$

для колонн по средним осям:

$$\alpha = 0,34; k = 0,34^3(9,36/4 - 1) = 0,0535;$$

$$B_{\Delta} = \frac{3 \cdot 9,36E}{11,2^2(1+0,053)} = 19 \cdot 10^{-3} E.$$

Суммарная реакция от единичного перемещения

$$r_{11} = \Sigma B_{\Delta} = 2,958 \cdot 10^{-3} E + 2,19 \cdot 10^{-3} E = 57,2 \cdot 10^{-3} E \approx 57 \cdot 10^{-3} E.$$

Множитель E можно сразу опустить, так как в последующих вычислениях он сокращается. Упругая реакция

$$B_{yn} = B + \Delta_1 B_{\Delta},$$

где

$$\Delta_1 = -(R_{1p}/c_{np}r_{11}); \quad R_{1p} = \Sigma B.$$

При расчете рамы целесообразно придерживаться следующего правила знаков: реакция имеет знак плюс, если она направлена в сторону принятого единичного смещения; изгибающий момент считается положительным, если он вызывает растягивающие напряжения в левых волокнах стоек.

Неизвестная реакция B на шарнирной опоре ригеля по формулам (2) и (3) табл. 1 прил. IX:

$$B = - \frac{3M_1(1 + k/\alpha) - 3M_2(1 - \alpha^2)}{2H(1 + k)} = - \frac{3 \cdot 48(1 + 0,12/0,34) + 3 \cdot 79,8(1 - 0,34^2)}{2 \cdot 11,2(1 + 0,12)} = -16,3 \text{ кН}.$$

Реакция B крайней колонны справа составляет +16,3 кН. Тогда $R_{1p} = \Sigma B = -16,3 + 16,3 = 0$; $\Delta_1 = -R_{1p}/c_{np}r_{11} = 0$. Упругая реакция $B_{yn} = B + \Delta_1 B_{\Delta} = -16,3 + 0,0 = -16,3 \text{ кН}$.

Средняя колонна загружена центрально, следовательно, $B = 0$, $R_{1p} = 0$ и $B_{yn} = B = 0$.

Изгибающие моменты в расчетных сечениях крайней колонны:

$$M_1 = M_{g1} = -48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = -M_1 + B_{yn}H_2 = -48 + 16,3 \cdot 3,8 = 13,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = -M_2 + B_{yn}H_2 = -79,8 + 16,3 \cdot 3,8 = -18 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = -M_{g2} + B_{yn}H = -79,8 + 16,3 \cdot 11,2 = +103 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Продольные силы:

$$N_1 = \Sigma N_g = 361 \text{ кН}; \quad N_2 = 416 \text{ кН}; \quad N_3 = 472 \text{ кН}; \quad N_4 = 568 \text{ кН}.$$

Поперечная сила в сечении 4—4

$$Q_4 = -B_{yn} = +16,2 \text{ кН}.$$

Аналогично с использованием формул табл. 1 прил. IX произведен расчет усилий для других схем загружений рамы.

При составлении комбинаций загрузок рамы необходимо учитывать следующие рекомендации СНиП 2.01.07—85 [14]:

при расчете конструкций на основные сочетания, включающие постоянные, длительные и одну кратковременную нагрузку, величину последней учитывают без снижения, а если учитывают две или более кратковременные нагрузки, то расчетные значения этих нагрузок или соответствующие им усилия следует умножать на коэффициент сочетаний $\psi_2 = 0,9$, а временные длительные нагрузки на коэффициент $\psi_1 = 0,95$ (см. п. 1.12);

за одну кратковременную нагрузку принимают (см. п. 1.15) снеговую, ветровую, нагрузку от одного или нескольких мостовых кранов с учетом коэффициентов сочетаний $\psi = 0,7 \div 1$ (согласно п. 4.15 норм при учете одного крана $\psi = 1$; при учете двух кранов $\psi = 0,85$ при режиме работы кранов 1К—6К и $\psi = 0,95$ для режимов работы 7К и 8К, а при учете четырех кранов коэффициент ψ соответственно равен (0,7 и 0,8);

в сочетаниях усилия от сил поперечного торможения и от вертикального давления кранов учитывают одновременно;

горизонтальные нагрузки от торможения крановых тележек или мостов учитывают не более чем от двух кранов, расположенных в одном пролете.

Итоговые данные расчетных усилий крайней колонны рамы к схеме загрузок по рис. 4.16 приведены в табл. 4.3. Аналогично составляют таблицу усилий для средней колонны. Вертикальную нагрузку от мостовых кранов на колонну среднего ряда учитывают не более чем от четырех кранов (по два крана в смежных пролетах цеха).

На основе вычисленных усилий принимаем следующие значения M , N , Q в расчетных сечениях (см. табл. 4.3):

в сечении 2—2 для верхней надкрановой части колонны: $M_{max} = +21,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N_c = 506 \text{ кН}$; $M_{min} = -45,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N_c = 4166 \text{ кН}$; $N_{max} = 517 \text{ кН}$; $M_c = +18,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$; усилия от длительно действующей части нагрузок (табл. 4.3, загрузка № 1): $M_{ld} = +13,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N_{ld} = 416 \text{ кН}$;

для нижней подкрановой части колонны:

в сечении 3—3: $M_{max} = 70 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N_c = 762 \text{ кН}$; $M_{min} = -20,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N_c = 6344 \text{ кН}$; $N_{max} = 823 \text{ кН}$; $M_c =$

$= +55,4$ кН·м; усилия от длительно действующей части нагрузки: $M_{ld} = -18$ кН·м, $N_{ld} = 470$ кН;

в сечении 4—4: $M_{max} = +205$ кН·м; $N_c = 658$ кН; $Q_c = +40,5$ кН; $N_{max} = 919$ кН; $M_c = 190,3$ кН·м; $Q_c = -27,4$ кН; усилия от длительно действующей части нагрузки $M_{ld} = +103$ кН·м; $N_{ld} = 568$ кН.

Расчет арматуры крайней колонны. При подсчете арматуры следует при заранее назначенных размерах сечения вычислять необходимое ее количество со стороны сжатой и растянутой зон по усилиям для каждого их сочетания. Окончательно принимают большую величину A_s . Расчетные значения M , N , Q принимаем с $\gamma_n = 0,95$.

Расчет арматуры в надкрановой части колонны по сечению 2—2. Сечение колонны $b \times h = 40 \times 38$ см, при $a_b = a'_b = 4$ см полезная высота сечения $h_0 = 38 - 4 = 34$ см. Расчетная длина надкрановой части колонны (табл. 32 СНиП [13]): $l_0 = 2H_2 = 2 \cdot 3,8 = 7,6$ м при учете крановой нагрузки; $l_0 = 2,5 \cdot 3,8 = 9,5$ м без учета крановой нагрузки.

Гибкость надкрановой части колонны: $\lambda = l_0/i_2 = 760/11 = 69 > 14$, где $i_2 = \sqrt{h^2/12} = \sqrt{38^2/12} = 11$ см, следовательно, необходимо учесть влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы.

Для первой комбинации усилий эксцентриситет $e_0 = M/N = 21,2/506 = 0,0418$ м $\approx 4,2$ см. Определяем случайный эксцентриситет из следующих условий: $1/30h = 38/30 = 1,27$ см; $1/600l_0 = 760/600 = 1,27$ см; принимаем значение $e_a = 1,27$ см $\approx 1,3$ см. Расчетный эксцентриситет $e_0 = M/N + e_a = 21,2/506 + 1,3 = 5,5$ см.

Условная критическая сила по формуле (2.82)

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_{ld}} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + I_{s,red} \right] -$$

$$= \frac{6,4 \cdot 20\,500 (100)}{760^2} \left[\frac{183 \cdot 10^3}{1,79} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,31} + 0,1 \right) + 17,5 \cdot 10^3 \right] -$$

$$= 12,4 \cdot 10^8 \text{ Н} = 1240 \text{ кН},$$

где

$$I = bh^3/12 = 40 \cdot 38^3/12 = 183 \cdot 10^3 \text{ см}^4;$$

$$\delta_e = e_0/h = 0,055/0,38 = 0,145 < \delta_{e \text{ min}} = 0,5 - 0,01(l_0/h) - 0,01R_b \gamma_{b2} =$$

$$= 0,5 - 0,01(760/38) - 0,01 \cdot 8,5 \cdot 1,1 = 0,31;$$

Таблица 4.3. Расчетная таблица усилий в крайней колонне слева

Таблица 4.3. Расчетная таблица усилий в крайней колонне следа										
Сечение	Усилие	Постоян- ная на- грузка	Кратковременные нагрузки							
			снеговая	крановая					ветровая	
				D_{max} по крайней оси А	D_{max} по средней оси Б в первом пролете	D_{max} по средней оси Б во втором пролете	Т по оси А крайней ко- лонны	Т по оси Б средней ко- лонны	слева	справа
№ загрузжений										
1	2	3	4	5	6	7	8	9		
1—1	M , кН·м	—48	—10,1	0	0	0	0	0	0	0
	N , кН	361	101	0	0	0	0	0	0	0
2—2	M , кН·м	+13,8	+4,8	—51,2	—18	+2,8	±8,2	±0,69	—2,3	—6,1
	N , кН	416	101	0	0	0	0	0	0	0

3—3	M, кН·м	—18	—6,3	+79,8	+18	+2,8	±8,2	±0,69	—2,3	—6,1
	N, кН	472	101	290	80	0	0	0	0	0
4—4	M, кН·м	+103	+23	—20	—16,6	+8,3	±14	±2,0	+90	—81,3
	N, кН	58	101	290	80	0	0	0	0	0
	Q, кН	+16,3	+3,9	—14	—4,7	+0,74	±3,0	±0,18	+19,4	—15,7
Коэффициент надежности по нагрузке		1	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
4—4 от нормативных нагрузок	M ⁿ , кН·м	+93,5	+16,5	—16,7	—13,9	+6,9	±11,7	±1,7	+75	—68
	N ⁿ , кН	517	72	241	66,7	0	0	0	0	0
	Q ⁿ , кН	+14,8	+2,8	—11,7	—3,9	+0,62	±2,5	±0,15	+16,2	—13,1

Сечение	Вид усилия	Расчетные сочетания усилий					
		основные при $\psi=1$			основные при $\psi=0,9$		
		$M_{\max}$ N_c Q_c	$M_{\min}$ N_c Q_c	$N_{\max}$ M_c Q_c	$M_{\max}$ N_c Q_c	$M_{\min}$ N_c Q_c	$N_{\max}$ M_c Q_c
1—1	M	—	$\frac{1; 2}{-58,1}$	$\frac{1; 2}{-58,1}$	—	—	—
	N	—	462	462	—	—	—
2—2	M	$\frac{1; 2}{+18,6}$	$\frac{1; 3; 6}{-45,6}$	$\frac{1; 2}{+18,6}$	$\frac{1; 2; 5; 7}{+21,2}$	$\frac{1; 3; 6; 8}{-41,8}$	$\frac{1; 2; 3; 6; 8}{-37,5}$
	N	517	496	517	506	446	505
3—3	M	$\frac{1; 3; 6}{+70}$	$\frac{1; 2}{-24,3}$	$\frac{1; 3; 6}{+70}$	$\frac{1; 3; 6; 8}{+59,4}$	$\frac{1; 2; 4; 6; 9}{-20,6}$	$\frac{1; 2; 3; 6}{+55,4}$
	N	762	573	762	733	634	823
4—4 от нормативных нагрузок	M	$\frac{1; 8}{+193}$	—	$\frac{1; 3; 6}{+97}$	$\frac{1; 2; 5; 7; 8}{+205}$	$\frac{1; 3; 6; 9}{-2}$	$\frac{1; 2; 3; 6; 8}{+190,3}$
	N	568	—	848	658	829	919
	Q	+35,7	—	+0,7	+40,5	-13,2	+27,4
	M ⁿ	+168,5	—	+88,5	+183,5	—	+171,3
	N ⁿ	+517	—	758	582	—	798
	Q ⁿ	+31	—	+5,6	+32,5	—	+23,6

Примечание. Над чертой — сочетание нагрузок, под чертой — значения усилий M, N, Q.

принимаем $\delta_e = 0,31$; здесь $\gamma_{b2} = 1,1$ (по п. 2,6 табл. 1.5)

$$\varphi_{1d} = 1 + \beta M'_{1d} / M' = 1 + 1 \cdot 76,3 / 97,2 = 1,79;$$

$$\begin{aligned} M'_{1d} &= M_{1d} + N_{1d} \left(\frac{h}{2} - a_s \right) = \\ &= 13,8 + 416 \left(\frac{0,38}{2} - 0,04 \right) = 76,3 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

изгибающий момент в сечении 2—2 от постоянной нагрузки относительно центра растянутого (или менее сжатого) стержня арматуры (M_{1d2} и N_{1d2} по табл. 4.3, загрузка № 1); $M' = M_{\max} + N_c (h/2 - a_b) = 21,2 + 506 \cdot 0,15 = 97,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$ — то же, от совместного действия постоянных и временных нагрузок при наиболее невыгодном их сочетании; принимаем предварительно коэффициент армирования $\mu = 0,005$; тогда при $\alpha = E_s / E_b = 2,1 \cdot 10^5 / 0,205 \cdot 10^5 = 10,25$ приведенный момент инерции сечения арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения $I_{s, \text{red}}$ будет: $I_{s, \text{red}} = \alpha (A_s + A'_s) \times (h/2 - a)^2 = \alpha \mu b h (h/2 - a)^2 = 10,25 \cdot 0,005 \cdot 40 \cdot 38 \times (38/2 - 4)^2 = 17,5 \cdot 10^3 \text{ см}^4$.

Коэффициент η по формуле (2.81):

$$\eta = \frac{1}{1 - (N / N_{cr})} = \frac{1}{1 - (505 / 1240)} = 1,7;$$

расстояние

$$e = e_0 \eta + 0,5h - a_b = 5,5 \cdot 1,7 + 0,5 \cdot 38 - 4 = 24,4 \text{ см.}$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc, u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,775}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0,775}{1,1} \right)} = 0,667 \approx 0,67$$

где $\omega = 0,85 - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 8,5 \cdot 1,1 = 0,775$; здесь $\gamma_{b2} = 1,1$ ввиду учета в сочетаниях постоянных и двух и более кратковременных нагрузок (при $\psi = 0,9$): $\sigma_{sR} = R_s = 280 \text{ МПа}$.

По табл. 2.12 при $\xi_R = 0,67$ находим $A_R = 0,446$ и затем вычисляем по формуле (2.87) при $\gamma_n = 0,95$

$$\begin{aligned} A'_s &= \frac{\gamma_n N_e - A_R \gamma_{b2} R_b \gamma_{b2} b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} = \\ &= \frac{0,95 \cdot 506 \, 000 \cdot 24,4 - 0,446 \cdot 1,1 \cdot 8,5 (100) \cdot 40 \cdot 34^2}{280 (100) (34 - 4)} = < 0. \end{aligned}$$

Сечение арматуры A'_s назначаем по конструктивным соображениям: $A'_s = 0,002bh_0 = 0,002 \cdot 40 \cdot 34 = 2,72 \text{ см}^2$. Принимаем 2 Ø 14 А-II, $A_s = 3,08 \text{ см}^2$. При принятом сечении A'_s значение A_0 :

$$A_0 = \frac{\gamma_n Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a'_b)}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2} =$$

$$= \frac{0,95 \cdot 506\,000 \cdot 24,4 - 280(100) 3,08 (34 - 4)}{8,5(100) 1,1 \cdot 40 \cdot 34^2} = 0,211;$$

по табл. 2.12 находим $\xi = 0,24$.

Определяем сечение растянутой арматуры A_s :

$$A_s = \frac{R_b \gamma_{b2} \xi b h_0 - N \gamma_n}{R_s} + A'_s =$$

$$= \frac{8,5(100) \cdot 1,1 \cdot 0,24 \cdot 40 \cdot 34 - 503\,000 \cdot 0,95}{280(100)} + 3,08 =$$

$$= -6,32 + 3,03 = < 0.$$

Сечение арматуры A_s также назначаем конструктивно, принимая $A_s = A'_s = 3,08 \text{ см}^2$ (2 Ø 14 А-II).

Полученный коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{2 \cdot 3,08}{40 \cdot 38} = 0,0011,$$

что близко к предварительно принятому $\mu = 0,005$; расчет можно не уточнять. Далее проверяют сечение колонны для других комбинаций усилий.

Проверка на вторую комбинацию усилий: $M_{min} = -45,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N_c = 416 \text{ кН}$ (при $\psi = 1$). По аналогии с предыдущим расчетом имеем:

$$e_0 = 4560/416 + 1,3 = 12,3 \text{ см};$$

$$\delta_e = 12,3/38 = 0,324 > \delta_{e,min} = 0,31;$$

$$\varphi_{ld} = 1 + 1,76,3/108,1 = 1,71; I_{s,red} = 17 \cdot 10^3 \text{ см}^4;$$

$$M' = 45,6 + 416 \cdot 0,15 = 108,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 20\,500(100)}{760^2} \left[\frac{183 \cdot 10^3}{1,71} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,324} + \right. \right.$$

$$\left. \left. + 0,1 \right) + 17 \cdot 10^3 \right] = 12,7 \cdot 10^6 \text{ Н} = 1270 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - (416/260)} = 1,49;$$

$$e = 12,3 \cdot 1,49 + 0,5 \cdot 38 - 4 = 33,3 \text{ см}.$$

Определяем площадь сечения арматуры A'_s в сжатой зоне сечения при $\xi_R = 0,67$ и $A_R = 0,446$; $\gamma_n = 0,95$; $\gamma_{bz} = 0,9$:

$$A'_s = \frac{0,95 \cdot 46000 \cdot 33,3 - 0,446 \cdot 0,9 \cdot 8,5 (100) \cdot 40 \cdot 34^2}{280 (100) (34 - 4)} = < 0,$$

следовательно, и в этом случае арматуру ставим конструктивно не менее 0,2 %; принимаем 2 $\varnothing$ 14 А-II, $A_s = 3,08 \text{ см}^2$.

Вычисляем нужное количество арматуры A_s в растянутой зоне:

$$A_s = \frac{0,95 \cdot 46000 \cdot 33,3 - 280 (100) \cdot 3,08 (34 - 4)}{8,5 (100) \cdot 0,9 \cdot 40 \cdot 34^2} = 0,303;$$

по табл. 2.13 находим $\xi = 0,375$:

$$A_s = \frac{8,5 (100) \cdot 0,375 \cdot 40 \cdot 34 - 416000 \cdot 0,95}{280 (100)} + 3,08 = 2,8 \text{ см}^2,$$

следовательно, арматуру A_s принимаем 2 $\varnothing$ 14 А-II, $A_s = 3,08 \text{ см}^2$.

Проверка надкрановой части колонны в плоскости перпендикулярной к плоскости изгиба: расчетная длина $l'_0 = 1,5H_2 = 1,5 \cdot 3,8 = 5,7 \text{ м}$; радиус инерции сечения $i = \sqrt{b^2/12} = \sqrt{40^2/12} = 11,5 \text{ см}$; так как $l'_0/i = 570/11,5 = 49,8 < l_0/i = 69$, то расчет из плоскости изгиба не нужен.

Проверка сечения 1-1 на усилия: $M_{\max} = -58,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$ и $N_c = 462 \text{ кН}$. Опуская обозначения формул и некоторые промежуточные вычисления, имеем:

$$e_0 = M/N + e_a = 5810/462 + 1,3 = 13,9 \text{ см};$$

$$\delta_e = 13,9/38 = 0,366 > \delta_{e, \min} = 0,31;$$

$$M'_{ld} = 48 + 361 \cdot 0,15 = 102 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M' = 58,1 + 462 \cdot 0,15 = 127,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\varphi_l = 1 + 1 \cdot 10^2/127,5 = 1,8; \text{ при } \mu = 0,01, I_{s, \text{red}} = 35 \cdot 10^3 \text{ см}^4;$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 2500 (100)}{950^2} \left[\frac{183 \cdot 10^3}{1,8} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,366} + 0,1 \right) + 35 \cdot 10^3 \right] = 10 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1000 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - (462/1000)} = 1,85; \quad e = 13,9 \cdot 1,85 + 0,5 \cdot 38 - 4 = 40,8 \text{ см}$$

При $\xi=0,67$ и $A_R=0,446$ вычисляем по формуле (2.87):

$$A'_s = \frac{0,95 \cdot 462\,000 \cdot 40,8 - 0,446 \cdot 0,9 \cdot 8,5 (100) 40 \cdot 34^2}{280 (100) (34 - 4)} = 2,5 \text{ см}^2;$$

принимаем 2 $\varnothing$ 16 А-II, $A'_s=4,02 \text{ см}^2$;

$$A_s = \frac{0,95 \cdot 462\,000 \cdot 40,8 - 280 (100) 4,02 (34 - 4)}{8,5 (100) 0,9 \cdot 40 \cdot 34^2} = 0,412;$$

по табл. 2.12 находим $\xi=0,58 < \xi_R=0,67$; по формуле (2.88) вычисляем

$$A_s = \frac{8,5 (100) 0,9 \cdot 0,58 \cdot 40 \cdot 34 - 462\,000 \cdot 0,95}{280 (100)} + 4,02 = 10 \text{ см}^2;$$

принимаем 4 $\varnothing$ 18 А-II, $A_s=10,18 \text{ см}^2$.

Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{10,18 + 4,02}{40 \cdot 34} = 0,00935 (0,935 \%),$$

что близко к ранее принятому $\mu=0,01$, поэтому пересчет не производим.

Окончательно принимаем в сечении верхней части колонны: у наружной грани 2 $\varnothing$ 16 А-II, у внутренней 4 $\varnothing$ 18 А-II (см. сечение 1—1 на рис. 4.17).

Расчет арматуры в подкрановой части колонны по сечению 4—4 на комбинации усилий:

$$M_{\max}=+205 \text{ кН} \cdot \text{м}; N_c=658 \text{ кН}; Q_c=+40,5 \text{ кН};$$

$$N_{\max}=919 \text{ кН}; M_c=190 \text{ кН} \cdot \text{м}; Q_c=+27,4 \text{ кН};$$

$$M_{1d}=+103 \text{ кН} \cdot \text{м}; N_{1d}=568 \text{ кН}.$$

Расчетная длина подкрановой части колонны $l_0=1,5H_1=1,5 \cdot 7,4=11,1 \text{ м}$; гибкость $\lambda=l_0/i=1110/17,3=64,2 > 14$, где $i=\sqrt{I/A}=\sqrt{h^2/12}=\sqrt{60^2/12}=17,3 \text{ см}$; необходимо учесть влияние прогиба на эксцентриситет продольной силы. Дальнейший расчет ведем по аналогии с расчетом надкрановой части колонны.

Случайный эксцентриситет e_a : $h/30=60/30=2 \text{ см}$; $l_0/600=1110/600=1,85 \text{ см}$ и не менее 1 см; принимаем $e_a=2 \text{ см}$. Расчетный эксцентриситет: $e_0=M/N+e_a=205/658+0,02=0,33 \text{ м}$ по первой комбинации усилий и $e_0=190/919+0,02=0,23 \text{ м}$ по второй комбинации усилий.

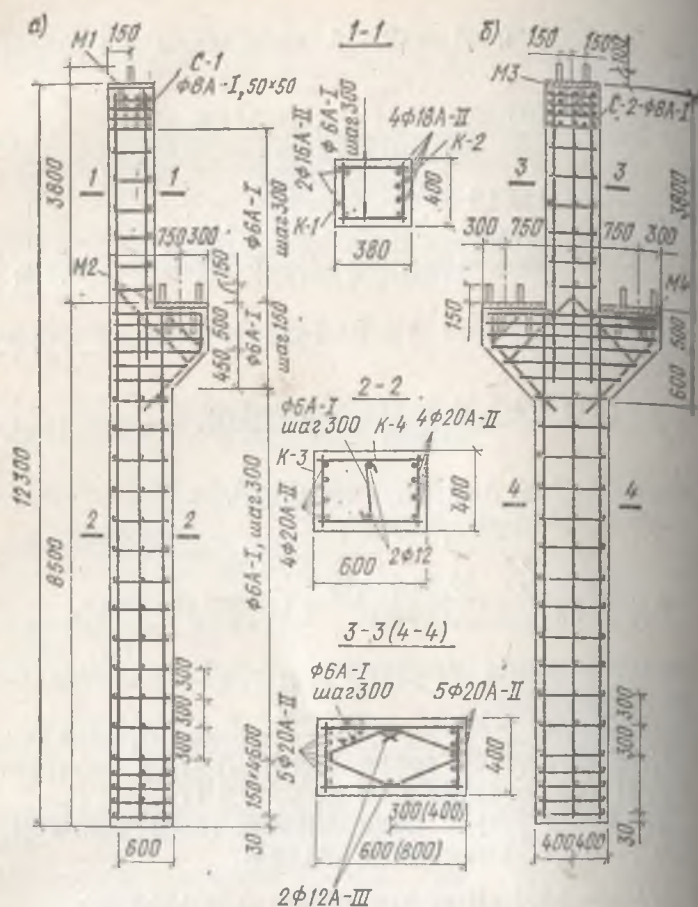


Рис. 4.17. Армирование колонн

а — К-1 — крайнего ряда; б — К-2 — среднего ряда; К — каркасы; М — монтажные детали; С — сетки (в сечении 3-3 размеры в скобках даны для сечения 4-4)

Условная критическая сила по формуле (2.82)

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 20 \cdot 500 (100)}{1110^2} \left[\frac{723 \cdot 10^3}{1,67} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,55} + 0,1 \right) + 116 \cdot 10^3 \right] = 25 \cdot 10^5 \text{ Н} = 2500 \text{ кН},$$

где

$$I = bh^3/12 = 40 \cdot 60^3/12 = 723 \cdot 10^3 \text{ см}^4;$$

$$\delta_e = 0,33/0,6 = 0,55 > \delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 (1110/60) = 0,01 \cdot 8,5 \cdot 1,1 = 0,32;$$

$$\varphi_t = 1 + \beta (\mu'_{td} / M'_{td}) = 1 + 1 (251 / 376) = 1,67;$$

$$M'_{td} = 103 + 568 (0,3 - 0,04) = 251 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M' = 205 + 658 \cdot 0,26 = 376 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

принимая предварительно коэффициент $\mu = 0,007$ и
вычисляем $I_{s,red} = \alpha \mu b h (h/2 - a)^2 = 10,25 \cdot 0,007 \cdot 40 \cdot 60 \times$
 $\times (60/2 - 4)^2 = 116 \cdot 10^3 \text{ см}^4$.

Коэффициент

$$\eta = \frac{1}{1 - (658 / 2500)} = 1,35;$$

расстояние $e = \eta e_0 + h/2 - a = 33 \cdot 1,35 + 60/2 - 4 = 70,7 \text{ см}$.

Предполагая $A_s \approx A'_s$ из условия (2.86), находим

$$x = \frac{N \gamma_n - R_{sc} A'_s + R_s A_s}{\gamma_{Bz} R_b b} = \frac{658 \, 000 \cdot 0,95}{1,1 \cdot 8,5 (100) 40} = 16,8 \text{ см};$$

тогда $\xi = x/h_0 = 16,8/56 = 0,3$, что меньше граничного $\xi_R = 0,67$, $A_R = 0,446$.

По формуле (2.87), полагая $\xi = \xi_R$, вычисляем A'_s ,

$$A'_s = \frac{\gamma_n N e - A_R R_b b h_0^2 \gamma_{Bz}}{R_{sc} (h_0 - a)} =$$

$$= \frac{6,95 \cdot 658 \, 000 \cdot 70,7 - 0,446 \cdot 1,1 \cdot 8,5 (100) 40 \cdot 56^2}{280 (100) (56 - 4)} = < 0;$$

арматуру в сжатой зоне ставим из конструктивных со-
ображений $A'_s = 0,002 \cdot 40 \cdot 56 = 4,5 \text{ см}^2$; можно принять
2 Ø 18 А-II, $A_s = 5 \cdot 0,9 \text{ см}^2$ или 3 Ø 14 А-II, $A_s = 4,62 \text{ см}^2$.

Уточняем значение A_0 при принятом сечении $A'_s =$
 $= 4,62 \text{ см}^2$:

$$A_0 = \frac{\gamma_n N e - R_{sc} A'_s (h_0 - a'_b)}{\gamma_{Bz} R_b b h_0^2} =$$

$$= \frac{0,95 \cdot 658 \, 000 \cdot 70,7 - 280 (100) 4,62 \cdot 52}{1,1 \cdot 8,5 (100) 40 \cdot 56^2} = 0,318;$$

соответствующее значение $\xi = 0,385$. Определяем пло-
щадь сечения арматуры A_s по формуле (2.88):

$$A_s = \frac{8,5 (100) 1,1 \cdot 0,385 \cdot 40 \cdot 56 - 658 \, 000 \cdot 0,95}{280 (100)} + 4,62 = 11,2 \text{ см}^2;$$

принимая 4 Ø 20 А-II, $A_s = 12,56 \text{ см}^2$ (см. сечение 2—2
на рис. 4.17).

Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{12,56 + 4,62}{40 \cdot 60} = 0,0072,$$

что близко к ранее принятому $\mu = 0,007$; пересчет не требуется.

Проверка сечения подкрановой части колонны на действие второй комбинации усилий: $M = +190$ кН·м; $N = 919$ кН; $e_0 = 23$ см. По аналогии с предыдущим расчетом вычисляем:

$$\delta_e = 23/60 = 0,383 > \delta_{e,min} = 0,32;$$

$$\varphi_l = 1 + 1(251/429) = 1,58; \quad M'_{ld} = 251 \text{ кН·м};$$

$$M' = 190 + 919 \cdot 0,26 = 429 \text{ кН·м};$$

$$I_{s,red} = 116 \cdot 10^3 \text{ см}^4;$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 20 \cdot 500 (100)}{1110^2} \left[\frac{723 \cdot 10^3}{1,58} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,383} + 0,1 \right) + 116 \cdot 10^3 \right] = 28,5 \cdot 10^5 \text{ Н} = 2850 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - (919/2850)} = 1,47; \quad e = 23 \cdot 1,47 + 26 = 59,8 \text{ см}.$$

При $\xi_R = 0,67$ и $A_R = 0,446$ находим:

$$A'_s = \frac{0,95 \cdot 919 \cdot 0,000 \cdot 59,8 - 0,446 \cdot 1,1 \cdot 8,5 (100) 40 \cdot 56^2}{280 (100) 52} = < 0,$$

следовательно, по конструктивным соображениям не берем: $\mu = 0,2 \%$, $A'_s = 0,002 \cdot 40 \cdot 56 = 4,5 \text{ см}^2$, ранее было принято 3 Ø 14 А-II, $A'_s = 4,62 \text{ см}^2$. Тогда

$$A_0 = \frac{0,95 \cdot 919 \cdot 0,000 \cdot 59,8 - 280 (100) 4,62 \cdot 52}{1,1 \cdot 8,5 (100) 40 \cdot 56^2} = 0,387,$$

этому значению соответствует $\xi = 0,525$;

$$A_s = \frac{8,5 (100) 1,1 \cdot 0,525 \cdot 40 \cdot 56 - 919 \cdot 0,000 \cdot 0,95}{280 (100)} + 4,62 = 12,7 \text{ см}^2$$

принято 4 Ø 20 А-II, $A_s = 12,56 \text{ см}^2$.

Проверка подкрановой части колонны в плоскости перпендикулярной плоскости изгиба: расчетная длина $l'_0 = 0,8H_1 = 0,8 \cdot 7,4 = 5,94$ м; радиус инерции сечения $i = \sqrt{b^2/12} = \sqrt{40^2/12} = 11,5$ см; гибкость $\lambda = l'_0/i = 594/11,5 = 51,7$, что меньше $l_0/i = 1110/17,3 = 64$ в плоскости действия изгибающего момента; следовательно, расчет из плоскости изгиба можно не выполнять.

После расчета арматуры в сечениях колонны принимаем унифицировать диаметры и длины стержней.

назначить окончательно минимальное количество их типов. Принятая схема армирования колонн показана на рис. 4.17. Поперечные стержни (хомуты) и сетки у торцов колонн назначены из условий конструктивных требований.

Расчет средней колонны выполняют аналогично вышеизложенному расчету крайней колонны. Консоли внецентренно сжатых колонн рассчитывают так же, как для колонн при $e_0 = e_a$ (см. пример 4.1).

§ 20. РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Внецентренно нагруженные фундаменты при значительных эксцентриситетах действия нормальных сил ($e_0 > e_a$) обычно выполняют прямоугольными в плане, длинная сторона которых вытянута в плоскости действия момента.

В зависимости от действующих на фундамент усилий в основании эпюра напряжений может быть трапециевидной или треугольной (табл. 4.4). Краевые напряжения в основании фундамента в случае одноосного внецентренного нагружения вычисляют по формулам¹:

при $e = M_{inf}/N_{inf} \leq a/6$, т. е. когда отсутствуют растягивающие напряжения и эпюра имеет вид трапеции или треугольника (схемы 1, 2 по табл. 4.4):

$$P_{1,2}^n = \frac{N_{inf}}{ab} \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right); \quad (4.8)$$

где $e = M/(N + \gamma_m d a b)$;

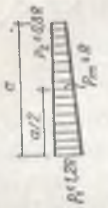
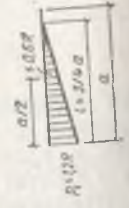
при $e = M_{inf}/N_{inf} > a/6$, т. е. когда эпюра напряжений имеет вид треугольника при неполном касании подошвы фундамента с грунтом (схема 3 по табл. 4.4):

$$P_1^n = \frac{2 N_{inf}}{bl} = \frac{2 N_{inf}}{3b(0,5a - e)}, \quad (4.9)$$

где $N_{inf} = N^n + \gamma_m d A_0$; $M_{inf} = M^n + Q^n d$; N^n , M^n , Q^n — нормативные нормальная сила, момент и поперечная сила, действующие в сечении колонны в уровне верха фундамента; N_{inf} , M_{inf} — соответственно сила и момент на уровне подошвы фундамента; d — глубина заложения фундамента; $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ — средний удельный вес фундамента с засыпкой грунта на его обрезах; h — высота фунда-

¹ Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01—83). НИИОСП им. Герсеванова. — М.: Стройиздат, 1986.

Таблица 4.4. Формулы для определения размеров подошвы прямоугольных фундаментов, внецентренно нагруженных в одном направлении

№ схемы	Эпюра напряжений под подошвой фундамента	Определение размеров сторон фундамента	Примечание
1		$a = e_0 \left(2 + \sqrt{1,055R - 2,5} \right);$ $k = \frac{N^n}{(1,2R - \gamma_m d) \beta e_0^2};$ $b = \beta a; \beta < 1$	При кранах $Q \geq 75$ т и в открытых эстакадах принимают $\beta_2 \geq 0,25 \rho_1$
2		$a = 6e_0 \left(1 - \frac{\gamma_m d}{0,6R} \right);$ $b = \frac{N^n}{a (0,6R - \gamma_m d)};$	При кранах $Q < 75$ т
3		$a = 5e_0 \frac{0,6R\alpha - \gamma_m d}{R\alpha (1,5 - \alpha)};$ $b = \frac{N^n}{a (0,6R\alpha - \gamma_m d)};$ $\alpha = l/a$	Допустимо в бескрановых зданиях при соблюдении $l \geq 0,75a$

Примечания: β — заданное отношение сторон подошвы; $\gamma_m = 20$ кН/м³ — средний удельный вес фундаментов с засыпкой грунта на его обрезах; d — глубина заложения подошвы фундамента; e_0 — эксцентриситет силы

Расчет фундамента сводится к определению размеров его подошвы, высоты, количества ступеней и к вычислению арматуры сеток. После определения размеров подошвы и назначения высоты ступеней арматуру рассчитывают аналогично центрально-нагруженным фундаментам. При этом расчете давление на грунт находят от усилий без учета массы фундамента и засыпки на нем. Изгибающие моменты, действующие в консольных частях (уступах) фундамента, вычисляют по средним напряжениям эпюры давления с заменой рассматриваемой эпюры на равновеликую прямоугольную.

Пример 4.4. Расчет монолитного внецентренно нагруженного фундамента под колонну

Задание на проектирование. Рассчитать и сконструировать фундамент под внецентренно сжатую колонну крайнего ряда промышленного одноэтажного здания из примера 4.3. Грунт основания — суглинок, коэффициент пористости $e = 0,7$, показатель текучести $I_L = 0,5$; по табл. 3 прил. 3 СНиП 2.02.01—83 расчетное сопротивление грунта по интерполяции $R_0 = (2,5 + 1,8)/2 = 0,215$ МПа (215 кН/м²).

Глубина заложения фундамента $d = 1,8$ м (по условию промерзания грунтов). Бетон фундамента класса В12,5, арматура сеток из стали класса А-II.

Решение. Определение нагрузок и усилий. На уровне верха фундамента от колонны в сечении 4—4 передаются максимальные усилия (см. табл. 4.3):

расчетные усилия по комбинациям при $\psi = 0,9$:

$$M_{max} = +205 \text{ кН·м}, N_c = 658 \text{ кН}, Q_c = +40,5 \text{ кН};$$

$$N_{max} = 919 \text{ кН}, M_c = 190 \text{ кН·м}, Q_c = 27,4 \text{ кН};$$

то же, нормативные:

$$M^n = +183 \text{ кН·м}; N^n_c = 582 \text{ кН}, Q^n_c = +32,5 \text{ кН};$$

$$N^n_{max} = 798 \text{ кН}; M^n_c = 171 \text{ кН·м}, Q^n_c = +23,6 \text{ кН}.$$

От собственного веса стены передается расчетное усилие $N_{w3} = 46,8$ кН с эксцентриситетом $e_5 = 40$ см (рис. 4.18, а): $M_w = -46,8 \cdot 0,4 = -18,7$ кН·м; $M^n_w = -18,7/1,2 = -15,6$ кН·м.

Расчетные усилия, действующие относительно оси симметрии подошвы фундамента, без учета массы фундамента и грунта на нем (см. рис. 4.18):



Эксцентриситет равнодействующей усилий всех нормативных нагрузок, приложенных к подошве фундамента:

при первой комбинации усилий

$$e_0 = M^n / (N^n + G_f^n) = 213 / (621 + 223) = 0,252 \text{ м};$$

при второй комбинации усилий

$$e_0 = 188 / (837 + 223) = 0,177 \text{ м}.$$

Так как $e_0 = 0,252 \text{ м} < a_f / 6 = 2,8 / 6 = 0,467 \text{ м}$, то крайнее давление вычисляем по формуле (4.8); с учетом $\gamma_n = 0,95$;

при первой комбинации усилий

$$p_1 = \frac{N_f^n \gamma_n}{a_f b_f} \left(1 + \frac{6e_0}{a_f} \right) = \frac{844 \cdot 0,95}{2,8 \cdot 2,2} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,252}{2,8} \right) = 199 \text{ кН/м}^2,$$

что меньше $1,2 R = 1,2 \cdot 216 = 258 \text{ кН/м}^2$, где $N_f^n = N^n + G_f^n = 621 + 223 = 844 \text{ кН}$;

$$p_2 = \frac{844 \cdot 0,95}{2,8 \cdot 2,2} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,252}{2,8} \right) = 60 \text{ кН/м}^2 < 0,8 R = 173 \text{ кН/м}^2;$$

при второй комбинации усилий:

$$N_f^n = 837 + 223 = 1060 \text{ кН};$$

$$p_1 = \frac{1060 \cdot 0,95}{2,8 \cdot 2,2} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,177}{2,8} \right) = 227 \text{ кН/м}^2 < 1,2 R = 258 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_2 = \frac{1060 \cdot 0,95}{2,8 \cdot 2,2} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,177}{2,8} \right) = 102 \text{ кН/м}^2 < 0,8 R = 173 \text{ кН/м}^2.$$

Максимальное значение эксцентриситета $e_0 = 0,252 \text{ м} < 0,1 a_f = 0,1 \cdot 2,8 = 0,28 \text{ м}$, поэтому можно считать, что существенного поворота подошвы фундамента не будет и защемление колонны обеспечивается заделкой ее в стакане фундамента.

Расчет тела фундамента. Учитывая значительное углубление фундамента, целесообразно принять конструкцию фундамента с подколонником стаканного типа и плитой переменной высоты. Глубина стакана $h_g = 1,5 \times h_c = 1,5 \cdot 60 = 90 \text{ см}$, что удовлетворяет условию по заделке арматуры $h_g \geq 30d_1 + \delta = 30 \cdot 20 + 50 = 650 \text{ мм}$ ($d_1 = 20 \text{ мм}$ — диаметр продольной арматуры крайних колонн). Принимая толщину стенок стакана поперечным размером 225 мм и зазор 75 мм , размеры подколонника в плане будут:

$$a_c = h_c + 2 \cdot 225 + 2 \cdot 75 = 600 + 450 + 150 = 1200 \text{ мм};$$

$$b_c = h_c + 2 \cdot 225 + 2 \cdot 75 = 400 + 450 + 150 = 1000 \text{ мм}.$$

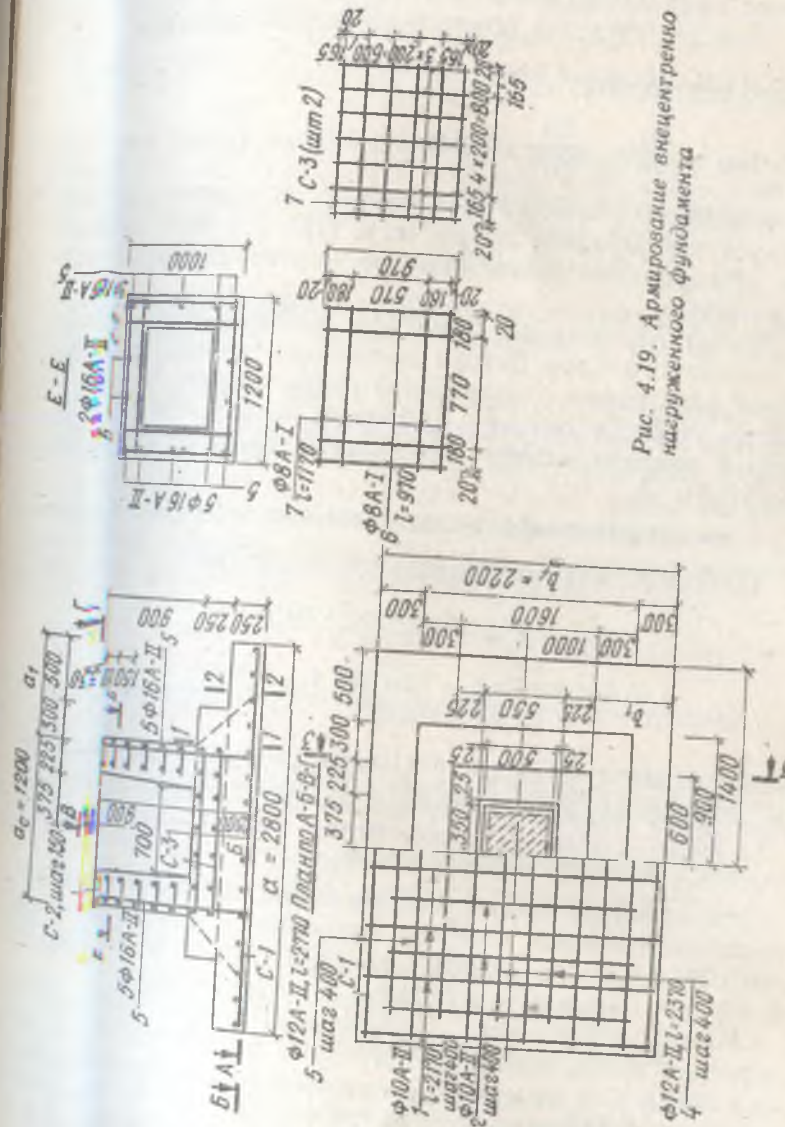


Рис. 4.19. Армирование внецентренно нагруженного фундамента

Эксцентриситет равнодействующей усилий всех нормативных нагрузок, приложенных к подошве фундамента:

при первой комбинации усилий

$$e_0 = M^n / (N^n + G_f^n) = 213 / (621 + 223) = 0,252 \text{ м};$$

при второй комбинации усилий

$$e_0 = 188 / (837 + 223) = 0,177 \text{ м}.$$

Так как $e_0 = 0,252 \text{ м} < a_f / 6 = 2,8 / 6 = 0,467 \text{ м}$, то крайнее давление вычисляем по формуле (4.8); с учетом $\gamma_n = 0,95$;

при первой комбинации усилий

$$p_1 = \frac{N_f^n \gamma_n}{a_f b_f} \left(1 + \frac{6e_0}{a_f} \right) = \frac{844 \cdot 0,95}{2,8 \cdot 2,2} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,252}{2,8} \right) = 199 \text{ кН/м}^2,$$

что меньше $1,2 R = 1,2 \cdot 216 = 258 \text{ кН/м}^2$, где $N_f^n = N_n + G_f^n = 621 + 223 = 844 \text{ кН}$;

$$p_1 = \frac{844 \cdot 0,95}{2,8 \cdot 2,2} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,252}{2,8} \right) = 60 \text{ кН/м}^2 < 0,8 R = 173 \text{ кН/м}^2,$$

при второй комбинации усилий:

$$N_n = 837 + 223 = 1060 \text{ кН};$$

$$p_1 = \frac{1060 \cdot 0,95}{2,8 \cdot 2,2} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,177}{2,8} \right) = 227 \text{ кН/м}^2 < 1,2 R = 258 \text{ кН/м}^2,$$

$$p_2 = \frac{1060 \cdot 0,95}{2,8 \cdot 2,2} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,177}{2,8} \right) = 102 \text{ кН/м}^2 < 0,8 R = 173 \text{ кН/м}^2.$$

Максимальное значение эксцентриситета $e_0 = 0,252 \text{ м} < 0,1 a_f = 0,1 \cdot 2,8 = 0,28 \text{ м}$, поэтому можно считать, что существенного поворота подошвы фундамента не будет и заземление колонны обеспечивается за счет ее в стакане фундамента.

Расчет тела фундамента. Учитывая значительное углубление фундамента, целесообразно принять конструкцию фундамента с подколонником стаканного типа и плитой переменной высоты. Глубина стакана $h_g = 1,5 \times h_c = 1,5 \cdot 60 = 90 \text{ см}$, что удовлетворяет условию по длине арматуры $h_g \geq 30d_1 + \delta = 30 \cdot 20 + 50 = 650 \text{ мм}$ ($d_1 = 20 \text{ мм}$ — диаметр продольной арматуры крайних поясов колонны). Принимая толщину стенок стакана 225 мм и зазор 75 мм, размеры подколонника будут:

$$a_c = h_c + 2 \cdot 225 + 2 \cdot 75 = 600 + 450 + 150 = 1200 \text{ мм};$$

$$b_c = h_c + 2 \cdot 225 + 2 \cdot 75 = 400 + 450 + 150 = 1000 \text{ мм}.$$

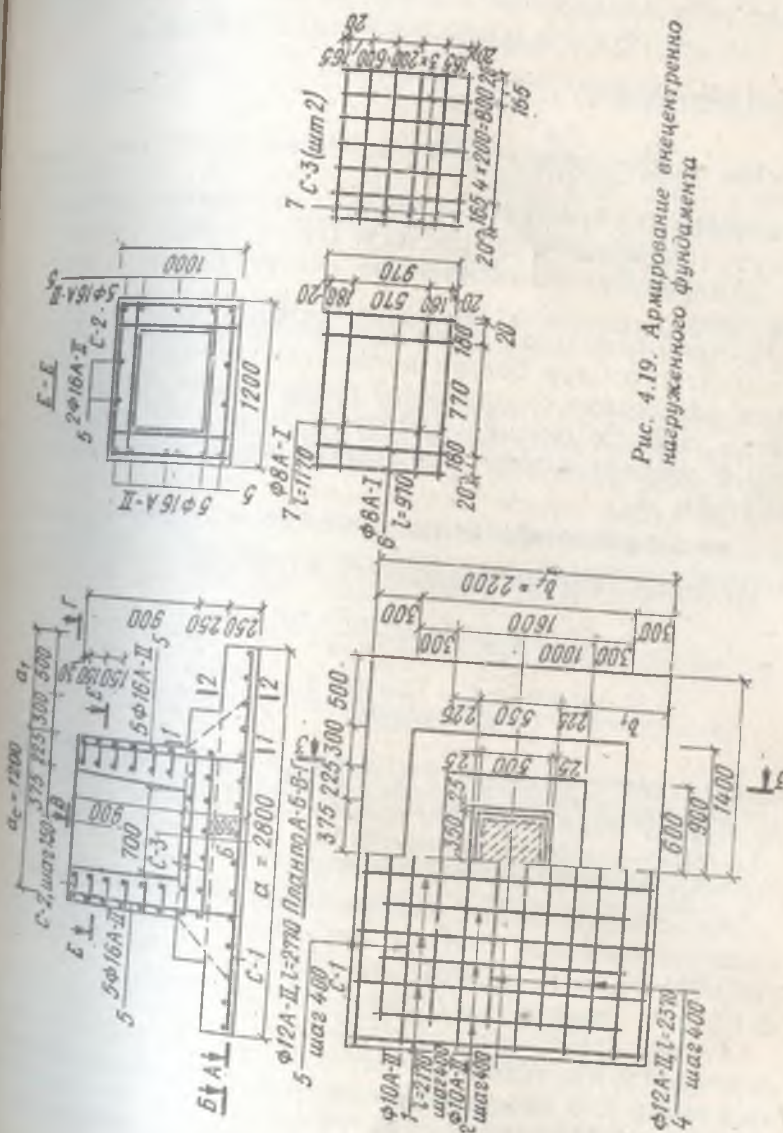


Рис. 4.19. Армирование внецентренно нагруженного фундамента

Высота подколонника $h_3=900$ мм, уступы высотой по 250 мм (рис. 4.19).

Момент, действующий от расчетных нагрузок на уровне низа подколонника (сечение 1—1 на рис. 4.18):

$$M_1 = M_4 + Q_4 h_3 - M_w = 205 + 40,5 \cdot 0,9 - 18,7 = 223 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Эксцентриситет

$$e_{01} = \frac{M_1}{N} = \frac{223}{704,8} = 0,316 \text{ м} > 1/6 h_c = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ м},$$

но меньше $0,3 h_0 = 0,3 \cdot 1,14 = 0,342$ м; стенку стакана следует производить по расчету. При $e_0 \leq h_c/6$ поперечное армирование выполняют по конструктивным соображениям.

Расчет продольной арматуры подколонника. Толщину защитного слоя бетона принимаем не менее 50 мм, берем расстояние от наружной грани стенки стакана до центра тяжести сечения арматуры $a_b = a'_b = 6$ см. Расчетный эксцентриситет продольной силы относительно арматуры A_s

$$e = e_{01} + a_c/2 - a = 0,316 + 1,2/2 - 0,06 = 0,856 \text{ м} = 85,5 \text{ см}.$$

Площадь сечения продольной арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_n N e - R_b \gamma_{b1} S_0}{R_s z} = \frac{0,95 \cdot 704,800 \cdot 85,6 - 7,5(100) 1,1 \cdot 4,6 \cdot 10^5}{280(100)108} < 0,$$

где $z_s = a_c - a_b - a'_b = 120 - 6 - 6 = 108$ см; для коробчатого сечения $S_0 = 0,5(b_c h_c^2 - a_c b_0 z_s) = 0,5(100 \cdot 114^2 - 70 \cdot 50 \cdot 108) = 4,6 \cdot 10^5 \text{ см}^3$; размеры дна стакана $a_0 = 700$, $b_0 = 500$ мм в сечении 1—1; $R_b = 7,5$ МПа — для бетона класса В12,5; $\gamma_{b1} = 1,1$ — при учете всех нагрузок (кратковременные с коэффициентом сочетания $\psi = 0,9$).

Из конструктивных соображений принимаем минимальную площадь сечения продольной арматуры при $\mu = 0,001$: $A_s = A'_s = 0,001 A_b = 0,001(120 \cdot 100 - 70 \cdot 50) = 8,5 \text{ см}^2$. Принимаем 5Ø16 А-II, $A_s = 10,05 \text{ см}^2$.

Расчет поперечного армирования подколонника. Поперечное армирование проектируем в виде горизонтальных сеток С-3 из арматуры класса А-I, шаг сеток принимаем $s = 150 \text{ мм} < h_c/4 = 900/4 = 225 \text{ мм}$. В пределах высоты подколонника располагается шесть сеток С-2 и две С-3 конструктивно под днищем стакана.

При $e_0 = e_{01} = 0,316 \text{ м} > h_c/2 = 0,6/2 = 0,3 \text{ м}$ расстояние y от оси колонны до условной оси поворота колонны

принимают $y = h_c/2 = 0,6/2 = 0,3$ м, площадь сечения поперечной арматуры стенок стакана A_{sw} определяют по формуле

$$A_{sw} = 0,8 \frac{[M + Q h'_3 - N h_c/2 - G_w(e + y)] \gamma_n}{R_s \Sigma z_x} =$$

$$= 0,8 \frac{[205 + 40,5 \cdot 0,85 - 704,8 \cdot 0,3 - 45,8(0,4 + 0,3)] 0,95}{225 \cdot 10^3 \cdot 2,55} = < 0,$$

где $h'_3 = h_3 - \delta = 90 - 5 = 85$ см; $R_s = 225$ МПа $= 225 \cdot 10^3$ кН/м² — для арматуры класса А-I; Q , N и G даны в кН, а M — в кН·м; Σz_x — сумма расстояний от обреза фундамента до плоскости каждой сетки в пределах расчетной высоты стакана, равная:

$$\Sigma z_x = 0,05 + 0,2 + 0,35 + 0,5 + 0,65 + 0,8 = 2,55 \text{ м.}$$

По конструктивным соображениям принимают для сеток поперечные стержни диаметром 8 мм из стали класса А-I.

Расчет нижней части фундамента. Определяем напряжения в грунте под подошвой фундамента при сочетаниях от расчетных нагрузок без учета массы фундамента и грунта на его уступах. Расчет ведем на действие второй комбинации усилий, при которой от нормативных нагрузок были получены большие напряжения в грунте, чем при первой комбинации:

$$p_1 = \left(\frac{N}{A_f} + \frac{M}{W_f} \right) \gamma_n = \left(\frac{965,8}{6,16} + \frac{209,5}{2,89} \right) 0,95 = 219 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_2 = \left(\frac{N}{A_f} - \frac{M}{W_f} \right) \gamma_n = \left(\frac{965,8}{6,16} - \frac{209,5}{2,89} \right) 0,95 = 81 \text{ кН/м}^2.$$

Рабочую высоту плиты у основания подколонника из условия прочности на продавливание вычисляем по формуле

$$h_0 \geq - \frac{b_c + a_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{k R_{bt} \gamma_{b2} + p_{sf}} + \left(\frac{b_c + a_c}{2} \right)^2},$$

где

$$p_{sf} = p_1 = 219 \text{ кН/м}^2; k = 1;$$

$$\gamma_{b2} R_{bt} = 0,66 \cdot 1,1 = 0,725 \text{ МПа} = 725 \text{ кН/м}^2;$$

$$N = p_1 (a_f b_f - a_c b_c) = 219 (2,8 \cdot 2,2 - 1,2 \cdot 1) = 1090 \text{ кН};$$

подставляя числовые значения, получим

$$h_0 \geq - \frac{1 + 1,2}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1090}{1,725 + 219} + \left(\frac{1 + 1,2}{2} \right)^2} = 0,22 \text{ м};$$

из конструктивных соображений принята общая высота плиты $h = 50$ см, уступы по 25 см; $h_0 = h - a =$

$= 50 - 5 = 45$ см. Возможен вариант плиты без уступов с наклонной верхней плоскостью (см. рис. 4.18, б).

Расчет рабочей арматуры сетки нижней плиты в направлении длинной стороны a_f . Расчетный изгибающий момент в сечении 1—1, проходящем по грани b_c подколонника,

$$M_{1-1} = p_m a^2 b_f / 2 = 199 \cdot 0,8^2 \cdot 2,2 / 2 = 141 \text{ кН} \cdot \text{м} = 141 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см},$$

где

$$p_m = 0,5 (p_1 + p_{1-1}) = 0,5 (219 + 179,5) = 199 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_{1-1} = p_1 - (p_1 - p_2) a_1 / a_f = 219 - (219 - 81) 0,8 / 2,8 = 179,5 \text{ кН/м}^2$$

Требуемое сечение арматуры

$$A_s = \frac{M_1}{0,9 R_s h_0} = \frac{141 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 280 (100) 45} = 12,5 \text{ см}^2,$$

назначая шаг стержней $s = 200$ мм, на ширине $b_f = 2,2$ м укладывают 12 стержней; принимаем 12 стержней А-II, $A_s = 13,57 \text{ см}^2$.

Процент армирования

$$\mu = \frac{13,57}{220 \cdot 45} 100 = 0,137 \% > \mu_{min} = 0,1 \%$$

Изгибающий момент в сечении 2—2, проходящий через точку пересечения грани призмы продавливания с арматурой нижней сетки плиты,

$$M_{2-2} = p_{m2} a_2^2 b_f / 2 = \frac{211 \cdot 0,35^2 \cdot 2,2}{2} = 28 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где

$$p_{m2} = 0,5 (p_1 + p_{2-2}) = 0,5 (219 + 202) = 211 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_{2-2} = p_1 - (p_1 - p_2) a_2 / a_f = 219 - (210 - 81) 0,35 / 2,8 = 202 \text{ кН/м}^2$$

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_s = \frac{M_2}{0,9 R_s h_0} = \frac{28 \cdot 4 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 280 (100) 20} = 5,63 \text{ см}^2;$$

можно половину стержней, вычисленных по сечению 1—1, не доводить до торцов плиты (см. рис. 4.19).

Расчет рабочей арматуры сетки плиты в направлении короткой стороны b_f . Среднее давление в грунте под подошвой фундамента

$$p_m = 0,5 (p_1 + p_2) = 0,5 (219 + 81) = 150 \text{ кН/м}^2.$$

Изгибающий момент в сечении 3—3, проходящем по грани подколонника,

$$M_{3-3} = p_m b^2 a_f / 2 = 150 \cdot 0,6^2 \cdot 2,8 / 2 = 75,8 \text{ кН} \cdot \text{м} = 75,8 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_s = M_s / (0,9 R_s h_0) = 75,8 \cdot 10^5 / [0,9 \cdot 280 (100) \cdot 45] = 6,7 \text{ см}^2;$$

при шаге стержней 200 мм на длине $a_f = 2,8$ м должно быть 15 стержней; принимаем из конструктивных соображений 15 $\varnothing 10$ А-II, $A_s = 11,7 \text{ см}^2$, что составляет около 0,1 %.

На основе выполненных расчетов произведено конструирование фундамента (см. рис. 4.19). Спецификацию арматуры составляют по форме, указанной в табл. 4 прил. II.

§ 21. РАСЧЕТ ЛЕНТОЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Наиболее часто ленточные фундаменты встречаются при строительстве жилых и общественных зданий с несущими и самонесущими стенами. Железобетонные ленточные фундаменты выполняют сборными или монолитными (рис. 4.20). Сборные фундаменты состоят из отдельных блоков, укладываемых впритык один к другому или с небольшими разрывами вдоль оси стены. Блоки могут быть сплошного сечения или облегченными (рис. 4.20, в). Размеры поперечного сечения фундамента b и h и площадь сечения рабочей арматуры A_s определяют расчетом.

Ленточные фундаменты обычно нагружены равномерно по всей длине и поэтому имеют одну ширину подошвы b . При расчете выделяют отрезок стены длиной 1 м и по приходящейся на него нагрузке N^n находят требуемую ширину подошвы фундамента (рис. 4.21). Сечение арматуры подушки подбирают по изгибающему моменту M , определяемому в консольной части подушки при нагружении ее реактивным давлением грунта p без учета массы блока и грунта на нем (сечение I—I на рис. 4.21):

$$M = 0,5 p c^2.$$

Толщину блока h устанавливают расчетом на поперечную силу $Q = p c$, принимая ее такой, чтобы не требовалось устанавливать поперечную арматуру, т. е. должно соблюдаться условие $Q \leq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0$, где $b = 1$ м или равно длине блока, $\varphi_{b3} = 0,6$ для тяжелого бетона.

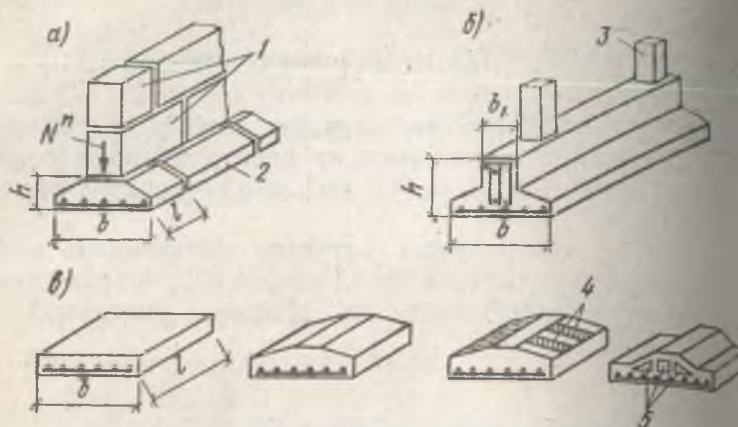


Рис. 4.20. Виды ленточных фундаментов

а — сборный под сплошную стену; б — монолитные под колонны; г — гипсы блоков сборного фундамента; 1 — стеновые блоки; 2 — фундаментный блок; 3 — колонна; 4 — ребра; 5 — пустоты

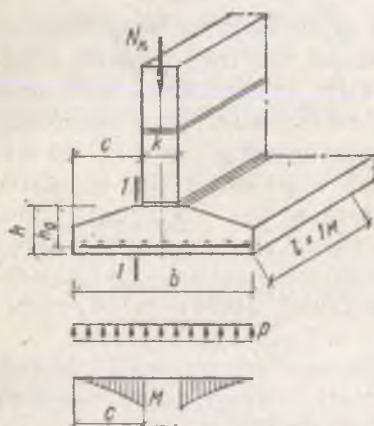


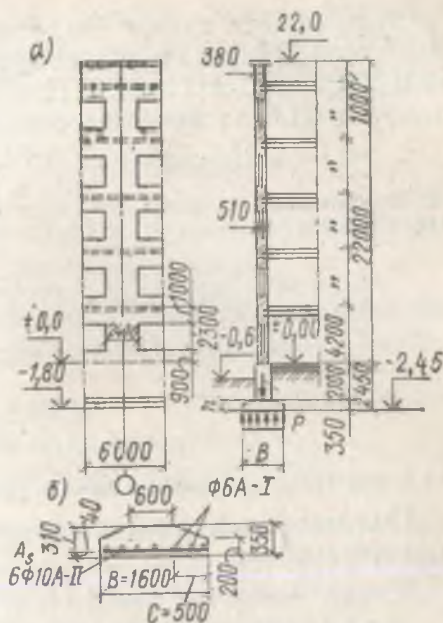
Рис. 4.21. Расчетная схема ленточного фундамента

Унифицированные фундаментные блоки имеют $h=40$ см, длину $l=118 \div 238$ см и ширину $b=80 \div 280$ см, кратную 20 см.

Пример 4.5. Расчет сборного ленточного фундамента

Задание на проектирование. Рассчитать ленточный фундамент под наружные несущие стены пятиэтажного производственного здания без подвала (см. рис. 3). Стены кирпичные толщиной 53 см в два кирпича с штукатуркой с внутренней стороны. Грунты основания — супеси с коэффициентом пористости $e=0.7$, средней консистенции, показатель текучести $I_L=0$. Подос

Рис. 4.22. К расчету ленточного фундамента под стену по примеру 4.5
 а — расчетный участок стены;
 б — армирование фундаментного блока



фундамента заложена от природного рельефа на глубину $d=1,8$ м. Район строительства III по весу снегового покрова.

Решение. Определение нагрузок. За расчетный участок принимаем стену длиной 6 м, равную расстоянию между прогонами перекрытий (рис. 4.22). Нагрузку на 1 м длины стены от междуэтажных перекрытий и покрытия собираем с площади $A=1 \cdot 5,8/2=2,9$ м².

Нагрузка от покрытия (согласно табл. 4.1): постоянная — нормативная $g_1^n=4665$ Н/м², расчетная $g_1=5290$ Н/м²; временная (снеговая) — кратковременная нормативная $p_{1cd}^n=700$ Н/м², длительная нормативная $p_{1ld}^n=300$ Н/м², расчетная кратковременная $p_{1cd}=980$ Н/м² и длительная $p_{1ld}=420$ Н/м². Нагрузка от междуэтажных перекрытий (согласно табл. 3.4), с учетом массы ригелей ≈ 600 Н/м² при $\gamma_f=1,1$: постоянная — нормативная $g_2^n=4800$ Н/м², расчетная $g_2=5460 \approx 5500$ Н/м²; временная — длительная нормативная $p_{2ld}^n=5000$ Н/м², кратковременная нормативная $p_{2cd}^n=2000$ Н/м², расчетная длительная $p_{2ld}=6000$ Н/м² и кратковременная $p_{2cd}=2400$ Н/м².

Нагрузка от стены (см. рис. 4.22): парапетная часть толщиной 38 см, выше отметки 21,0— $N_1^n = h_p H = 0,38 \times 18\,000 \cdot 1 \cdot 1 = 6830$ Н/м, стена от отметки $\pm 0,0$ до отметки 21,0 за вычетом оконных проемов

$$N_2^n = h_p H (1 - k_0) = 0,53 \cdot 18\,000 \cdot 21 \cdot 0,67 = 123\,000 \text{ Н/м},$$

где коэффициент k_0 учитывает количество оконных проемов в пределах этажа:

$$k_0 = A_{\text{ок}} / A_w = 2,3 \cdot 3,6 / (4,2 \cdot 6) = 0,33;$$

вес оконного остекления, считая вес его около 500 Н/м²

$$N_3^n = l H k_0 \cdot 500 = 1 \cdot 21 \cdot 0,33 \cdot 500 = 3460 \text{ Н/м};$$

вес подземной части стены из крупных бетонных блоков

$$N_4^n = h H \rho = 0,6 \cdot 2,1 \cdot 24\,000 = 30\,200 \text{ Н/м},$$

где в формулах плотность ρ дана в Н/м³.

Подсчет суммарной нагрузки на 1 м стены: нормативная

$$N^n = (q_1^n + q_2^n n_p + p_1^n + p_2^n n_p) A + N_1^n + N_2^n + N_3^n + N_4^n = (4,66 + 4,8 \cdot 4 + 0,92 + 6,6 \cdot 4) 2,9 + 6,83 + 134 + 3,46 + 30,2 = 327 \text{ кН/м},$$

где $n_p = 4$ —число междуэтажных перекрытий: $p_1^n = p_{\text{сд}} \psi_2 + p_{\text{лс}} \psi_1 = 0,7 \cdot 0,9 + 0,3 \cdot 0,95 = 0,92$ кН/м²; $p_2^n = p_{\text{сд}} \psi_2 + p_{\text{лс}} \psi_1 = 2 \cdot 0,9 + 5 \cdot 0,95 = 6,6$ кН/м²; здесь $\psi_1 = 0,95$ —для длительной нагрузки и $\psi_2 = 0,9$ —для кратковременной нагрузки, так как учитываются две кратковременные нагрузки (согласно п. 1.12 СНиП [14]);

расчетная

$$N = (5,29 + 5,5 \cdot 4 + 1,28 + 7,86 \cdot 4) 2,9 + 6,83 \cdot 1,1 + 134 \cdot 1,1 + 30,2 \cdot 1,1 = 370 \text{ кН/м},$$

где

$$p_1 = 980 \cdot 0,9 + 420 \cdot 0,95 = 1280 \text{ Н/м}^2 = 1,28 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_2 = 2400 \cdot 0,9 + 6000 \cdot 0,95 = 7800 \text{ Н/м}^2 = 7,86 \text{ кН/м}^2.$$

Определение ширины подошвы фундаментных блоков. Принимаем расположение блоков в плане вплотную один к другому. Расчетное сопротивление грунта, установленное в задании, согласно табл. 3 прил. 3 СНиП [14] принимаем $R_0 = 0,25$ МПа.

При длине блока $l = 1$ м требуемая ширина b с учетом $\gamma_n = 0,95$

$$b = \frac{N^n \gamma_n}{100 (R_0 - \gamma_m f d)} = \frac{327\,000 \cdot 0,95}{100 (25 - 0,02 \cdot 180)} = 146 \text{ см},$$

где $R_0 = 25$ Н/см²; $\gamma_m f d = 20$ кН/м³ $= 0,02$ Н/см³;

принимаем $b = 160$ см, кратно 200 мм.

Расчет площади сечения арматуры. Изгибающий момент в консоли у грани стены от расчетных нагрузок $N = 370 \text{ кН/м}$; $M = 0,5 p^2 = 0,5 \cdot 220 \cdot 0,5^2 = 27,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

где

$$p = \frac{N \gamma_n}{l b} = \frac{370 \cdot 0,95}{1 \cdot 1,6} = 220 \text{ кН/м}^2.$$

Минимальная рабочая высота фундаментного блока

$$h_s = \frac{c p}{\varphi_{02} R_{bt} \gamma_{02} l} = \frac{50 \cdot 2200}{0,6 \cdot 0,66 (100) 0,9 \cdot 100} = 30,4 \text{ см},$$

где $p = 220 \text{ Н/см}^2$; назначаем окончательно $h = 35 \text{ см}$ и $h_0 = 35 - 4 = 31 \text{ см}$.

Площадь сечения арматуры

$$A_s = \frac{M}{0,9 h_0 R_s} = \frac{27,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 31 \cdot 280 (100)} = 3,52 \text{ см}^2.$$

Принимаем рекомендуемый минимальный шаг стержней 200 мм, тогда по длине блока в 1 м укладывают 6 $\varnothing 10 \text{ А-II}$, $A_s = 4,71 \text{ см}^2$.

Процент армирования

$$\mu = \frac{A_s}{l h_0} 100 = \frac{4,71 \cdot 100}{100 \cdot 31} = 0,153 \% > \mu_{min} = 0,1 \%$$

Схема армирования блока показана на рис. 4.22, б.

Глава 5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПОКРЫТИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

§ 22. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

В зависимости от конструктивного решения здания и, в частности покрытия, кровли бывают плоскими, одно- и двускатными, арочными и т. д. Элементами ограждения являются сборные плиты (ребристые или плоские), которые несут нагрузки от утеплителя, защитных и выравнивающих слоев, гидроизоляционных слоев и временные (снеговые) нагрузки, а также нагрузки от вентиляционных и других коробов и вытяжек. В каркасных зданиях в качестве несущих элементов, на которые опираются панели и плиты покрытия, могут быть балки (односкатные, двускатные или с горизонтальными поясами), арки, рамы, фермы.

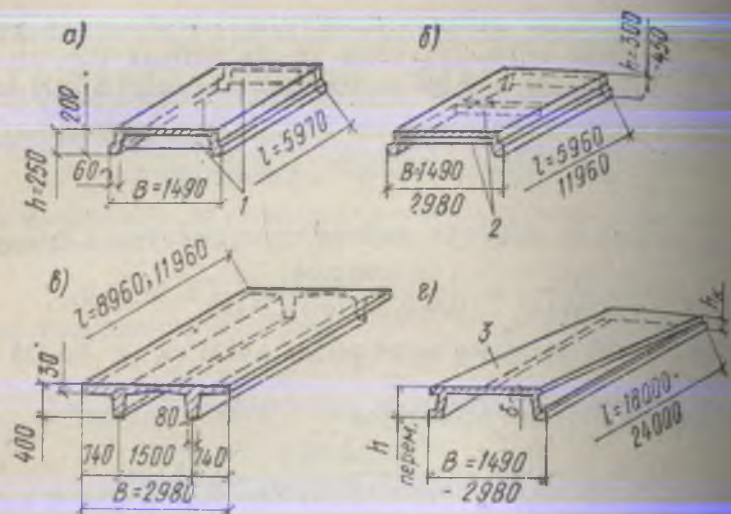


Рис. 5.1. Типы плит покрытий зданий

а — ребристая без поперечных ребер в пролете марки СПП; б — ребристая с поперечными ребрами марки ПНС, ПНП; в — типа 2Т; г — сводчатая; КЖС; 1 — ребра по торцам и продольным сторонам плиты; 2 — поперечные ребра с шагом $1 \div 1,5$ м; 3 — свод

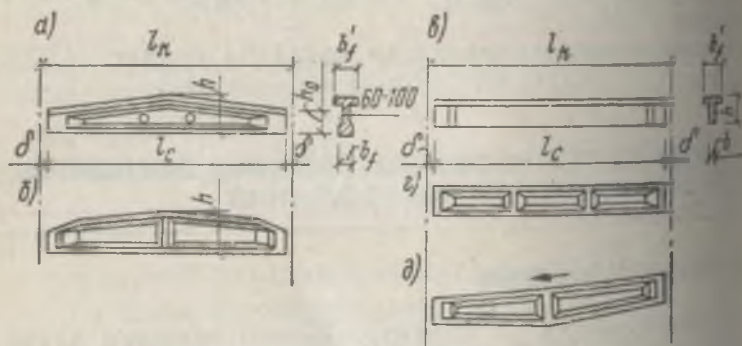


Рис. 5.2. Конструктивные схемы балок покрытий

а, б — двускатные; в, г — постоянного сечения; д — односкатная с левым нижним поясом

Панели, как правило, проектируют ребристыми, ребрами вниз, пролетом 6 и 12 м, шириной 3 м и как двускатные, так и сводчатые, с борными шириной 1,5 м. Эффективны плиты двухкомбинированные типа 2Т размером 3×12 и 3×6 м, крупноразмерные двускатные плиты 3×18 м и сводчатые типа КЖС 3×18 и 3×24 м (рис. 5.1). Толщину полок в ребрах

ристых плитах принимают $25+50$ мм, высоту продольных ребер $250\div 450$ мм и поперечных 150 мм.

Балки выполняют одно- и двускатными, таврового или двутаврового сечения пролетом до 18 м (рис. 5.2). Шаг балок 6 или 12 м. Высоту сечения балок в середине пролета принимают $(1/10\div 1/15) l$, высота опорных частей унифицирована и равна 800 или 900 мм. Ширину верхней сжатой полки из условий обеспечения устойчивости при транспортировании и монтаже назначают $(1/50\div 1/60) l$, а ширину нижней полки 200—300 мм. Масса балок при пролетах до 18 м достигает $9\div 12$ т.

Ребристые плиты и балки рассчитывают по формулам изгибаемых элементов прямоугольного или таврового сечения. В двускатных балках при определении расчетного сечения учитывают уклон верхнего пояса (уклон обычно равен $1/12$). В общем случае при высоте балки в середине пролета $h = (1/10\div 1/15) l$ расстояние до расчетного сечения: $x = (0,35\div 0,4) l$, а при наличии фонаря расчетным является сечение под стойкой фонаря.

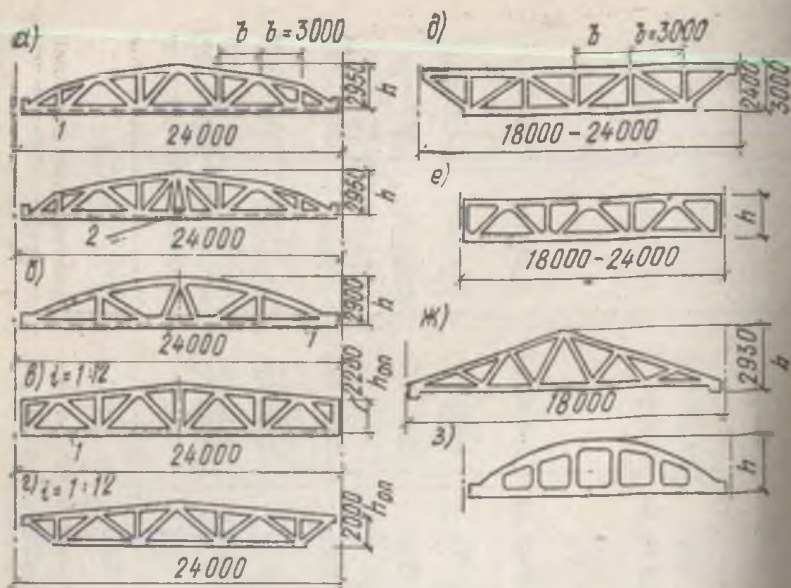
Фермы проектируют пролетом $18\div 24$ м, реже 30 м. По очертанию верхнего пояса они разделяются на сегментные, арочные, с параллельными поясами и полигональные (рис. 5.3); в опытным порядке можно изготавливать и треугольные фермы (рис. 5.3, ж). Для изготовления ферм применяют бетон высоких классов ($B30\div B60$), армирование элементов фермы значительное ($\mu = 1,5\div 2,5\%$).

Технико-экономические показатели панелей покрытий, некоторых типов балок и ферм приведены в табл. 5.1, составленной по данным каталогов и книг [2], [4], [14] и др. Высоту ферм в середине пролета принимают $(1/7\div 1/9) l$. Узлы ферм располагают так, чтобы на них опирались ребра плит покрытия и исклучался бы местный изгиб верхнего пояса. В типовых фермах ширина панели 1,5 или 3 м. Фермы пролетом 18 м проектируют цельными, а пролетом 24 м — цельными и состоящими из двух полуферм со стыком в середине пролета. В некоторых случаях эффективны фермы составные, пролетом 30 м. Стержни ферм армируют напрягаемой арматурой, сварными каркасами, а нижний пояс, как правило, предварительно напряженной арматурой (стержневой, проволоочной или канатами).

Т а б л и ц а 5.1. Техничко-экономические показатели сборных железобетонных панелей, балок и ферм покрытий зданий при расчетной нагрузке 3,5—5,5 кН/м²

Тип конструкций	Шаг, м	Масса, т	Проектный класс бетона	Расход материалов на один элемент			
				бетона, м³	стали, кг, при армировании		
					стержневой арматурой	проволоч- ной арма- турой	канатами
Панели							
Рёбристая 3×12 м, $h_{ред}=7,65$ см	12	6,8	B30, B40	2,72	265÷391	205÷288	205÷288
То же, 3×6 м, $h_{ред}=5,3$ см	6	2,38	B25, B30	0,95	70÷101	56÷70	56÷70
Двухконсольная 2Т, 3×12 м, $h_{ред}=7,65$ см	12	6,8	B40	2,72	330	237	237
То же, 3×6 м, $h_{ред}=5,3$ см	6	2,38	B25	0,95	85	63	63
Сводчатая КЖС, 3×18 м, $h_{ред}=8,03$ см	—	10,9	B40	4,37	—	431	431
То же, КЖС 3×24 м, $h_{ред}=8,7$ см	—	15,5	B40	6,25	—	549	516
Двухскатная 3×18 м	—	15,1	B40	6,03	—	382	382
Балки							
Двускатная двутаврового се- чения пролетом 12 м	6	4,1	B30	1,65	127÷153	87÷108	—
То же, пролетом 18 м	6	9,1	B30, B40	3,64	468÷738	359÷552	360÷565
То же, решетчатая проле- том 18 м	6	8,5÷12,1	B30, B40	3,4÷4,84	530÷875	397÷644	418÷662
Фермы							
Сегментная раскосая про- летом 18 м	6	4,5÷6	B30, B40	1,8÷2,42	289÷468	223÷372	238÷391
То же	12	7,8÷9,4	B30, B40	3,11÷3,75	550÷736	408÷547	439÷591
То же, пролетом 24 м	6	9,2	B30, B40	3,68	690÷768	510÷595	557÷625
»	12	14,9÷18,6	B30, B40	5,94÷7,42	1096÷1539	787÷1128	853÷1204
Сегментная безраскосая пролетом 18 м	6	6,5	B30, B40	2,6	390÷486	319÷436	330÷450
То же	12	9,2÷10,5	B30, B40	3,7÷4,2	570÷720	450÷562	463÷586
То же, пролетом 24 м	6	9,2÷10,5	B30, B40	3,7÷4,2	759÷862	623÷697	654÷715
»	12	14,2÷18,2	B30, B40	5,7÷7,8	1281÷1489	988÷1128	1020÷1201
Полигональная составная пролетом 18 м	6	6,58	B30, B40	2,63	—	514÷592	—
То же, пролетом 24 м	6	9,6	B30, B40	3,85	—	744÷765	—

Примечание. Расход арматуры приведен с учетом армирования растянутой зоны (ребер панелей и балок, пояса ферм) напрягаемой арматурой.



5.3. Конструктивные схемы железобетонных ферм

а — сегментные; *б* — арочная раскосная; *в*, *г* — полигональные; *д*, *е* — с параллельными поясами; *ж* — треугольная; *з* — арочная безраскосная; *1* — вставляемая арматура; *2* — монтажный стык

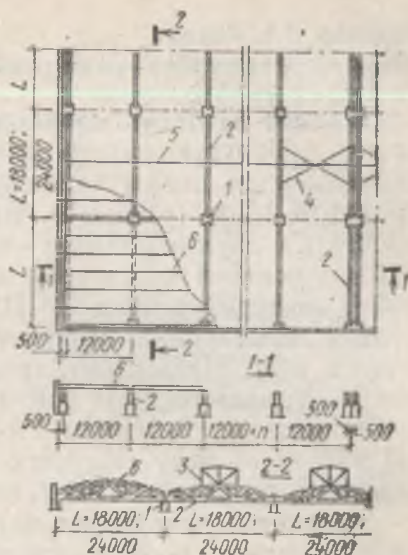
Усилия в элементах ферм рассчитывают обычными способами строительной механики, чаще всего построением диаграммы Кремоны. Все усилия от покрытия прикладывают в узлы верхнего пояса, а нагрузки от подвешного транспорта — в узлы нижнего пояса. Влияние жесткости узлов в расчете обычно не учитывают, кроме арочных безраскосных ферм с редким расположением стоек. Расчет сечения элементов ведут по формулам внецентренного сжатия или растяжения с учетом случайных эксцентриситетов.

Расчетную длину сжатых элементов фермы при учете продольного изгиба принимают $0,8 \div 0,9l$ в зависимости от назначения элемента (пояс, решетка), эксцентриситета e_0 и других параметров по табл. 33 СНиП [13], где l — расстояние между центрами смежных закрепленных узлов. Растянутые элементы проверяют на раскрытие трещин, а предварительно напряженные растянутые стержни — на образование и закрытие трещин по формулам второй группы предельных состояний.

Для обеспечения жесткости всего покрытия и устойчивости сжатых поясов ферм при действии горизонтальных

Рис. 5.4. Конструктивная схема покрытия здания со скатной кровлей при шаге колонн и ферм покрытия 12 м

1 — колонна; 2 — ферма покрытия;
3 — фонарь; 4 — стальные связи;
5 — стальная распорка; 6 — плита
длиной 12 м



ных нагрузок вдоль здания (ветровых сил, продольного торможения мостовых кранов) в одноэтажных каркасных зданиях ставят металлические горизонтальные и вертикальные связи. Связи работают совместно с другими элементами каркаса и повышают общую пространственную жесткость здания. Связи выполняют крестообразного вида. Ставят их в торцовых пролетах здания и в пролетах, примыкающих к температурному шву (рис. 5.4). Вертикальные связи между фермами устанавливают на опорных стойках ферм с таким расчетом, чтобы вовлечь колонны каркаса в работу на продольные горизонтальные нагрузки. В средних пролетах вместо связей делают железобетонные распорки. Вертикальные связи между колоннами проектируют в средних пролетах температурного блока. Горизонтальные связи располагают в уровне нижнего и верхнего поясов ферм.

Наиболее целесообразный угол примыкания стержня связи к конструкции 45° . В уровне верхних связей на участках между смежными связями ставят металлические тяжи. При наличии фонаря связи проектируют также между конструкциями фонаря: вертикальные — в плоскости остекления, горизонтальные — в плоскости покрытия фонаря.

Пример 5.1. Расчет сборной железобетонной панели

Задание на проектирование. Рассчитать и сконструировать ребристую панель размером 3×6 м для теплого бесчердачного покрытия здания по двускатным балкам пролетом 18 м (рис. 5.5). Армирование панели предусмотреть в двух вариантах — предварительно напряженной стержневой арматурой класса Ат-V и ненапрягаемой арматурой класса А-III. Для сварных сеток применить арматурную проволоку класса Вр-I. Бетон класса В30. Натяжение арматуры осуществляется на упоры. Характеристики сопротивления арматуры и бетона принять по таблицам 1.1—1.7. Здание возводится в III районе по весу снегового покрова. Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$.

Решение. Определение нагрузок. Подсчет нагрузок от собственного веса покрытия и снега сведен в табл. 5.2. Ребристые панели рассчитывают отдельно: для плиты и затем ребер — поперечных и продольных. Вначале на основе размеров форм типовых панелей задаемся ее размерами (рис. 5.6). Приведенные сечения показаны на рис. 5.7.

Расчет плиты по прочности. Плиту рассматриваем как многопролетную неразрезную. При толщине ее 25 мм расчет ведем с учетом перераспределения усилий от развития пластических деформаций. Изгибающий момент определяем по формуле

$$M = (q + p) l^2 / 11 = (2227 + 1400) 0,88^2 / 11 = 256 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

где

$$l = l_1 - b = 0,98 - 0,1 = 0,88 \text{ м};$$

$$g_{pi} = 0,025 \cdot 25 \cdot 000 = 625 \text{ Н/м}^2;$$

$$g_{pi} = 625 \cdot 1,1 = 687 \text{ Н/м}^2,$$

а общая нагрузка на плиту:

$$g = 180 + 520 + 720 + 120 + 687 = 2227 \text{ Н/м}^2 \approx 2,23 \text{ кН/м}^2.$$

Полезная толщина плиты $h_0 = h - a = h_f / 2 = 2,5 / 2 = 1,25 \text{ см}$.

Определяем коэффициент A_0 при $b = 1 \text{ м}$:

$$A_0 = \frac{M \gamma_n}{b h_0^2 R_b \gamma_{b2}} = \frac{256 \cdot 10^3 \cdot 0,95}{100 \cdot 1,25^2 \cdot 17 (100) 0,9} = 0,102,$$

где $R_b = 17 \text{ МПа}$ — для бетона класса В30; $\gamma_{b2} = 0,9$.

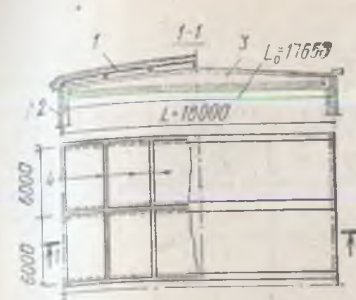


Рис. 5.5. Конструктивная схема бесчердачного теплого покрытия по железобетонным балкам пролетом $L = 18 \text{ м}$

1 — слой покрытия (сверху вниз): трехслойный рулонный ковер; цементная стяжка 2 см; утеплитель — пенобетон 12 см; пароизоляция — два слоя пергамина; 2 — навесные панели; 3 — балки марки БНД-18; 4 — ребристые железобетонные плиты

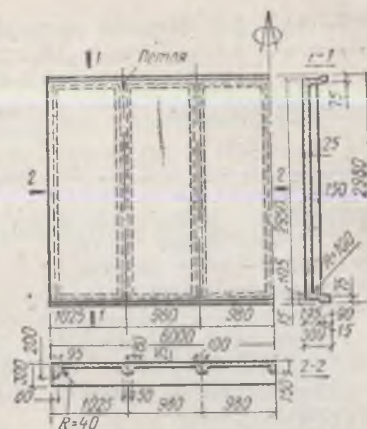


Рис. 5.6. План и сечения ребристой панели 3×6 м (к примеру 4.6)

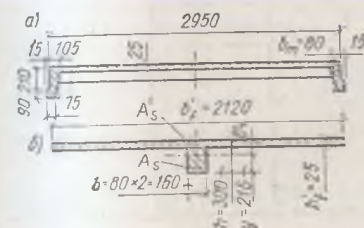


Рис. 5.7. Поперечное сечение ребристой панели
а — действительное; б — расчетное приведенное

По табл. 2.12 находим: $\eta = 0,947$; $\xi = 0,11$. Площадь сечения арматуры класса Вр-I на полосу шириной 1 м

$$A_s = \frac{M \gamma_n}{\eta h_0 R_s} = \frac{256 \cdot 10^3 \cdot 0,95}{0,947 \cdot 1,25 \cdot 375 (100)} = 0,55 \text{ см}^2,$$

где $R_s = 375 \text{ МПа}$ — для арматуры класса Вр-I, $d = 3 \text{ мм}$.

Принимаем сварную сетку с продольной арматурой диаметром 3 класса Вр-I, шаг 100 мм, $A_s = 0,71 \text{ см}^2$ и поперечной $A_s = 0,35 \text{ см}^2$, диаметром 3 класса Вр-I, шаг 200 мм на 1 м; $\Sigma A_s = 0,71 + 0,35 = 1,06 \text{ см}^2$ (см. сетку С-2 на рис. 5.8).

Процент армирования

$$\mu = \frac{A_s}{A} 100 = \frac{0,71}{100 \cdot 1,25} 100 = 0,568 \text{ \%}.$$

Расчет поперечных ребер по прочности. Поперечные ребра запроектированы с шагом $l_1 = 98 \text{ см}$, они жестко соединены с плитой и с продольными ребрами. Попе-

Т а б л и ц а 5.2. Подсчет нагрузок

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м ²
Постоянная:			
от трехслойного рубероидного ковра на мастике (масса одного слоя 3÷5 кг/м ²)	150	1,2	180
от цементной стяжки — 2 см; $\rho=2000$	400	1,3	520
от утеплителя — пенобетонных плит $\rho=500$ кг/м ³ ; $t=12$ см	600	1,2	720
от пароизоляции — двух слоев пергамина на мастике	100	1,2	120
от ребристых панелей, приведенной толщиной 5,3 см (см. табл. 5.1)	1350	1,1	1485
Итого	$g^n=2600$		$g=3025$
Временная от снега:	$p^n=1000$	1,4	$p=1400$
в том числе: длительная — p_{ld}	300	1,4	420
кратковременная — p_{cd}	700	1,4	980
Всего	$(g^n+p^n)=3600$		$(g+p)=4425$

речное ребро рассчитываем как балку таврового сечения с защемленной опорой (для упрощения расчета можно ребро рассматривать и как свободно опертую балку).

Постоянная расчетная нагрузка q с учетом собственного веса ребра

$$q = q_{pl} l + q_p = 2230 \cdot 0,98 + \frac{0,1 + 0,05}{2} 0,125 \cdot 1 \cdot 25000 \cdot 1,1 = 2420 \text{ Н/м} = 2,42 \text{ кН/м},$$

Временная (снеговая) нагрузка

$$p = 1400 \cdot 0,98 = 1375 \text{ Н/м} \approx 1,38 \text{ кН/м}.$$

Общая нагрузка $(q+p) = 2,42 + 1,38 = 3,8 \text{ кН/м}.$

Изгибающий момент в пролете

$$M = (q+p) l^2 / 24 = 3,8 \cdot 2,9^2 / 24 = 1,35 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент на опоре

$$M_A = (q+p)l^2_0/12 = 3,8 \cdot 2,9^2/12 = 2,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

При расчете с учетом развития пластических деформаций можно принять равные моменты в пролете и на опоре

$$M = (q+p)l^2_0/16 = 3,8 \cdot 2,9^2/16 = 2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила

$$Q_A = (q+p)l/2 = 3,8 \cdot 2,9/2 = 5,5 \text{ кН}.$$

Принимаем полезную высоту сечения ребра $h_0 = h - a = 15 - 2,5 = 12,5$ см. Расчетное сечение ребра в пролете является тавровым с полкой в сжатой зоне: $b'_f = 98 \text{ см} < b_r + 2(l/6) = 10 + 2(290/6) = 106 \text{ см}$. Находим коэффициент A_0 по пролетному моменту, формула (2.40):

$$A_0 = \frac{M \gamma_n}{b'_f h_0^2 R_b \gamma_{b2}} = \frac{135\,000 \cdot 0,95}{98 \cdot 12,5^2 \cdot 17 (100) 0,9} = 0,0054.$$

По табл. 2.12 принимаем приближенно $\eta = 0,995$ и $\xi = 0,01$; $x = \xi h_0 = 0,01 \cdot 12,5 = 0,125 \text{ см} < h'_f = 2,5 \text{ см}$; нейтральная ось проходит в полке.

Тогда необходимая площадь нижней продольной арматуры в ребре будет

$$A_s = \frac{M \gamma_n}{\eta h_0 R_s} = \frac{135\,000 \cdot 0,95}{355 (100) 0,995 \cdot 12,5} = 0,29 \text{ см}^2,$$

где $R_s = 355 \text{ МПа} = 355 \cdot 100 \text{ Н/см}^2$ для арматуры диаметром 6÷8 мм, класса А-III;

принят один Ø8 А-III, $A_s = 0,503 \text{ см}^2$.

Процент армирования (по сечению ребра)

$$\mu = \frac{0,503 \cdot 100}{0,5(5 + 10) 12,5} = 0,538 \text{ \%}.$$

Находим коэффициент A_0 по опорному моменту

$$A_0 = \frac{270\,000 \cdot 0,95}{7,5 \cdot 12,5^2 \cdot 17 (100) 0,9} = 0,143,$$

по табл. 2.12 $\eta = 0,922$, $\xi = 0,155$.

Площадь верхней растянутой арматуры на опоре

$$A_s = \frac{270\,000 \cdot 0,95}{0,922 \cdot 355 (100) 12,5} = 0,63 \text{ см}^2.$$

Учитывая на опоре работу поперечных стержней сетки плиты, у которой на 1 м имеется 5Ø3, $A_s =$

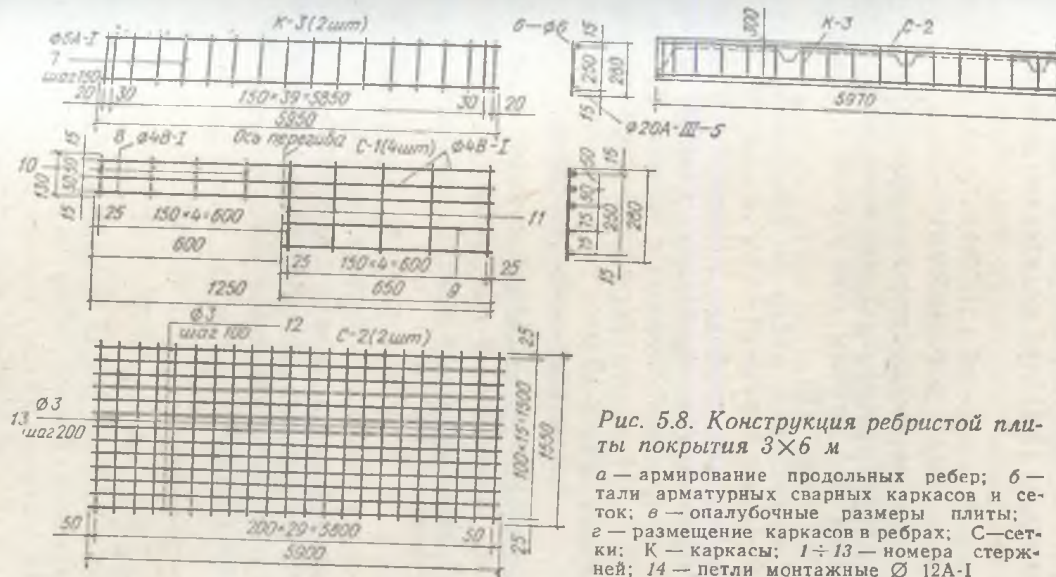
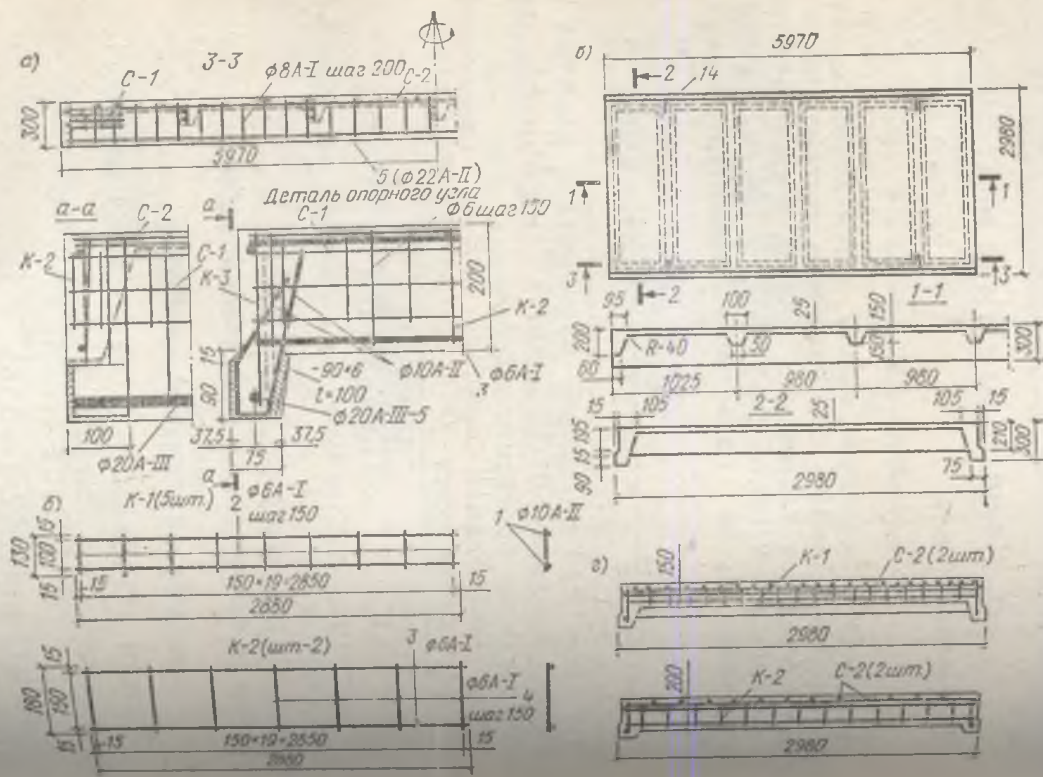


Рис. 5.8. Конструкция ребристой плиты покрытия 3×6 м

а — армирование продольных ребер; б — таги арматурных сварных каркасов и сеток; в — опалубочные размеры плиты; г — размещение каркасов в ребрах; С — сетки; К — каркасы; 1÷13 — номера стержней; 14 — петли монтажные $\phi 12A-I$

$=0,35 \text{ см}^2$, на продольный стержень плоского каркаса требуется $A_s=0,63-0,35=0,28 \text{ см}^2$. Из конструктивных соображений принимаем верхний стержень таким же, как нижний, т. е. 1Ø8 А-III, $A_s=0,503 \text{ см}^2$.

Проверяем несущую способность сечения ребра на поперечную силу из условия работы бетона на растяжение по формуле (2.4) при отсутствии поперечной арматуры

$$Q_{b,m/n} = \varphi_{b3} R_{bt} \gamma_{b2} b h_0 = 0,6 \cdot 1,2(100) 0,9 \cdot 7,5 \cdot 12,5 = 6100 \text{ Н} > Q_A = 5500 \text{ Н},$$

следовательно, расчет поперечной арматуры не требуется. По конструктивным соображениям для сварки плоского каркаса К-1 ставим поперечные стержни Ø6 А-I через 150 мм (рис. 5.8).

Расчет продольных ребер по прочности (предельные состояния первой группы). Крупнопанельную плиту рассматриваем как свободно лежащую на двух опорах балку П-образного поперечного сечения, которое приводится к тавровому сечению с полкой в сжатой зоне (см. рис. 5.7). Находим расчетный пролет плиты, принимая ширину опоры 10 см:

$$l_0 = l - 10 \cdot 2/2 = 597 - 10 = 587 \text{ см}.$$

Максимальный изгибающий момент

$$M = B(g+p)l_0^2/8 = 3 \cdot 4430 \cdot 5,87^2/8 = 57\,500 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

где $(g+p) = 3030 + 1400 = 4430 \text{ Н/м}^2$; B — номинальная ширина панели (расстояние в осях) 3 м.

Согласно п. 3.16 СНиП [13], вводимая в расчет ширина свеса полки в каждую сторону от ребра не должна превышать половины расстояния в свету между соседними ребрами и $1/6$ пролета рассчитываемого элемента. При $l_0 = 587 \text{ см}$ и $B = 300 \text{ см}$ расчетная ширина полки в сжатой зоне

$$b'_f = \frac{l_0}{6} \cdot 2 + 2b_m = \frac{587}{6} \cdot 2 + 16 = 212 \text{ см}, \quad b_c = 295 \text{ см};$$

принимаем $b'_f = 212 \text{ см}$.

Рабочая высота ребра $h_0 = h - a = 30 - 3,5 = 26,5 \text{ см}$. Для установления расчетного случая таврового сечения проверяем условие (2.35), считая $x = h'_f$:

$$M \leq R_b \gamma_{b2} h'_f b'_f (h_0 - 0,5 h'_f), \\ M = 5\,770\,000 \text{ Н} \cdot \text{см} < 17(100) 0,9 \cdot 2,5 \cdot 212 (26,5 - 0,5 \cdot 2,5) = 20\,500\,000 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

условие соблюдается, следовательно, нейтральная ось проходит в пределах полки, т. е. $x \leq h'_f$.

Вычисляем коэффициент A_0 как для элемента прямоугольного сечения шириной b'_f (2.40):

$$A_0 = \frac{M_{f_{\text{пл}}}}{b'_f h_0^2 R_b \gamma_{b2}} = \frac{5\,750\,000 \cdot 0,95}{212 \cdot 26,5^2 \cdot 17 \cdot (100) 0,9} = 0,024,$$

по табл. 2.12 находим $\eta = 0,988$, $\xi = 0,024$.

Расчет продольной арматуры. Для варианта с предварительно напряженной арматурой класса Ат-V, $R_s = 680$ МПа:

$$A_s = \xi b'_f h_0 R_b \gamma_{b2} / R_s = 0,024 \cdot 212 \cdot 26,5 \cdot 17 \cdot 0,9 / 680 = 3,04 \text{ см}^2,$$

чему соответствует $2\varnothing 14$, $A_s = 3,08 \text{ см}^2$. Арматуру располагаем по одному стержню в каждом ребре. Процент армирования

$$\mu = 3,08 \cdot 100 / (16 \cdot 26,5) = 0,727 \text{ \%}.$$

Для варианта с ненапрягаемой арматурой класса А-III ($R_s = 365$ МПа)

$$A_s = \xi b'_f h_0 \frac{R_b \gamma_{b2}}{R_s} = 0,024 \cdot 212 \cdot 26,5 \cdot \frac{17 \cdot 0,9}{365} = 5,67 \text{ см}^2;$$

можно принять $2\varnothing 20$, $A_s = 6,28 \text{ см}^2$;

процент армирования по отношению к сечению ребер

$$\mu = 6,28 \cdot 100 / (16 \cdot 26,5) = 1,48 \text{ \%}.$$

Расчет продольных ребер на поперечную силу. Наибольшая поперечная сила на опоре панели

$$Q_{\text{max}} = (g + p) B l_0 \gamma_n / 2 = 4430 \cdot 3 \cdot 5,87 \cdot 0,95 / 2 = 37\,200 \text{ Н},$$

а на одно ребро

$$Q = 37\,200 / 2 = 18\,600 \text{ Н} = 18,6 \text{ кН}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном ребра при работе его на растяжение по формуле (2.58), для обеспечения прочности по наклонной трещине

$$Q_{b, \text{min}} = \varphi_{b3} R_{bt} \gamma_{b2} b h_0 = 0,6 \cdot 1,2 (100) 0,9 \cdot 26,5 = 13\,700 < Q = 18\,600 \text{ Н},$$

а с учетом влияния сжатой полки $Q_{b, \text{min}}$ будет

$$Q_{b, \text{min}} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0 = 0,6 \cdot 1,066 \cdot 1,2 (100) 0,9 \times \times 8 \cdot 26,5 = 14\,700 \text{ Н} < Q = 18\,600 \text{ Н},$$

где

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(3h'_f) h'_f}{b h_0} = 0,75 \frac{3 \cdot 2,5^2}{8 \cdot 26,5} = 0,066 < 0,5;$$

следовательно, требуется поперечная арматура. Производим проверку наклонного сечения при наличии поперечной арматуры.

Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось s . Влияние свеса сжатой полки определяется коэффициентом $\varphi_f = 0,066$. Поскольку в расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, а $B_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f) R_{bt} \gamma_{b2} b h^2_0 = 2 \cdot 1,066 \cdot 1,2(100) 0,9 \cdot 8 \cdot 26,5^2 = 13 \times 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$, то значение s будет

$$s = B_b / 0,5Q = 13 \cdot 10^5 / (0,5 \cdot 18\,600) = 140 \text{ см} > 2h_0 = \\ = 2 \cdot 26,5 = 53 \text{ см.}$$

Принимаем $s = 2h_0 = 53 \text{ см}$. Тогда $Q_b = B_b / s = 13 \times 10^5 / 53 = 24,5 \cdot 10^3 \text{ Н} = 24,5 \text{ кН} > Q = 18,6 \text{ кН}$, следовательно, поперечная арматура по расчету не требуется, но постановка ее необходима по конструктивным требованиям на приопорных участках на длину, равную $1/4$ пролета.

Подбор поперечной арматуры:

для варианта с напрягаемой арматурой принимаем стержни диаметром 4 мм, класса Вр-I с $A_{sw} = 0,126 \text{ см}^2$; расстояние между стержнями должно быть не более $s = h/2 = 30/2 = 15 \text{ см}$. Дополнительный каркас из арматуры $\varnothing 4$ Вр-I ставим в каждом ребре на приопорных участках на длину $1/4$ пролета;

для варианта панели с ненапрягаемой арматурой $\varnothing 20$ А-III из условий технологии сварки по табл. 3 прил. II принимаем поперечные стержни диаметром 6 мм класса А-I, шаг стержней $s = h/2 = 30/2 = 15 \text{ см}$.

В углах пересечений продольных и крайних поперечных ребер из конструктивных соображений устанавливают Г-образные сетки С-1 из арматуры $\varnothing 4$ В-I. На рис. 5.8 показано армирование панели плоскими сварными каркасами и сетками.

Расчет продольных ребер по предельным состояниям второй группы. Вариант панели с предварительно напряженной арматурой. В соответствии с ранее принятой структурой расчет производим в такой последовательности: определяем геометрические характеристики приведенного сечения; вычисляем потери предварительного напряжения арматуры; рассчитываем по деформациям — определяем прогибы; рассчитываем по образованию и раскрытию трещин.

Определение геометрических характеристик приведенного сечения. Вычисляем:

$$\alpha = E_s / E_b = 1,9 \cdot 10^5 / (0,29 \cdot 10^5) = 6,54$$

— для напрягаемой арматуры;

$$\alpha = 1,7 \cdot 10^5 / (0,29 \cdot 10^5) = 5,87$$

— для сетки из арматуры класса Вр-I;

$$\alpha A_{sp} = 6,54 \cdot 3,08 = 20,1; \quad \alpha A'_s = 5,87 \cdot 0,71 = 4,16 \approx 4,2;$$

площадь приведенного сечения по формуле (3.20):

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A'_s = 2,5 \cdot 212 + 16 \cdot 27,5 + 20,1 + 4,2 = 995 \text{ см}^2.$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани (см. рис. 5.7) — по формуле (3.21):

$$S_{red} = S + \alpha S_p + \alpha S'_s = 2,5 \cdot 212 \cdot 28,8 + 16 \cdot 27,5 \cdot 13,75 + \\ + 26,1 \cdot 3,5 + 4,16 \cdot 28,8 = 21\,540 \text{ см}^3.$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 21\,540 / 995 = 21,7 \text{ см};$$

то же, до верхней грани $(h - y_0) = 30 - 21,7 = 8,3 \text{ см}$.

Момент инерции приведенного сечения по формуле (3.22)

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_p^2 + \alpha A'_s y'_s{}^2 = 212 \cdot 2,5^3 / 12 + 212 \cdot 2,5 \cdot 7,05^2 + \\ + 16 \cdot 27,5^3 / 12 + 16 \cdot 27,5 \cdot 7,95^2 + 20,1 \cdot 18,2^2 + 4,16 \cdot 7,05^2 = 88\,930 \text{ см}^4,$$

где

$$y_p = 21,7 - 3,5 = 18,2 \text{ см}; \quad y'_s = 8,3 - 1,25 = 7,05 \text{ см}.$$

Момент сопротивления приведенного сечения относительно нижней грани

$$W_{red} = I_{red} / y_0 = 88\,930 / 21,7 = 4100 \text{ см}^3,$$

то же, по верхней зоне $W'_{red} = I_{red} / (h - y_0) = 88\,930 / 8,3 = 10\,700 \text{ см}^3$.

Расстояние от верхней ядровой точки до центра тяжести приведенного сечения

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,85 \frac{4100}{995} = 3,5 \text{ см},$$

где $\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser} = 1,6 - 0,75 = 0,85$; здесь отношение максимального напряжения в сжатом бетоне от внешней нагрузки и усилия обжатия предварительным напряжением σ_b к расчетному сопротивлению бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser} - (\sigma_b / R_{b,ser})$ принято предварительно 0,75.

Расстояние от нижней ядровой точки до центра тяжести приведенного сечения

$$r_{inj} = 0,85 W'_{red} / A_{red} = 0,85 \cdot 10\,700 / 995 = 9,15 \approx 9,1 \text{ см}.$$

Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 4100 = 7180 \text{ см}^3,$$

где $\gamma = 1,75$ — по прил. VI для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне.

Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне в стадии изготовления и обжатия панели

$$W'_{pl} = \gamma W'_{red} = 1,5 \cdot 10700 = 16050 \text{ см}^3,$$

здесь $\gamma = 1,5$ — для тавровых сечений с полкой в растянутой зоне при $b_f/b > 2$ и $h_f/h < 0,2$ (прил. VI).

Жесткость плиты в сечении без трещин в растянутой зоне

$$B = \varphi E_b I_{red} = 0,85 \cdot 0,29 \cdot 10^5 \cdot 88930 = 219 \cdot 10^7 \text{ МПа} \cdot \text{см}^4.$$

Определение потерь предварительного напряжения σ_{los} при механическом натяжении арматуры на упоры.
Предварительное напряжение в арматуре принимаем

$$\sigma_{sp} = 0,9 R_{s, ser} = 0,9 \cdot 785 = 708 \text{ МПа},$$

где $R_{s, ser} = 785$ МПа для арматуры класса Ат-V.

Проверяем условия (3.19) для стержневой арматуры:

$$\sigma_{sp} + p = 708 + 35,4 = 743,4 \text{ МПа} < R_{s, ser} = 785 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} - p = 708 - 35 = 673 \text{ МПа} > 0,3 R_{s, ser} = 236 \text{ МПа},$$

где

$$p = 0,05 \sigma_{sp} = 0,05 \cdot 708 = 35,4 \text{ МПа}.$$

Принимаем прочность бетона в момент отпуска арматуры $R_{bp} = 0,7 B = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{ МПа}$.

Потери предварительного напряжения арматуры. Первые потери:

от релаксации напряжений в арматуре

$$\sigma_1 = 0,1 \sigma_{sp} = 0,1 \cdot 708 = 70,8 \text{ МПа};$$

от перепада температур (при $\Delta t = 65^\circ \text{C}$)

$$\sigma_2 = 1,25 \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,2 \text{ МПа};$$

от деформаций анкеров, расположенных у натяжных устройств,

$$\sigma_3 = \Delta l E_s / l = 0,335 \cdot 1,9 \cdot 10^5 / 700 = 91 \text{ МПа},$$

где $\Delta l = 1,25 + 0,15 d = 1,25 + 0,15 \cdot 14 = 3,35 \text{ мм}$; $l = 7 \text{ м}$ — длина натягиваемого стержня;

при деформации бетона от быстرونатекающей ползучести для бетона, подвергнутого тепловой обработке, при

$$\begin{aligned}\sigma_{bp}/R_{bp} &= 9,1/21 = 0,43 < \alpha = 0,25 + 0,025R_{bp} = \\ &= 0,25 + 0,025 \cdot 21 = 0,77; \\ \sigma_6 &= 0,85 \cdot 40; \quad \sigma_{bp}/R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,43 = 14,7 \text{ МПа},\end{aligned}$$

где

$$\begin{aligned}\sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} y_0}{I_{red}} = \frac{163\,000}{995} + \\ &+ \frac{166\,000 \cdot 18,2 \cdot 21,7}{88\,930} = 907 \text{ Н/см}^2 = 9,1 \text{ МПа}\end{aligned}$$

(без учета влияния собственного веса панели);

$$\begin{aligned}P_1 &= (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) A_{sp} = (708 - 50,8 - 81,2 - 91) \times \\ &\times 3,08(100) = 166\,000 \text{ Н} = 166 \text{ кН}; \\ e_{op} &= y_0 - a = 21,7 - 3,5 = 18,2 \text{ см}.\end{aligned}$$

Первые потери напряжений

$$\begin{aligned}\sigma_{los1} &= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 50,8 + 81,2 + 91 + 14,7 = \\ &= 237,7 \text{ МПа} \approx 238 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Вторые потери:

от усадки бетона $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$ (по табл. 2.11);

от ползучести бетона при $\sigma_{bp}/R_{bp} = 0,43 < \alpha = 0,75$;
 $\sigma_9 = 150\alpha\sigma_{bp}/R_{bp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,43 = 55 \text{ МПа}$, где $\alpha = 0,85$
 для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмо-
 сферном давлении.

Суммарное значение вторых потерь напряжений

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 55 = 90 \text{ МПа}.$$

Общие потери предварительного напряжения арматуры

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 238 + 90 = 328 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа},$$

что больше установленного минимального значения потерь.

Равнодействующая сил обжатия с учетом всех потерь и точности натяжений $\gamma_p = 1$.

$$\begin{aligned}P_2 &= A_{sp} \gamma_p (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 3,08 \cdot 1 (708 - 328) (100) = \\ &= 117\,000 \text{ Н} = 117 \text{ кН}.\end{aligned}$$

Расчет по деформациям (определение прогибов)
 Вначале вычисляем момент, воспринимаемый сечением

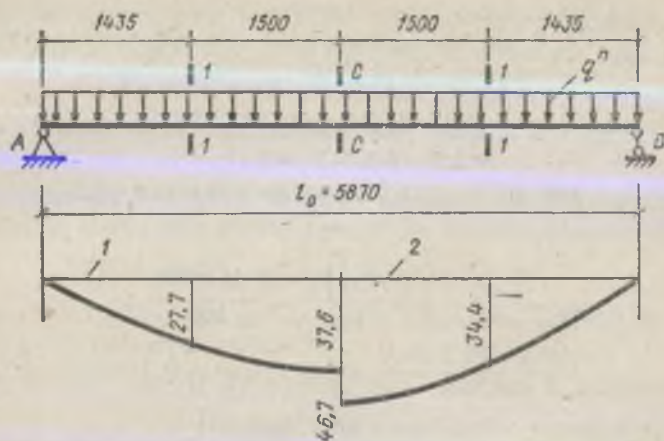


Рис. 5.9. Сечение плиты и эпюра моментов к расчету по деформациям

1 — эпюра M^n от нормативных длительно действующих нагрузок; 2 — то же, M^n от полных нормативных нагрузок

нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин по формулам (2.106) и (2.109):

$$M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl} + P_2 (l_{op} + r) = 1,8(100)7180 + 117\,000(18,2 + 3,5) = 38,3 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 38,3 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

где $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 4100 = 7180 \text{ см}^3$; $\gamma = 1,75$ — по прил. VI;

$$r = 0,85 W_{red} / A_{red} = 0,85 \cdot 4100 / 995 = 3,5 \text{ см}.$$

Изгибающий момент от нормативных нагрузок в середине пролета

$$M_c^n = \frac{B(g^n + p^n) l_0^2 \gamma_n}{8} = \frac{3(2600 + 1000) 5,87^2 \cdot 0,95}{8} = 44,2 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м} > M_{crc} = 38,3 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

следовательно, в середине пролета (сечение с—с) $M_{crc} < M_c^n$ и сечение работает с трещинами. Разбиваем пролет на две части: расстояние между смежными сечениями 1,5 (рис. 5.9).

Момент в сечении 1—1

$$M_1^n = \left(R_A x - \frac{q^n x^2}{2} \right) \gamma_n - \left(31\,700 \cdot 1,435 - \frac{10\,800 \cdot 1,435^2}{2} \right) \times 0,95 = 32,7 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м} < M_{crc} = 38,3 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

где

$$q^n = (g^n + p^n) B = (2600 + 1000) 3 = 10\,800 \text{ Н/м};$$

$$R_A = R_B = q^n l_0 / 2 = 10\,800 \cdot 5,87 / 2 = 31\,700 \text{ Н}.$$

следовательно, в сечении 1—1 и далее к опоре панель работает без трещин в растянутой зоне.

Вычисляем моменты от длительно действующей нормативной нагрузки M_{ld}^n (постоянной и временной длительной) и от нормативной кратковременной нагрузки M_{cd}^n .

При отношении $g_{ld}^n/g^n = (2600+300)/(2600+1000) = 0,805$ и $p_{cd}^n/g^n = 700/3600 = 0,195$ моменты M_{ld}^n и M_{cd}^n будут:

в сечении $c-c$ по середине панели (см. рис. 5.9):

$$M_{ld}^n = 44,2 \cdot 0,805 = 35,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{cd}^n = 44,2 \cdot 0,195 = 8,62 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в сечении $1-1$:

$$M_{ld}^n = 32,7 \cdot 0,805 = 26,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{cd}^n = 32,7 \cdot 0,195 = 6,37 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Приближенная оценка деформативности панели по условию (2.145), когда $l/h_0 = 587/26,5 = 22,2 > 12$ и влияние сдвигов не учитывается ($18 h_0/l = 0$); $l/h_0 = 22,2 > \lambda_{lim} = 21$ (по табл. 2.20); условие (2.145) не соблюдается, требуется расчет прогибов.

Определяем прогиб в сечении $c-c$ приближенным методом, используя для вычисления кривизны формулу (2.143, а):

$$\begin{aligned} \frac{1}{r} &= \frac{1}{E_s A_{sp} h_0^2} \left(\frac{M_{cd}^n}{k_{1cd}} + \frac{M_{ld}^n - k_{1ld} b h R_{bt, ser} - k_{3ld} P_1 e_1}{k_{1ld}} \right) = \\ &= \frac{1}{1,9 \cdot 10^5 (100) 3,08 \cdot 26,5^2} \left(\frac{8,6 \cdot 10^5}{0,69} + \right. \\ &+ \left. \frac{35,6 \cdot 10^5 - 0,13 \cdot 16 \cdot 30^2 \cdot 1,8 (100) - 1,01 \cdot 117 \cdot 000 \cdot 21,7}{0,51} \right) = \\ &= 6,19 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}, \end{aligned}$$

где k_{1cd} , k_{1ld} , k_{2ld} , k_{3ld} — коэффициенты для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне по табл. 2.18, принятые интерполяцией при параметрах:

$$\begin{aligned} \varphi_f(\gamma) = 0; \quad \varphi_f'(\gamma) &= \frac{(b_f' - b) k_f' - \frac{\alpha}{2} A_s'}{b h_0} = \\ &= \frac{(212 - 16) 2,5 - \frac{5,87}{2 \cdot 0,15} 0,71}{16 \cdot 26,5} = 1,12. \end{aligned}$$

(для определения коэффициента k_3);

$$\mu\alpha = \frac{A_{sp} E_s}{b h_0 E_b} = \frac{3,08 \cdot 1,9 \cdot 10^5}{16 \cdot 26,5 \cdot 0,29 \cdot 10^5} = 0,0476 \approx 0,05;$$

$$e_1 = (e_{op} + r) = 18,2 + 3,5 = 21,7 \text{ см};$$

$$\varphi'_f (\gamma') = \frac{(212 - 16) 2,5 + \frac{5,97}{2 \cdot 0,15} 0,71}{16 \cdot 26,5} = 1,2$$

(для определения коэффициентов k_1 и k_2);

так как коэффициенты k в табл. 2.19 даны при $\varphi'_f (\gamma') \leq 1$, то приняты значения k_1 , k_2 и k_3 при $\varphi'_f (\gamma') = 1$: $k_{1cd} = 0,69$; $k_{1d} = 0,515$; $k_{2ld} = 0,13$; $k_{3ld} = 1,01$.

Максимальный прогиб по формуле (2.142):

$$f_{max} = \frac{5}{48} \cdot \frac{1}{r} l_0^2 = \frac{5}{48} 6,19 \cdot 10^{-5} \cdot 587^2 = 2,24 \text{ см} \ll$$

$$< f_{lim} = \frac{1}{150} l = \frac{587}{150} = 3,9 \text{ см}$$

(при учете постоянных, длительных и кратковременных нагрузок). Методика вычисления прогиба по точным формулам изложена ниже.

Расчет прогиба плиты покрытия по точным формулам. Определяем прогиб от нормативного значения постоянной и длительной нагрузок, расчетный момент $M_{ld} = 35,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Предельный прогиб согласно п. 3 табл. 2.2 (табл. 4 СНиП 2.03.01—84) $f_{lim} = 2,5 \text{ см}$. Суммарная продольная сила равна усилию предварительного обжатия с учетом всех потерь и при коэффициенте натяжения $\gamma_{sp} = 1$ составляет $N_{tot} = P_2 = 117 \text{ кН}$.

Эксцентриситет $e_{s,tot} = M_{ld} / N_{tot} = 35,6 \cdot 10^2 / 117 = 30,5 \text{ см}$. Коэффициент $\varphi_{ls} = 0,8$ — при длительном действии нагрузки независимо от профиля стержней (п. 2 табл. 36 СНиП [13]). Определяем коэффициент φ_m (формула 168 по СНиП [13]):

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_{ld} - M_{rp}} = \frac{1,8 (100) 7180}{3\,560\,000 - 2\,540\,000} = 1,27 > 1,$$

принимаем $\varphi_m = 1$,

где

$$M_{rp} = \gamma_{sp} P_2 (e_{op} + r) = 1 \cdot 117\,000 (18,2 + 3,5) = 2\,540\,000 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

$$e_{s,tot} / h_0 = 30,5 / 26,5 = 1,15 < 1,2 / \varphi_{ls} = 1,2 / 0,8 = 1,5;$$

принимаем отношение $e_{s,tot} / h_0 = 1,5$.

Определяем коэффициент φ_s , характеризующий равномерность деформаций растянутой арматуры

участке между трещинами, формула (167) СНиП [13]:

$$\varphi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) e_{s, tot} / h_s} =$$

$$= 1,25 - 0,8 \cdot 1 \frac{1 - 1^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 1) 1,5} = 1,25 > 1,$$

так как $\varphi_s > 1,0$, то принимаем $\varphi_s = 1$.

Вычисляем кривизну оси при изгибе плиты покрытия по формуле (2.130) или (160) СНиП [13]:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f' + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] -$$

$$- \frac{N_{tot}}{h_0} \frac{\psi_s}{E_s A_s} = \frac{3\,560\,000}{26,5 \cdot 25,3 (100)} \left[\frac{1}{190\,000 \cdot 3,08} + \right.$$

$$\left. + \frac{0,9}{(1,2 + 0,094) 212 \cdot 26,5 \cdot 29\,000 \cdot 0,15} \right] -$$

$$- \frac{117\,000}{26,5} \frac{1}{190\,000 \cdot 3,08 (100)} = 1,65 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1},$$

где $\psi_b = 0,9$; $\nu = 0,15$ — при длительном действии нагрузки; $\psi_s = 1$; $\varphi_f' = 1,2$; $b = b_f'$; $\xi = h_f'/h_0 = 2,5/26,5 = 0,094$.

Значение z_1 вычисляем по формуле (166) СНиП [13] (2.136):

$$z_1 = h_s \left[1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \varphi_f' + \xi^2}{2(\varphi_f' + \xi)} \right] = 26,5 \left[1 - \frac{\frac{2,5}{26,5} 1,2 + 0,094^2}{2(1,2 + 0,094)} \right] =$$

$$= 25,3 \text{ см.}$$

Прогиб f по формуле (2.142) будет

$$f = \frac{5}{48} l_0^2 \frac{1}{r} = \frac{5}{48} 587^2 \cdot 1,65 \cdot 10^{-5} = 0,6 \text{ см} < f_{lim} = 2,5 \text{ см};$$

условие удовлетворяется; если учесть выгиб от ползучести бетона вследствие обжатия, равный $[1/r = (e_b - e_b')/h_0]$, то прогиб еще несколько уменьшится; обычно это идет в запас расчета.

Расчет по раскрытию трещин. Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента a_{crc} , определяют по формуле (2.120):

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

где $\delta = 1$ — для изгибаемых элементов; $\varphi_i = 1$ — при кратковременной нагрузке и продолжительном действии постоянных и длительных нагрузок; $\varphi_i = (1,60 - 15 \mu)$ — при продолжительном действии постоянных и длительных нагрузок; $\eta = 1$ — для стержневой арматуры периодического профиля.

Расчет по длительному раскрытию трещин: напряжение в растянутой арматуре, формула (2.121—2.147) СНиП [13]:

$$\sigma_s = \frac{M_{ld}^n - P_2(z_1 + e_{sp})}{A_{sp} z_1} = \frac{35,6 \cdot 10^5 - 117\,000(24,4 - 0)}{3,08 \cdot 24,4} =$$

$$= 9\,450 \text{ Н/см}^2 = 94,5 \text{ МПа, где } e_{sp} = 0;$$

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\varphi_f' h_f' / h_0 + \xi^2}{2(\varphi_f' + \xi)} \right] =$$

$$= 26,5 \left[1 - \frac{1,2 \cdot 2,5 / 26,5 + 0,387^2}{2(1,2 + 0,387)} \right] = 24,4 \text{ см;}$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10 \mu \alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f'}{11,5 \frac{e_{s, tot}}{h_0} - 5} =$$

$$= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,144 + 1,15)}{10 \cdot 0,0476}} + \frac{1,5 + 1,2}{11,5 \frac{30,5}{26,5} - 5} =$$

$$= 0,387 > \frac{h_f'}{h_0} = \frac{2,5}{26,5} = 0,0945;$$

$$\delta = \frac{M_z}{bh_0^2 R_{b, ser}} = \frac{35,6 \cdot 10^5}{16 \cdot 26,5^2 \cdot 22(100)} = 0,144;$$

(здесь $M_z = M_{ld}^n = 35,6 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$);

$$\lambda = \varphi_f'(1 - h_f' / 2h_0) = 1,2 [1 - 2,5 / (2 \cdot 26,5)] = 1,15;$$

$$\mu \alpha = \frac{A_{sp} E_s}{bh_0 E_b} = \frac{3,08 \cdot 1,9 \cdot 10^5}{16 \cdot 26,5 \cdot 0,29 \cdot 10^5} \approx 0,05;$$

$$e_{s, tot} = \frac{M_z}{N_{tot}} = \frac{35,6 \cdot 10^5}{117\,000} = 30,5.$$

Принимая при длительном действии нагрузки $\varphi = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,00727 = 1,49$ и при $\delta = 1$, $\eta = 1$, $\mu = 0,00727$, значение a_{crc} будет:

$$a_{crc} = 1 \cdot 1,49 \cdot 1 \frac{94,5}{1,9 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,00727) \sqrt[3]{14} =$$

$$= 0,099 \approx 0,1 \text{ мм} < [a_{crc}]_{lim} = 0,2 \text{ мм}.$$

Расчет по кратковременному раскрытию трещин. Напряжение в растянутой арматуре при действии постоян-

ной и длительной нагрузок $\sigma_s = 94,5$ МПа, ширина раскрытия трещин $a_{crc} = 0,099 \approx 0,1$ мм (по предыдущему расчету).

Напряжение в растянутой арматуре при совместном воздействии всех нагрузок:

$$\sigma_s = \frac{M^n - P_2(z_1 - e_{sp})}{A_{sp} \cdot z_1} = \frac{44,2 \cdot 10^5 - 117\,000(24,7 - 0)}{3,08 \cdot 27,7} = 19\,300 \text{ Н/см}^2 = 193 \text{ МПа},$$

где значение z_1 определяют с учетом значений ξ при $M_z = M^n + N_0 e_{sp} = M^n \gamma_n = 44,2$ кН·м; в этом случае, опуская промежуточные вычисления по вышеуказанным формулам, запишем итоговые параметры: $\delta = 0,18$; $\lambda = 1,15$; $\mu\alpha = 0,05$; $e_{s,tot} = 37,8$ см; $\xi = 0,3 > h'_f/h_0 = 0,0945$; тогда значение

$$z_1 = 26,5 \left[1 - \frac{1,2 \cdot 2,5/26,5 + 0,3^2}{2(1,2 + 0,3)} \right] = 24,7 \text{ см}.$$

Приращение напряжения от кратковременного увеличения нагрузки от постоянной и длительной до ее полной величины

$$\Delta\sigma_s = 193 - 94,5 = 88,5 \text{ МПа}.$$

Приращение ширины раскрытия трещины при коэффициенте $\varphi_l = 1$.

$$\Delta a_{crc} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{88,5}{1,9 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,00727) \sqrt[3]{14} = 0,062 \text{ мм}.$$

Суммарная ширина кратковременного раскрытия трещин

$$a_{crc} = 0,099 + 0,062 = 0,161 \text{ мм} < [a_{crc}]_{lim} = 0,3 \text{ мм}.$$

Расчет по раскрытию наклонных трещин приведен далее для варианта панели с ненапрягаемой арматурой.

Расчет продольных ребер, армированных сварными каркасами, по предельным состояниям второй группы.

Определение прогибов. Выполним расчет по точным формулам, приняв для упрощения значение $x = h'_f = 2,5$ см (это допустимо при $b'_f > 3b_p$). Тогда $\xi = x/h_0 = 2,5/26,5 = 0,0945$. Плечо внутренней пары сил $z_1 = h_0 - x/2 = 26,5 - 2,5/2 = 25,2$ см.

В этом случае $\varphi'_f = 0$ и $\lambda = 0$, следовательно, при $A_s = 6,28 \text{ см}^2$ (2 Ø 20 А-III):

$$\mu = A_s/b'_f h_0 = 6,28/(212 \cdot 26,5) = 0,00112;$$

$$\alpha = E_s/E_b = 20 \cdot 10^5/(0,29 \cdot 10^5) = 6,9.$$

Жесткость сечения может быть определена по формуле, полученной из (3.10):

$$B = \frac{h_0 z_1 A_s E_s}{\psi_s + \frac{\varphi_b \mu \alpha}{\xi_v}}$$

где $\mu \alpha = 0,00112 \cdot 6,9 = 0,00773$; $\varphi_b = 0,9$ (согласно п. 4.27 СНиП [13]); $\psi_s = 1$ — учет работы растянутого бетона между трещинами; $v = 0,45$ при кратковременной нагрузке и $v = 0,15$ при постоянной и длительной нагрузке и влажности воздуха среды 40—75 %:

$$B_{ld} = \frac{26,5 \cdot 25,2 \cdot 6,28 \cdot 2 \cdot 10^5 (100)}{1 + \frac{0,9 \cdot 0,00773}{0,0945 \cdot 0,15}} = 5,6 \cdot 10^{10} \text{ Н} \cdot \text{см}^2 = 5,6 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{см}^2;$$

$$B_{cd} = \frac{26,5 \cdot 25,2 \cdot 6,28 \cdot 2 \cdot 10^5 (100)}{1 + \frac{0,9 \cdot 0,00773}{0,0945 \cdot 0,45}} = 7,17 \cdot 10^{10} \text{ Н} \cdot \text{см}^2.$$

Полный прогиб при действии постоянной, длительной и кратковременной нагрузок по формуле (2.140): $f_{tot} = f_1 + f_2 + f_3$.

Прогиб от кратковременного действия всей нагрузки

$$f_1 = \frac{5}{48} \frac{M^n l_0^2}{B_{cd}} = \frac{5 \cdot 44,2 \cdot 10^5 \cdot 587^2}{48 \cdot 7,17 \cdot 10^{10}} = 2,22 \text{ см}.$$

Начальный кратковременный прогиб от постоянной и длительной временной нагрузок

$$f_2 = \frac{5}{48} \frac{M_{ld}^n l_0^2}{B_{ld}} = \frac{5 \cdot 35,6 \cdot 10^5 \cdot 587^2}{48 \cdot 5,6 \cdot 10^{10}} = 1,79 \text{ см}.$$

Прогиб от постоянной и длительной временной нагрузок

$$f_3 = \frac{5}{48} \frac{M_{ld}^n l_0^2}{B_{ld}} = \frac{5 \cdot 35,6 \cdot 10^5 \cdot 587^2}{48 \cdot 5,6 \cdot 10^{10}} = 2,3 \text{ см} < [f_{lim}] = 2,5 \text{ см}.$$

Полный прогиб: $f_{tot} = 2,22 + 1,79 + 2,3 = 2,73 \text{ см} < [f_{lim}] = l_0/150 = 587/250 = 3,9 \text{ см}$ (см. табл. 2.2).

Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси. Вычисления проводим аналогично вышеизложенному для предварительно напряженной панели. По расчету на прочность $A_s = 6,28 \text{ см}^2$:

$$\mu = 6,28 / (16 \cdot 26,5) = 0,0148;$$

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

где $\delta = 1$; $\eta = 1$; $\varphi_l = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0148 = 1,38 \approx 1,4$ при M_{ld} и $\varphi_l = 1$ при учете M_{cd} .

Напряжения в арматуре при действии постоянной и длительной нагрузок

$$\sigma_s = \frac{M_{ld}^n}{A_s z_1} = \frac{35,6 \cdot 10^5}{6,28 \cdot 25,2} = 22\,500 \text{ Н/см}^2 = 225 \text{ МПа}.$$

Ширина раскрытия трещин от постоянной и длительной нагрузок при $\varphi_l = 1,38 \approx 1,4$:

$$a_1 = 1 \cdot 1,4 \cdot 1 \frac{225}{2 \cdot 10^5} - 20 (3,5 - 100 \cdot 0,0148) \sqrt[3]{20} = 0,171 \text{ мм},$$

что меньше предельного $[a_{crc2}]_{lim} = 0,3 \text{ мм}$.

Напряжения в арматуре от кратковременной нагрузки, равные приращению $\Delta\sigma_s$:

$$\sigma_s = \Delta\sigma_s = \frac{M_{cd}^n}{A_s z_1} = \frac{8,6 \cdot 10^5}{6,28 \cdot 25,2} = 5450 \text{ Н/см}^2 = 54,5 \text{ МПа}.$$

Приращение раскрытия трещин при $\varphi_l = 1$:

$$a = \Delta a_{crc} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{54,5}{2 \cdot 10^5} - 20 (3,5 - 100 \cdot 0,0148) \sqrt[3]{20} = 0,03 \text{ мм}.$$

Полная ширина раскрытия трещин

$$a_{crc} = 0,171 + 0,03 = 0,201 \text{ мм} < [a_{crc1}]_{lim} = 0,4 \text{ мм};$$

условие по раскрытию трещин соблюдается.

Расчет ширины раскрытия наклонных трещин. По расчету на прочность определена поперечная арматура d_w , равная одному диаметру 6 мм А-I ($A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$) с шагом $s = h/2 = 15 \text{ см}$. Ширину раскрытия наклонных трещин находят по формуле (152) СНиП [13].

Поперечная сила:

от постоянной и длительной нагрузок

$$Q^n_{ld} = 0,5 q^n_{ld} l_0 \gamma_n = 0,5 \cdot 8700 \cdot 5,87 \cdot 0,95 = 24\,300 \text{ Н} = 24,3 \text{ кН},$$

где $q^n_{ld} = (2600 + 300) 3 = 8700 \text{ Н/м}$;

от кратковременной нагрузки

$$Q^n_{cd} = 0,5 q^n_{cd} l_0 \gamma_n = 0,5 \cdot 700 \cdot 3 \cdot 5,87 \cdot 0,95 = 5870 \text{ Н} = 5,87 \text{ кН};$$

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0,6 \sigma_{sw} d_w \eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15 E_b (1 + 2\alpha \mu_w)},$$

где $\varphi_l = 1$ — при кратковременном действии всех нагрузок; $\varphi_l = 1,5$ — при продолжительном действии постоянной и длительных нагрузок; $\eta = 1,4$ — при гладкой арматуре (по п. 4.14 СНиП 2.03.01-84); $d_w = 6 \text{ мм}$ — диаметр поперечных стержней;

$$\mu_w = A_{sw} / b s = 0,283 / 8 \cdot 15 = 0,00283;$$

$$\alpha = E_s / E_b = 2,1 \cdot 10^5 / 0,29 \cdot 10^5 = 7,25;$$

напряжение в поперечных стержнях по формуле (153) СНиП [13]:

$$\sigma_{sw} = \frac{Q^n - Q_{b1}}{A_{sw} h_0} s \leq R_{s,ser} = 235 \text{ МПа}$$

(для арматуры класса А-I), здесь $Q^n = Q_{nd} + Q_{cd} = 24,3 + 5,87 = 30,17 \text{ кН}$; Q_{b1} определяется по правой части уравнения (84) СНиП [13] с заменой R_{bt} на $R_{bt,ser}$ и умножением коэффициента φ_{b4} на 0,8; тогда

$$Q_{b1} = 0,8\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt,ser}bh_0^2/c = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1,8(100)16 \times \\ \times 26,5^2/53 = 45\,800 \text{ Н} = 45,8 \text{ кН}.$$

$$\varphi_n = 0; \quad c \leq 2h_0 = 2 \cdot 26,5 = 53 \text{ см}.$$

При этом Q_{b1} должно быть не более $2,5R_{bt,ser}bh_0 = 2,5 \cdot 1,8(100)16 \cdot 26,5 = 190\,000 \text{ Н} = 190 \text{ кН}$ и не менее $\varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt,ser}bh_0 = 0,6 \cdot 1,8(100)16 \cdot 26,5 = 45\,800 \text{ Н} = 45,8 \text{ кН}$; условие соблюдается — $Q_{b1} = 45,8 \text{ кН}$.

$$\sigma_{sw} = \frac{30\,170 - 45\,800}{2 \cdot 0,283 \cdot 26,5} 15 = < 0;$$

так как $Q_{b1} = 45,8 \text{ кН} > Q^n = 30,17 \text{ кН}$, то раскрытия трещин в сечениях, наклонных к продольной оси элемента, не будет. Поэтому расчет $a_{crс}$ не производим.

Таким образом, панель с ненапрягаемой арматурой также удовлетворяет требованиям расчета по деформациям и раскрытию трещин. Порядок проверки панели на действие нагрузок, возникающих в стадии изготовления, транспортирования и монтажа, см. в прим. 3.2 и 3.3.

Пример 5.2. Расчет и конструирование двутавровой балки покрытия

Задание на проектирование. Рассчитать и сконструировать предварительно напряженную двускатную балку (второй категории трещиностойкости) для покрытия промышленного здания (см. рис. 5.5). Расстояние между разбивочными осями здания $l = 18 \text{ м}$, между осями опор балки $l_0 = 17,65 \text{ м}$, шаг балок $B = 6 \text{ м}$. Балка изготовляется из бетона класса В40 с тепловой обработкой; армирование выполняется высокопрочной проволокой периодического профиля диаметром 5 мм класса Вр-II, натягиваемой на упоры. Поперечная арматура из стали класса А-III, сварные сетки из стали класса Вр-I, конструктивная арматура из стали класса А-I.

Решение. Расчетные данные. Из табл. 1.1—1.7 выпи-
сываем характеристики сопротивлений принятых клас-
сов арматуры и бетона. Нормативное сопротивление вы-
сокопрочной проволочной арматуры периодического про-
филя диаметром 5 мм класса Вр-II: $R_{s,ser}=1255$ МПа;
расчетное сопротивление $R_s=1045$ МПа, $E_s=2 \cdot 10^5$ МПа.

Для арматуры класса А-III соответственно $R_{s,ser}=$
 $=390$ МПа и $R_s=355$ МПа при $d=6 \div 8$ мм и $R_s=$
 $=365$ — при $d=10 \div 40$ мм; $E_s=2 \cdot 10^5$ МПа.

Для бетона класса В40: $R_{b,ser}=29$ МПа; $R_{bt,ser}=$
 $=2,1$ МПа; $R_b=22$ МПа; $R_{bt}=1,4$ МПа; для бетона,
подвергнутого тепловой обработке, $E_b=32\,500$ МПа; ко-
эффициент условий работы $\gamma_{b2}=0,9$. Прочность бетона
в момент обжатия принимаем $R_{bp}=0,8B=0,8 \cdot 40=$
 $=32$ МПа. Предварительное контролируемое напряже-
ние назначаем $\sigma_{sp}=0,7R_{s,ser}=0,7 \cdot 1255=880$ МПа.

Проверяем условия при $p=0,05\sigma_{sp}=0,05 \cdot 880=$
 $=44$ МПа (п. 2 СНиП [13]): $\sigma_{sp}+p=880+44=$
 $=924$ МПа < 1255 МПа; $\sigma_{sp}-p=880-44=836$ МПа $>$
 $> 0,3R_{s,ser}=396$ МПа; условия соблюдены.

Определяем коэффициент точности натяжения арма-
туры:

$$\gamma_{sp}=1 \pm \Delta\gamma_{sp},$$

где $\Delta\gamma_{sp}=0,1$ — при механическом способе натяжения; при небла-
гоприятном влиянии предварительного напряжения $\gamma_{sp}=1+\Delta\gamma_{sp}=$
 $=1+0,1=1,1$, а при благоприятном $\gamma_{sp}=1-0,1=0,9$.

Предварительное назначение размеров сечения балки.
В общем случае, как уже отмечено, размеры сечений
балок назначают из следующих соображений: высота
сечения по середине балки $h=1/10 \div 1/15l$, где l — про-
лет балки; уклон верхнего пояса $1/12$; ширина верхней
сжатой полки $b'_f=1/50-1/60l$ (обычно $200 \div 400$ мм);
ширина нижнего пояса $200 \div 300$ мм с учетом удобства
размещения всей напрягаемой арматуры; толщина стен-
ки $b=60 \div 100$ мм; толщина полок не менее 80 мм;
уклоны скосов полок $30-45^\circ$; высота сечения на опоре
типовых балок 800 и 900 мм.

Для расчета балок на ЭВМ разработаны программы,
позволяющие выбрать оптимальный вариант конструк-
ции. Задаваясь переменными величинами, как, напри-
мер, классом бетона и классом арматуры, размерами
поперечного сечения, степенью натяжения арматуры
и т. д., с помощью ЭВМ для заданных (или принятых)
пролета и нагрузок определяют наиболее эффективный

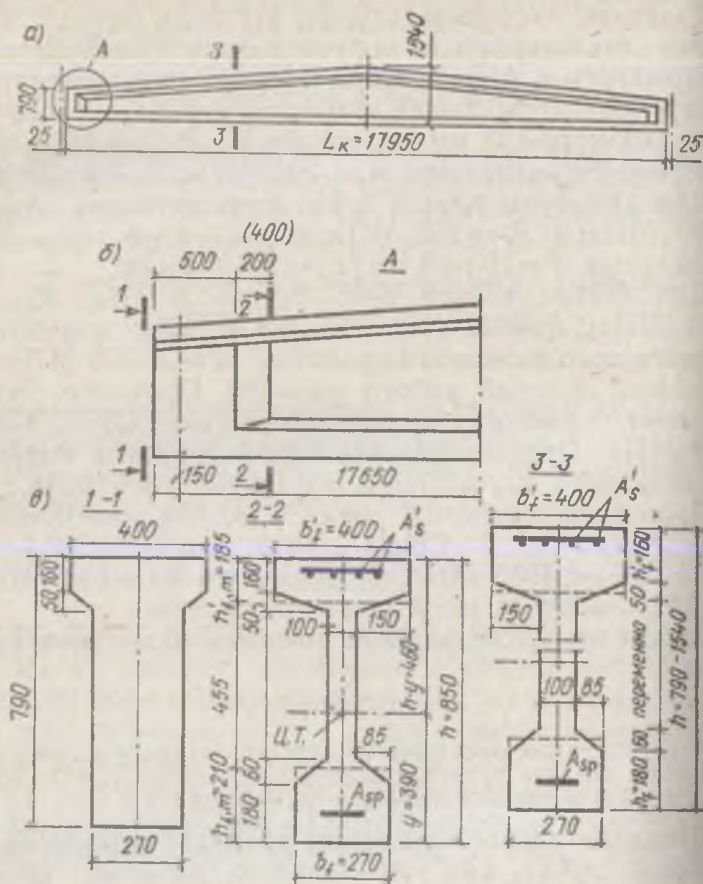


Рис. 5.10. Опалубочный чертеж балки $L=18$ м по альбому серии ПК-01-06 (к примеру 4.7)

а — общий вид; б, в — детали узла и сечений

вариант балки по расходу бетона, арматуры и стоимости. Аналогичные расчеты на ЭВМ можно выполнять для плит и панелей перекрытий и покрытий.

На рис. 5.10 показаны принятые размеры сечений балки: $h=1540$ мм $> 1/15l$ и $< 1/10l$, $h_{op}=790$ мм, $b'_f=400$ мм, $b_f=270$ мм, $b=100$ мм.

Расчетный пролет балки: $l_0=l-2\Delta-2a_0=18000-2\cdot 25-2\cdot 150=17650$ мм, где Δ — расстояние от оси здания до торца балки ($25\div 30$ мм); a_0 — расстояние от торца балки до середины опоры ($15\div 20$ см).

Определение нагрузок и усилий. Подсчет нагрузок на балку сведен в табл. 5.3. Вычисляем изгибающие мо-

Таблица 5.3. Подсчет нагрузки на балку покрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке γ_l	Расчетная нагрузка, кН/м
Постоянная:			
от покрытия (по табл. 5.2)	$2,6 \cdot 6 = 15,6$	—	$3,03 \cdot 6 = 18,18$
от собственного веса балки (по табл. 5.1)	5,05	1,1	5,55
от вентиляционных коробов и трубопроводов (по проекту)	$0,5 \cdot 6 = 3$	1,2	3,6
Итого	$g_1^n = 23,65$	—	$g_1 = 27,33$
Временная (снег):			
длительная p_{ld}	$0,3 \cdot 6 = 1,8$	1,4	2,5
кратковременная p_{cd}	$0,7 \cdot 6 = 4,2$	1,4	5,9
Полная:			
постоянная и длительная	25,45	—	29,83
кратковременная	4,2	—	5,9
Всего	$q^n = 29,65$	—	$q = 35,73$

менты и поперечные силы с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$:

максимальный момент в середине пролета от полной расчетной нагрузки

$$M_c = \frac{q l_0^2}{8} \gamma_n = \frac{35,73 \cdot 17,65^2}{8} \cdot 0,95 = 1320 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

максимальный момент в середине пролета от полной нормативной нагрузки

$$M_c^n = \frac{q^n l_0^2}{8} \gamma_n = \frac{29,65 \cdot 17,65^2}{8} \cdot 0,95 = 1100 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

наибольшая поперечная силы от полной расчетной нагрузки

$$Q = \frac{q l_0}{2} \gamma_n = \frac{35,73 \cdot 17,65}{2} \cdot 0,95 = 300 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент в $1/3$ пролета балки от расчетной нагрузки ($x_1 = l_0/3 = 17,65/3 = 5,89$ м):

$$M_1 = \frac{q x_1 (l_0 - x_1)}{2} \gamma_n = \frac{35,73 \cdot 5,89 (17,65 - 5,89)}{2} \times 0,95 = 1175 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Предварительный расчет сечения арматуры. Из условия обеспечения прочности сечение напрягаемой арматуры должно быть:

$$A_{sp} \geq \frac{M_c}{0,9 h_0 R_s} = \frac{1320 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 145 \cdot 1045 (100)} = 9,7 \text{ см}^2,$$

в сечении на расстоянии $1/3$ пролета от опоры балки

$$A_{sp} \geq \frac{M_1}{0,9 h_{01} R_s} = \frac{1175 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 121 \cdot 1045 (100)} = 10,3 \text{ см}^2;$$

где $h_0 = h - a = 154 - 18/2 = 145 \text{ см}$;

$$h_1 = h_{0s} + \frac{h - h_{0s}}{l/2} x = 0,79 + \frac{1,54 - 0,79}{18/2} 6,05 = 1,3 \text{ м};$$

здесь $x = x_1 + a_0 = 5,9 + 0,15 = 6,05 \text{ м}$ — расстояние от торца балки до сечения в $1/3$ расчетного пролета; $h_{01} = 1,3 - 0,09 = 1,21 \text{ м}$.

Ориентировочное сечение напрягаемой арматуры из условия обеспечения трещиностойкости

$$A_{sp} = \frac{M_c}{\beta R_s h_0} = \frac{1320 \cdot 10^5}{0,6 \cdot 1045 (100) 145} = 14,5 \text{ см}^2,$$

где $\beta = 0,5 - 0,6$; принимаем $\beta = 0,6$.

Необходимое число проволоки $\varnothing 5 \text{ Вр-II}$, $A_s = 0,196 \text{ см}^2$:

$$n = A_{sp} / A_s = 14,5 / 0,196 = 74.$$

Назначаем $75 \varnothing 5 \text{ Вр-II}$, $A_s = 14,7 \text{ см}^2$. Таким образом для дальнейших расчетов предварительно принимаем: площадь напрягаемой арматуры $A_s = 14,7 \text{ см}^2$, площадь ненапрягаемой арматуры в сжатой зоне бетона (полке) конструктивно $4 \varnothing 10 \text{ А-III}$, $A'_s = 3,14 \text{ см}^2$, то же, в растянутой зоне $A_s = 3,14 \text{ см}^2$.

Можно также применить канаты класса К-7 $d = 15 \text{ мм}$, $R_s = 1030 \text{ МПа}$. В этом случае при $\beta = 0,6$

$$A_{sp} = \frac{1320 \cdot 10^5}{0,6 \cdot 1080 (100) 145} = 14,2 \text{ см}^2.$$

Число канатов $n = A_{sp} / A_s = 14,2 / 1,416 \approx 10$ (см. рис. 5.14, вариант 2).

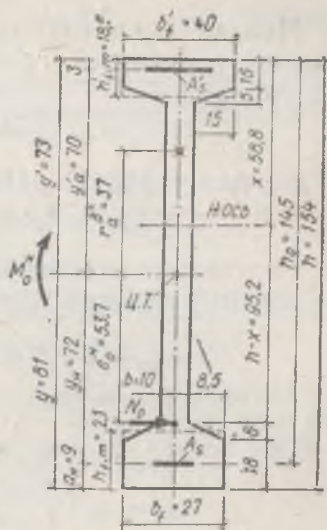
Определение геометрических характеристик приведенного сечения. Отношение модулей упругости

$$\alpha = E_s / E_b = 2 \cdot 10^5 / (0,325 \cdot 10^5) = 6,15.$$

Приведенная площадь арматуры

$$\alpha A_{sp} = 6,15 \cdot 14,7 = 90,5 \text{ см}^2; \quad \alpha A'_s = 6,15 \cdot 3,14 = 19,3 \text{ см}^2.$$

Рис. 5.11. Расчетное сечение балки в середине пролета



Площадь приведенного сечения посередине балки (рис. 5.11)

$$A_{red} = 40 \cdot 16 + 15 \cdot 5 + 27 \cdot 18 + 8,5 \cdot 6 + 109 \cdot 10 + 90,5 + 19,3 = 2451 \text{ см}^2.$$

Статический момент сечения относительно нижней грани

$$S_{red} = 40 \cdot 16 \cdot 146 + 15 \cdot 5 \cdot 135,5 + 27 \cdot 18 \cdot 9 + 8,5 \cdot 6 \cdot 21 + \\ + 109 \cdot 10 \cdot 78,5 + 90,5 \cdot 9 + 19,3 \cdot 151 = 198\,073 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани $y_0 = S_{red}/A_{red} = 198\,073/2451 = 81 \text{ см}$; то же, до верхней грани $y'_0 = 154 - 81 = 73 \text{ см}$.

Момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести сечения

$$I_{red} = I_0 + Aa_i^2 = \frac{40 \cdot 16^3}{12} + 40 \cdot 16 \cdot 65^2 + \frac{15 \cdot 5^3}{12} + \\ + 15 \cdot 5 \cdot 54,5^2 + \frac{27 \cdot 18^3}{2} + 27 \cdot 18 \cdot 72^2 + \frac{8,5 \cdot 6^3}{12} + \\ + 8,5 \cdot 6 \cdot 60^2 + \frac{10 \cdot 109^3}{12} + 10 \cdot 109 \cdot 2,5^2 + 90,5 \cdot 72^2 + 19,3 \cdot 70^2 = \\ = 7\,287\,911 \text{ см}^4,$$

где I_0 — момент инерции рассматриваемого сечения относительно своего центра тяжести; A — площадь сечения; a_i — расстояние от центра тяжести рассматриваемой части сечения до центра тяжести приведенного сечения.

Момент сопротивления приведенного сечения для нижней растянутой грани балки при упругой работе материалов

$$W_{red} = I_{red} / y_0 = 7\,287\,911 / 81 = 89\,800 \text{ см}^3;$$

то же, для верхней грани балки

$$W'_{red} = I_{red} / y'_0 = 7\,287\,911 / 73 = 99\,800 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки

$$r = \varphi_n = W_{red} / A_{red} = 0,85 \frac{89\,800}{2451} = 31,2 \text{ см},$$

где при $\sigma_b / R_{s,ser} = 0,75$; $\varphi_n = 1,6 - \sigma_b / R_{s,ser} = 1,6 - 0,75 = 0,85$; то же, до нижней ядровой точки

$$r_{inf} = \varphi_n \frac{W'_{red}}{A_{red}} = 0,85 \frac{89\,800}{2451} = 34,7 \text{ см}.$$

Момент сопротивления сечения для нижней грани балки с учетом неупругих деформаций бетона

$$\begin{aligned} W_{pl} &= [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu\alpha) + 0,075(\gamma'_1 + 2\mu'\alpha)] b h^2 = \\ &= [0,292 + 0,75(0,232 + 2 \cdot 0,00955 \cdot 6,15) + 0,075 \cdot 0,722] 10 \cdot 154^2 = \\ &= 142\,500 \text{ см}^3, \end{aligned}$$

где

$$\gamma_1 = \frac{b_f - b}{b h} h_f = \frac{27 - 10}{10 \cdot 154} \quad 21 = 0,232; \quad \alpha = 6,15;$$

$$\gamma'_1 = \frac{2(b'_f - b)}{b h} h'_f = \frac{2(40 - 10)}{10 \cdot 154} \quad 18,5 = 0,722;$$

$$\mu = A_{sp} / b h = 14,7 / (10 \cdot 154) = 0,00955; \quad \mu' \approx 0;$$

приблизительно можно принять $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 89\,800 = 134\,700 \text{ см}^3$; здесь $\gamma = 1,5$ — по прил. VI; то же, для верхней грани балки

$$\begin{aligned} W'_{pl} &= [0,292 + 0,75 \cdot 0,361 + 0,075(0,495 + 2 \cdot 0,00955 \cdot 6,15)] \times \\ &\times 10 \cdot 154^2 = 145\,000 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Здесь:

$$\gamma_1 = \frac{b'_f - b}{b h} h'_f = \frac{40 - 10}{10 \cdot 154} \quad 18,5 = 0,361; \quad \alpha = 6,15;$$

$$\gamma'_1 = \frac{2(b_f - b)}{b h} h_f = \frac{2(27 - 10)}{10 \cdot 154} \quad 21 = 0,495; \quad \mu = 0; \quad \mu' = 0,00955.$$

Можно также принимать $W'_{np} W'_{red} = 1,3 \cdot 99\,800 = 149\,700 \text{ см}^3$.

Определение потерь предварительного напряжения арматуры. Первые потери: от релаксации напряжений арматуры

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \sigma_{sp} = 22 \frac{880}{1255} - 0,1 \times 880 = 48,5 \text{ МПа}$$

от температурного перепада ($\Delta t = 65^\circ$)

$$\sigma_2 = 1,25 \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81 \text{ МПа}$$

от деформации анкеров у наклонных устройств при длине арматуры $l = 19 \text{ м}$

$$\sigma_3 = E_s \Delta l / l = 2 \cdot 10^5 \cdot 0,002 = 21 \text{ МПа},$$

$$\text{где } \Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 5 = 2 \text{ мм}$$

Усилие обжатия бетона с учетом потерь $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ при коэффициенте точности натяжения $\eta_{sp} = 1$

$$P_1 = \eta_{sp} A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 1 \cdot 14,7 (885 - 80 - 21) (100) = 14,7 \cdot 730 (100) = 1076 \cdot 10^3 = 1076 \text{ кН}.$$

Эксцентриситет действия силы: $e_{op} = y_0 - a = 81 - 10,5 = 70,5 \text{ см}.$

Расчетный изгибающий момент в середине балки от собственного веса, возникающий при изготовлении балки в вертикальном положении, $M_c = (q_c l^2) / 8 = (5,55 \times 17,5^2) / 8 = 218 \text{ кН} \cdot \text{м} = 218 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{м}$; то же нормативный $M_n = 218 \cdot 10^5 / 1,1 = 198 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{м}.$

Напряжение обжатия бетона на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от действия усилия P_1 и момента M_n

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} - M}{I_{red}} (y_s - a) = \\ &= \frac{1076 \cdot 10^3}{2451} + \frac{1076 \cdot 10^3 \cdot 70,5 - 198 \cdot 10^5}{7\,287\,91} 70,5 = \\ &= 1005 \text{ Н/см}^2 = 10,05 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Отношение $\sigma_{bp} / R_{bp} = 1005 / 32 = 31,4 < 0,75$, что удовлетворяет п. 1.39 СНиП [13]. Это отношение меньше $\alpha_{max} = 0,8$ для бетона класса В4 ($\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} \leq 0,8$; $\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 32 = 1,05$; принято $\alpha = 0,8$). Поэтому потери напряжений от быстрой протекающей ползуче-

сти для бетона, подвергнутого тепловой обработке, будут:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,303 = 10,3 \text{ МПа.}$$

Первые потери: $\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 48,5 + 80 + 21 + 10,3 = 159,8 \text{ МПа} \approx 160 \text{ МПа.}$

Вторые потери: от усадки бетона класса В40, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, $\sigma_s = 40 \text{ МПа}$, от ползучести бетона при $\sigma_{bp} / R_{bp} = 0,303 < \alpha = 0,75$.

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,303 = 38,6 \text{ МПа.}$$

Суммарное значение вторых потерь: $\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 38,6 = 78,6 \text{ МПа} \approx 79 \text{ МПа.}$

Полные потери предварительного напряжения арматуры

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 160 + 79 = 239 \text{ МПа.}$$

Усилие обжатия с учетом полных потерь: $P_2 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 14,7(880 - 239)(100) = 940\,000 \text{ Н} = 940 \text{ кН.}$

Расчет прочности балки по нормальному сечению. Определяем положение нейтральной оси из условия (при $\gamma_{s4} = 1$)

$$R_s A_{sp} \leq R_b \gamma_{b2} b'_f + R_{sc} A'_s;$$

$$1045(100)14,7 < 22(100)0,9 \cdot 40 \cdot 18,5 + 365(100)3,14;$$

$$1540 \text{ кН} < 1580 \text{ кН};$$

следовательно, нейтральная ось проходит в полке, вблизи ребра.

Находим граничное значение ξ_R :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,692}{1 + \frac{565}{500} \left(1 - \frac{0,692}{1,1}\right)} = 0,47,$$

где

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 22 \cdot 0,9 = 0,692;$$

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} = 1045 + 400 - 880 = 565 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{scu} = 500 \text{ МПа при } \gamma_{b2} < 1.$$

Высоту сжатой зоны x находят по формуле (2.36)

$$x = \frac{R_s A_{sp} - R_{sc} A'_s}{R_b \gamma_{b1} b'_f} = \frac{1045 \cdot 14,7 - 365 \cdot 3,14}{22 \cdot 0,9 \cdot 40} = 18,1 \text{ см};$$

отношение $x/h_0 = 18,1/145 = 0,125 < \xi_R = 0,47$.

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением в середине балки, по формуле (2.35)

$$M = R_b \gamma_{b2} b' x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 22(100) 0,9 \cdot 40 \times \\ \times 18,1(145 - 0,5 \cdot 18,1) + 365(100) 3,14(145 - 3) = 2123 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = \\ = 2123 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_c = 1320 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси по поперечной силе. Максимальная поперечная сила у грани опоры $Q = 300 \text{ кН}$. Размеры балки у опоры: $h = 80 \text{ см}$, $h_0 = 80 - 9 = 71 \text{ см}$, $b = 10 \text{ см}$ (на расстоянии $0,75 \text{ м}$ от торца), $b = 27 \text{ см}$ на опоре (см. рис. 5.10, вид по А—А).

Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось s по ранее принятой последовательности:

коэффициент φ_f , учитывающий влияние свесов сжатой полки

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} = 0,75 \frac{(40 - 10) 18,5}{10 \cdot 71} = 0,588 > 0,5;$$

принято $\varphi_f = 0,5$;

влияние продольного усилия обжатия:

$$N = P_2 = 940 \text{ кН}; \\ \varphi_n = \frac{0,1N}{R_{bt} b h_0} = \frac{0,1 \cdot 940 000}{1,4(100) 10 \cdot 71} = 0,95 > 0,5;$$

принимаем $\varphi_n = 0,5$; параметр $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,5 + 0,5 = 2 > 1,5$, принимаем $1,5$.

Вычисляем $B_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h^2_0 = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,4 \times \times (100) 10 \cdot 71^2 = 212 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$.

В расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, следовательно, $c = B_b / 0,5Q = 212 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 300 000 = 141,5 \text{ см} \approx \approx 2h_0 = 2 \cdot 71 = 142 \text{ см}$. Тогда $Q_b = B_b / c = 212 \cdot 10^5 / 141,5 = = 148 \cdot 10^3 \text{ Н} = 148 \text{ кН} < Q = 300 \text{ кН}$; требуется поперечное армирование по расчету.

Принимаем для поперечных стержней арматуру диаметром 8 мм класса А-III, $A_{sw} = 0,503 \text{ см}^2$. По конструктивным требованиям шаг поперечных стержней s должен быть не более $1/3h$ и не более 50 см ; $s = h/3 = 80/3 = 27 \text{ см}$, принимаем предварительно на приопорных участках длиной около 3 м $s = 10 \text{ см}$.

Усилие, воспринимаемое поперечными стержнями у опоры на 1 см длины балки,

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} n_x / s = 285(100) 0,503 \cdot 2 / 10 = 2850 \text{ Н/см},$$

где $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$ для арматуры класса А-III; $n_x = 2 -$

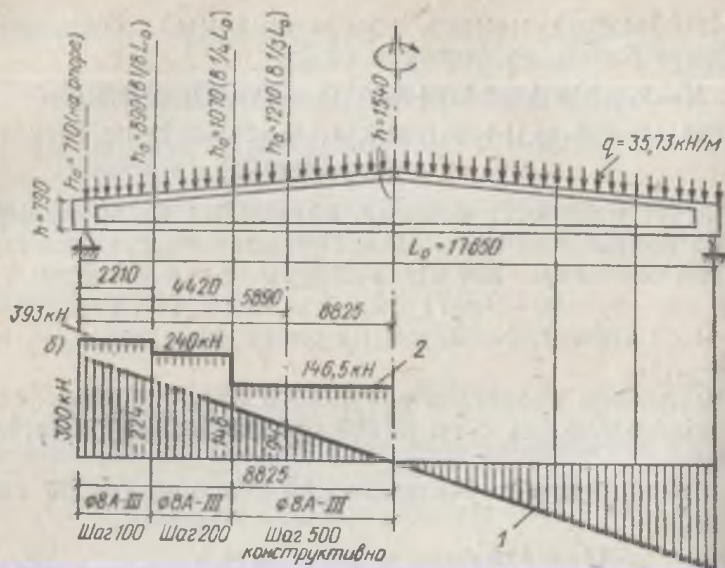


Рис. 5.12. К расчету балки на действие поперечных усилий

a — схема нагружения балки; *б* — эпюра усилий от нагрузки и по армированию поперечными стержнями; 1 — эпюра *Q* по расчету; 2 — то же, по армированию

число поперечных стержней в одном сечении; $q_{sw} = 2850 > 0,5\varphi_{b3}(1+\varphi_f+\varphi_n)R_{bt}b = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,4(100) \times 10 = 630 \text{ Н/см}$; условие (83) СНиП [13] удовлетворяется.

Длина c_0 проекции опасной наклонной трещины на продольную ось балки (формула (80) СНиП [13])

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b3}(1+\varphi_f+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{212 \cdot 10^4}{2850}} = 86 \text{ см.}$$

Поперечное усилие $Q_{sw} = q_{sw}c_0 = 2850 \cdot 86 = 245 \times 10^3 \text{ Н} = 245 \text{ кН}$. Поперечная сила при совместной работе бетона и поперечной арматуры $Q_{b,sw} = Q_b + Q_{sw} = 148 + 245 = 393 \text{ кН}$, что больше $Q_{max} = 300 \text{ кН}$; прочность наклонного сечения обеспечена.

На остальных участках балки поперечные стержни располагаем в соответствии с эпюрой *Q* (рис. 5.12).

Для средней половины пролета при $h_0 = 107 \text{ см}$ и по конструктивным требованиям $s_{max} = 50 \text{ см}$:

$$q_{sw} = \sqrt{\frac{285(100)0,503 \cdot 2}{50}} = 570 \text{ Н/см};$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,5 \cdot 1,4(100)10 \cdot 107^2}{570}} = 291 > 2h_0 = 2 \cdot 107 = 214 \text{ см};$$

принимаем $c_0 = 2h_0 = 214$ см; $c = c_0 = 214$ см;

$$Q_{sw} = q_{sw}c_0 = 570 \cdot 214 = 124 \cdot 10^3 \text{ Н} = 124 \text{ кН};$$

$$Q_b = \Phi_{b2}(1 + \Phi_f + \Phi_n) R_{bt} b h_0^2 / c = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,4 (100) 10 \cdot 107^2 / 214 = \\ = 22,5 \cdot 10^3 \text{ Н} = 22,5 \text{ кН};$$

$$Q_{b, sw} = Q_b + Q_{sw} = 124 + 22,5 = 146,5 \text{ кН} > Q = \\ = 146 \text{ кН (в } 1/4 \text{ пролета)}.$$

Для сечения в $1/8$ пролета при $h_0 = 89$ см и $s = 20$ см:

$$q_{sw} = \sqrt{\frac{285 (100) 0,503 \cdot 2}{20}} = 1430 \text{ Н/см};$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,5 \cdot 1,4 (100) 10 \cdot 89^2}{1430}} = 153 \text{ см} < 2h_0 = 2 \cdot 89 = 178 \text{ см};$$

$$Q_{sw} = q_{sw}c_0 = 1430 \cdot 153 = 219 \cdot 10^3 \text{ Н} = 219 \text{ кН};$$

$$Q_b = \frac{2 \cdot 1,5 \cdot 1,4 (100) 10 \cdot 89^2}{153} = 21,7 \cdot 10^3 \text{ Н} = 21,7 \text{ кН};$$

$$Q_{b, sw} = Q_b + Q_{sw} = 21,7 + 219 = 240,7 \text{ кН} > Q = 224 \text{ кН}.$$

Окончательно принятое поперечное армирование балки показано на рис. 5.14 (см. каркасы К-1 и К-2).

Расчет по предельным состояниям второй группы. Расчет по образованию трещин, нормальных к оси балки. В этом расчете следует проверить трещиностойкость балки при действии эксплуатационных нагрузок (при $\gamma_f > 1$) и при отпуске натяжения арматуры.

Расчет при действии эксплуатационных нагрузок. Равнодействующая усилий обжатия бетона с учетом всех потерь при $\gamma_{sp} = 1,0$.

$$P_2 = \gamma_{sp} A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 1 \cdot 14,7 (880 - 239) (100) = \\ = 940 \cdot 10^3 \text{ Н} = 940 \text{ кН},$$

$$\text{а при } \gamma_{sp} = 0,9 \quad P_{02} = 0,9 \cdot 940 = 846 \text{ кН}.$$

Эксцентриситет равнодействующей $e_0 = y_0 - a = 81 - 9 = 72$ см. Момент сил обжатия относительно верхней ядровой точки

$$M_{rp} = P_{02}(r + e_0) = 846(31,2 + 72) = 87 \cdot 400 \text{ кН} \cdot \text{см} = 874 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент, воспринимаемый сечением балки в стадии эксплуатации непосредственно перед образованием трещин в нижней части,

$$M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl} + M_{rp} = 2,1 (100) 142 \cdot 500 + 874 \cdot 10^5 =$$

$$= 1174 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1174 \text{ кН} \cdot \text{м} > M^a = 1100 \text{ кН} \cdot \text{м (при } \gamma_f = 1),$$

поэтому расчет на раскрытие трещин можно не производить.

При отпуске натяжения арматуры усилие обжатия бетона при $\gamma_{sp}=0,9$:

$$P_{01} = \gamma_{sp} A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = 0,9 \cdot 14,7 (880 - 160) (100) = \\ = 952 \cdot 10^3 \text{ Н} = 952 \text{ кН.}$$

Момент усилия P_{01} относительно нижней ядровой точки

$$M'_{crc} = R_{bt,ser} W'_{pl} - M_{rp} = 2,1 (100) 145\,000 - 355 \cdot 10^5 =$$

Момент внутренних усилий в момент отпуска натяжения

$$M'_{crc} = R_{bt,ser} W'_{pl} - M_{rp} = 2,1 (100) 145\,000 - 355 \cdot 10^5 = \\ = -50 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = -50 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

что меньше абсолютного значения нормативного момента от собственного веса $M^*_{nc} = 198 \text{ кН} \cdot \text{м}$, поэтому трещин в верхней зоне балки при $\gamma_{sp}=0,9$ не образуется. При $\gamma_{sp}=1,1$ будем иметь: $P_{01} = 952 (1,1/0,9) = 1170 \text{ кН}$; $M_{rp} = 1170 (0,72 - 0,347) = 436 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $M'_{crc} = -131 \text{ кН} \cdot \text{м} < M^*_{nc} = 198 \text{ кН} \cdot \text{м}$, следовательно, и при $\gamma_{sp}=1,1$ в верхней зоне трещины не появляются.

Расчет по образованию наклонных трещин. За расчетное принимаем сечение 2—2, в котором сечение стенки уменьшается с 28 до 10 см (см. рис. 5.10, узел 1). Высота балки на расстоянии 0,55 м от опоры при уклоне 1/12:

$$h = 154 - \frac{882 - 55}{12} = 85 \text{ см.}$$

Поперечная сила от расчетной нагрузки в сечении 2—2

$$Q = \left(\frac{35,73 \cdot 17,65}{2} - 35,73 \cdot 0,55 \right) 0,95 = 280 \text{ кН.}$$

Геометрические характеристики сечения 2—2 балки: площадь приведенного сечения

$$A_{red} = 40 \cdot 18,5 + 27,21 + 10 \cdot 45,5 + 14,7 \cdot 6,15 + 3,14 \cdot 6,15 = 1872 \text{ см}^2;$$

статический момент приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_{red} = 40 \cdot 18,5 \cdot 75,75 + 45,5 \cdot 10 \cdot 43,7 + 27 \cdot 21 \cdot 10,5 + 3,14 \cdot 6,15 \cdot 82 + \\ + 14,7 \cdot 6,15 \cdot 9 = 84\,450 \text{ см}^3;$$

расстояние от нижней грани до центра тяжести сечения

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 84\,450 / 1872 = 45,3 \text{ см}; \\ h_0 - y_0 = 85 - 45,3 = 39,7 \text{ см};$$

момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести

$$I_{red} = I_0 + Aa_l^2 = \frac{40 \cdot 18,5^3}{12} + 40 \cdot 18,5 \cdot 30,45^2 + \frac{27 \cdot 21^3}{12} + 27 \cdot 34,8^2 + \frac{10 \cdot 45,5^3}{12} + 10 \cdot 45,5 \cdot 1,55^2 + 3,14 \cdot 6,15 \cdot 36,7 + 14,7 \cdot 6,15 \cdot 36,3^2 = 1\,636\,100 \text{ см}^4.$$

Статический момент верхней части приведенного сечения балки относительно центра тяжести

$$S_{red} = 40 \cdot 18,5 \cdot 30,45 + 21,2 \cdot 10 \cdot 10,6 + 3,14 \cdot 6,15 \cdot 36,7 = 25\,470 \text{ см}^3.$$

Скалывающие напряжения τ_{xy} на уровне центра тяжести

$$\tau_{xy} = \frac{QS_{red}}{I_{red} b} = \frac{280\,000 \cdot 25\,470}{1\,636\,100 \cdot 10} = 436 \text{ Н/см}^2 = 4,36 \text{ МПа}.$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести сечения от усилия обжатия при $\gamma_{sp} = 0,9$

$$\sigma_x = P_{02}/A_{red} = 846\,000/1872 = 450 \text{ Н/см}^2 = 4,5 \text{ МПа}.$$

Поскольку напрягаемая поперечная и отогнутая арматура отсутствует, то $\sigma_y = 0$. Момент у грани опоры принимаем равным нулю.

Главные растягивающие σ_{mt} и сжимающие σ_{mc} напряжения по формуле (2.119)

$$\begin{aligned} \sigma_{mc} &= -\frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} = -\frac{4,5}{2} - \sqrt{\frac{4,5^2}{4} + 4,36^2} = \\ &= -7,15 \text{ МПа} < m_1 R_{b,ser} = 0,375 \cdot 29 = 10,9 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

где σ_x приняты со знаком минус, так как напряжения сжимающие (п. 4.11 СНиП [13]);

$$\begin{aligned} \sigma_{mt} &= -\frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} = \frac{-4,5}{2} + \sqrt{\frac{4,5^2}{4} + 4,36^2} = \\ &= -2,25 + 4,9 = 2,65 \text{ МПа} > \gamma_{b4} R_{bt, ser} = 2,1 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

где

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc}/R_{b,ser}}{0,2 + \alpha B} = \frac{1 - 7,15/29}{0,2 + 0,01 \cdot 40} = 1,25 > 1;$$

принято $\gamma_{b4} = 1$,
т. е. трещиностойкость по наклонному сечению не обеспечена.

Для повышения трещиностойкости по наклонному сечению необходимо увеличить толщину стенки у опоры. Принимая у опоры $b=12$ см, не делая полного пересчета, получим $\tau_{xy}=3,64$ МПа и $\sigma_{mt}=-2,25+4,28=-2,03$ МПа $< \gamma_b R_{bt,ser}=2,1$ МПа; трещиностойкость по наклонному сечению обеспечена. Практически это достигается удлинением уширений на опоре на такое расстояние, чтобы удовлетворялось условие трещиностойкости.

Определение прогиба балки. Полный прогиб на участках без трещин в растянутой зоне

$$l_{tot}=f_1+f_2+f_3+f_4,$$

где каждое значение прогиба вычисляют по формуле (2.142)

$$f=S(1/r)l^2_0,$$

где $S=5/48$ — при равномерно распределенной нагрузке, а кривизна $1/r$ при равномерно распределенной нагрузке

$$1/r=M^0\varphi/(k_0E_bI_{red}).$$

Жесткость $B=k_0E_bI_{red}$ для сечения без трещин в растянутой зоне

$$B=0,85E_bI_{red}=0,85 \cdot 32\,500 \cdot 7\,287\,911 + 20,1 \cdot 10^{10} \text{ МПа} \cdot \text{см}^4 = \\ = 2,01 \cdot 10^{10} \text{ кН} \cdot \text{см}^2.$$

Изгибающие моменты в середине балки: от постоянной и длительной нагрузок ($\gamma_f=1$)

$$M^0_{1d} = \frac{q^0_{1d} l^2_0}{8} \gamma_n = \frac{25,45 \cdot 17,65^2}{8} \cdot 0,95 = 945 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $q^0_{1d}=23,65+1,8=25,45$ кН/м;

от кратковременной нагрузки

$$M^0_{cd} = \frac{p^0_{cd} l^2_0}{8} \gamma_n = \frac{4,2 \cdot 17,65^2}{8} \cdot 0,95 = 155 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

от полной нормативной нагрузки

$$M^0 = M^0_{1d} + M^0_{cd} = 945 + 155 = 1100 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Кривизна и прогиб от постоянной и длительной нагрузки (при $\varphi=2$, когда влажность окружающей среды $40 \div 70 \%$):

$$\frac{1}{r_1} = \frac{M_{ld}^n \varphi}{B} = \frac{94\,500 \cdot 2}{2,01 \cdot 10^{10}} = 9,4 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-2};$$

$$f_1 = \frac{5}{48} 1765^2 \cdot 9,4 \cdot 10^{-6} = 3,05 \text{ см} < [f_{lim}] =$$

$$= \frac{l_0}{400} = \frac{1765}{400} = 4,4 \text{ см.}$$

Кривизна и прогиб от кратковременной нагрузки (при $\varphi=1$):

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M_{ed}^n \varphi}{B} = \frac{15\,500 \cdot 1}{2,01 \cdot 10^{10}} = 0,772 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-2};$$

$$f_2 = \frac{5}{48} 1765^2 \cdot 0,772 \cdot 10^{-6} = 0,252 \text{ см.}$$

Изгибающий момент, вызываемый усилием обжатия P_{02} при $\gamma_{sp}=0,9$, $M_P = P_{02} e_0 = 846 \cdot 0,72 = 610 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Кривизна и выгиб балки от усилий обжатия:

$$1/r_3 = M_P/B = 61\,000/2,01 \cdot 10^{10} = 3,03 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-2};$$

$$f_3 = \frac{1}{8} 1765^2 \cdot 3,03 \cdot 10^{-6} = 1,18 \text{ см.}$$

Кривизна и выгиб от усадки и ползучести бетона при отсутствии напрягаемой арматуры в верхней зоне сечения балки

$$\frac{1}{r_4} = \frac{\sigma_s + \sigma_s + \sigma_s}{h_0 E_s} = \frac{10,3 + 40 + 38,6}{145 \cdot 2 \cdot 10^5} = 3,07 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-2};$$

$$f_4 = \frac{1}{8} 1765^2 \cdot 3,07 \cdot 10^{-6} = 1,2 \text{ см.}$$

Полный прогиб балки

$$f_{tot} = f_1 + f_2 - f_3 - f_4 = 3,05 + 0,252 - 1,18 - 1,2 = 0,92 \text{ см} < [f_{lim}] = (1/400) l_0 = 1765/400 = 4,4 \text{ см};$$

условия удовлетворяются.

Проверка прочности балки на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже. Прочность бетона в момент обжатия принята $R_{bp} = 0,8B = 0,8 \cdot 40 = 32 \text{ МПа}$; для этой прочности бетона $R_b = 17,7 \text{ МПа}$, а с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 1,1$ $R_b = 17,7 \cdot 1,1 = 19,5 \text{ МПа}$.

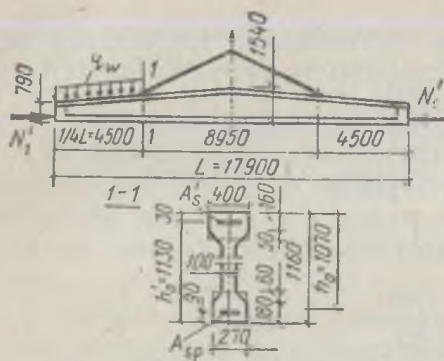


Рис. 5.13. К расчету балки на монтажные нагрузки

Изгибающий момент на консольной части балки (рис. 5.13) от собственного веса при коэффициенте динамичности $k_d=1,6$ (по п. 1.13 СНиП 2.03.81—84):

$$q_c = 5,05 \cdot 1,6 = 8,08 \text{ кН/м};$$

$$M_1 = q_c l^2 / 2 = 8,08 \cdot 4,5^2 / 2 = 81,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Высота балки в $1/4$ пролета:

$$h = (154 + 79) / 2 = 116 \text{ см};$$

$$h'_0 = h - a = 116 - 3 = 113 \text{ см}.$$

Усилия обжатия N'_1 вводим в расчет как внешнюю нагрузку (см. рис. 5.13)

$$\begin{aligned} N'_1 &= (\gamma_{sp} \sigma_{01} - 330) A_{sp} = (1,1 \cdot 730 - 330) 14,7 = \\ &= 6950 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 695 \text{ кН}, \end{aligned}$$

где $\sigma_{01} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 = 880 - 48,5 - 80 - 21 = 730 \text{ МПа}$.

Характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 22 \cdot 0,9 = 0,692.$$

Граничное значение ξ_R по (2.33)

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,692}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,692}{1,1}\right)} = 0,545,$$

где $\sigma_{sR} = R_s = 365 \text{ МПа}$ для арматуры класса А-III.

Случайный эксцентриситет по условиям: $e_a = l_0 / 600 = 1765 / 600 = 2,94 \text{ см}$; $e_a = (1/30)h = 116/30 = 3,87 \text{ см}$ и $e_a \geq 1 \text{ см}$; принимаем $e_a = 3,87 \text{ см}$.

Эксцентриситет равнодействующей сжимающих усилий

$$e = h_0 - a' + e_a + M_1 / N'_1 = 107 - 3 + 3,87 + 8170 / 695 = 109 \text{ см}.$$

Вычисляем

$$A_s = \frac{N'_1 e}{b h_0^2 R_b \gamma_{b2}} = \frac{695 \cdot 10^3 \cdot 109}{10 \cdot 113^2 \cdot 22 (100) 0,9} = 0,3.$$

По табл. 2.12 находим $\xi = 0,37$ и $\eta = 0,815$, $\xi = 0,37 < \xi_R = 0,545$; подсчет арматуры производим по формуле (2.87):

$$A'_s = \frac{\xi R_b \gamma_{b1} b h_{c1} - N'_1}{R_s} = \frac{0,37 \cdot 22 (100) 0,9 \cdot 10 \cdot 113}{365} - \frac{695 000}{365} = 3,7 \text{ см}^2;$$

поставлено из конструктивных соображений $2 \varnothing 16$ А-III, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

Проверяем сечение 1—1 по образованию трещин. Усилие в напрягаемой арматуре при $\gamma_{sp} = 1,1$.

$$N_{01} = \gamma_{sp} \sigma_{01} A_{sp} = 1,1 \cdot 730 (100) 14,7 = 1180 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1180 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент в сечении 1—1 по оси монтажной петли (см. рис. 5.13) без учета $K_d = 1,6$

$$M_1 = 81,7 / 1,6 = 51,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Геометрические характеристики сечения, вычисленные аналогично сечению по середине балки, но при высоте $h = 116 \text{ см}$:

$$A_{red} = 2171 \text{ см}^2; \quad I_{red} = 3 686 270 \text{ см}^4; \quad y_0 = 61,3 \text{ см};$$

$$h - y_0 = 54,7 \text{ см}; \quad W'_{red} = 67 400 \text{ см}^3;$$

$$r = 0,8 W'_{red} / A_{red} = 0,8 \cdot 67 400 / 2171 = 25 \text{ см};$$

$$W'_{pl} = \gamma W'_{red} = 1,5 \cdot 67 400 = 101 100 \text{ см}^3;$$

$$e_0 = y_0 - a_{sp} = 61,3 - 9 = 52,3 \text{ см}.$$

Проверяем условие

$$R_{bt, ser} W'_{pl} - M_{rp} = 2,1 (100) 101 100 - 322 \cdot 10^5 = \\ = -112 \cdot 10^5 < M_1 = 51,2 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см},$$

где $M_{rp} = N_{01} (e_0 - r) = 1180 (52,3 - 25) = 32 200 \text{ кН} \cdot \text{см} = 322 \text{ кН} \cdot \text{м}$, следовательно, на монтаже балки могут быть трещины в сечении 1—1. Необходимо проверить рассматриваемое сечение на раскрытие и закрытие трещин. Обычно достаточно усилить это место постановкой дополнительной продольной арматуры. В данном примере продольная арматура в полке принята $\varnothing 16$ А-III вместо $\varnothing 10$ А-III ранее назначенных (рис. 5.14, каркасы К-3 и К-4).

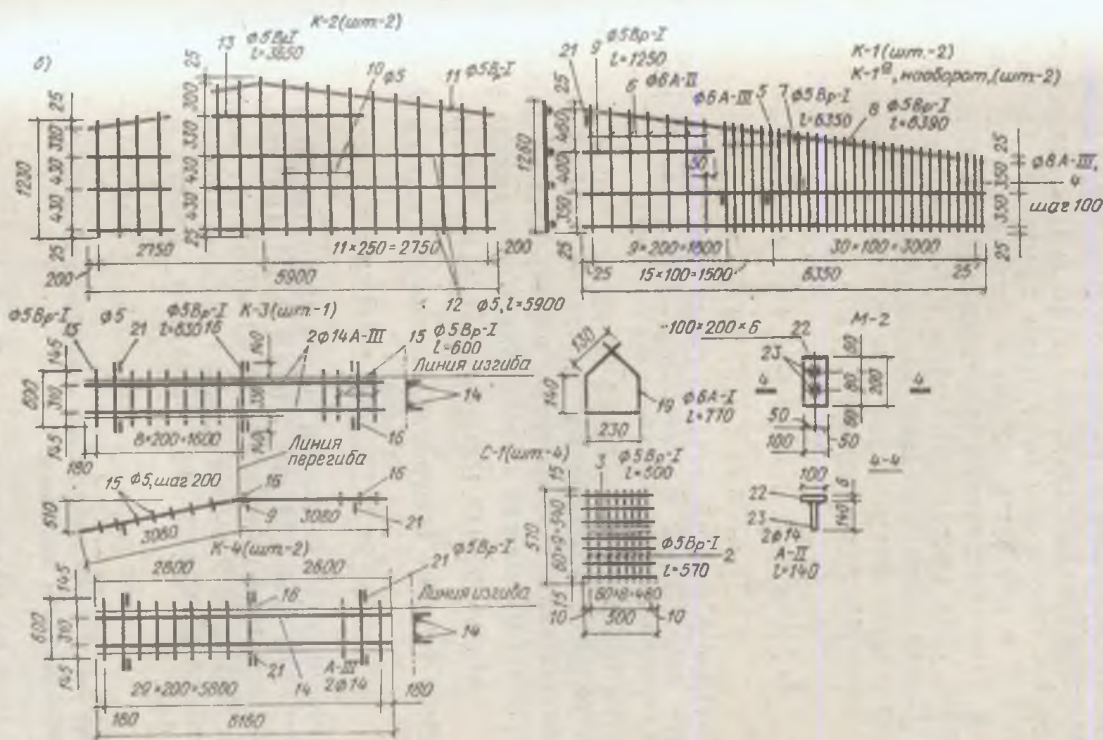


Рис. 5.14. Конструкция железобетонной балки $L=18$ м
а — общий вид и детали сечений; б — конструкция сварных арматурных каркасов и сеток; С — сетки; К — каркасы; М — закладные стальные детали; 1-23 — номера стержней и стальных пластин

Армирование балки. Принятое армирование балки показано на рис. 5.14. Продольная напрягаемая арматура 75 Ø Вр-II размещена в нижней полке (см. сечение 1—1), приведен второй вариант армирования канатами класса К-6 диаметром 15 мм. Верхнюю полку армируют сварными каркасами К-3 и К-4, состоящими из двух продольных стержней Ø 16 А-III и поперечных Ø 5 Вр-I с шагом 200 см. Стенку армируют каркасами К-1 и К-2 в два ряда, перепуск сеток в местах стыков 300 мм. Для обеспечения трещиностойкости и прочности опорного узла поставлены сетки К-5 из проволоки Ø 5 Вр-I. Длина зоны передачи напряжений для напрягаемой арматуры без анкеров при расчете элементов по трещиностойкости по формуле (1.27)

$$l_p = \left(\omega_p \frac{\sigma_{sp1}}{R_{bp}} + \lambda_p \right) d = \left(1,4 \frac{720}{32} + 40 \right) 0,5 = 36 \text{ см} < h_{оп} = 79 \text{ см},$$

где $\omega_p = 1,4$ и $\lambda_p = 40$ (по табл. 28 СНиП [13]) для проволочной арматуры класса Вр-II; $\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{loss} = 880 - 160 = 720$ МПа — с учетом первых потерь; $R_{bp} = 0,8B = 0,8 \cdot 40 = 32$ МПа.

Сетки К-5 приняты длиной 50 см.

Из условий обеспечения прочности опорного узла запроектированное количество ненапрягаемой поперечной арматуры должно обеспечивать восприятие усилия

$$0,2A_{sp}R_s = 0,2 \cdot 14,7 \cdot 1045(100) = 307\,000 \text{ Н} = 307 \text{ кН};$$

требуемое сечение поперечной арматуры класса А-III

$$A_{sw} = \frac{307\,000}{355(100)} = 8,6 \text{ см}^2;$$

на опорном участке балки ранее приняты 18 Ø 5 Вр-I (сетки С-1), $A_s = 3,54 \text{ см}^2$, 10 Ø 8 А-III (каркасы К-1), $A = 5,03 \text{ см}^2$, всего $A_{sw} = 3,54 + 5,03 = 8,57 \text{ см}^2$. Закладные детали М-1 и М-2 выполняют из листовой стали марки ВСт3кп2 со штырями из арматуры класса А-II (см. рис. 5.14).

Пример 5.3. Проектирование железобетонной фермы с параллельными поясами

Задание на проектирование. Требуется рассчитать и сконструировать предварительно напряженную ферму с параллельными поясами для плоской кровли одноэтажного трехпролетного промышленного здания пролетом

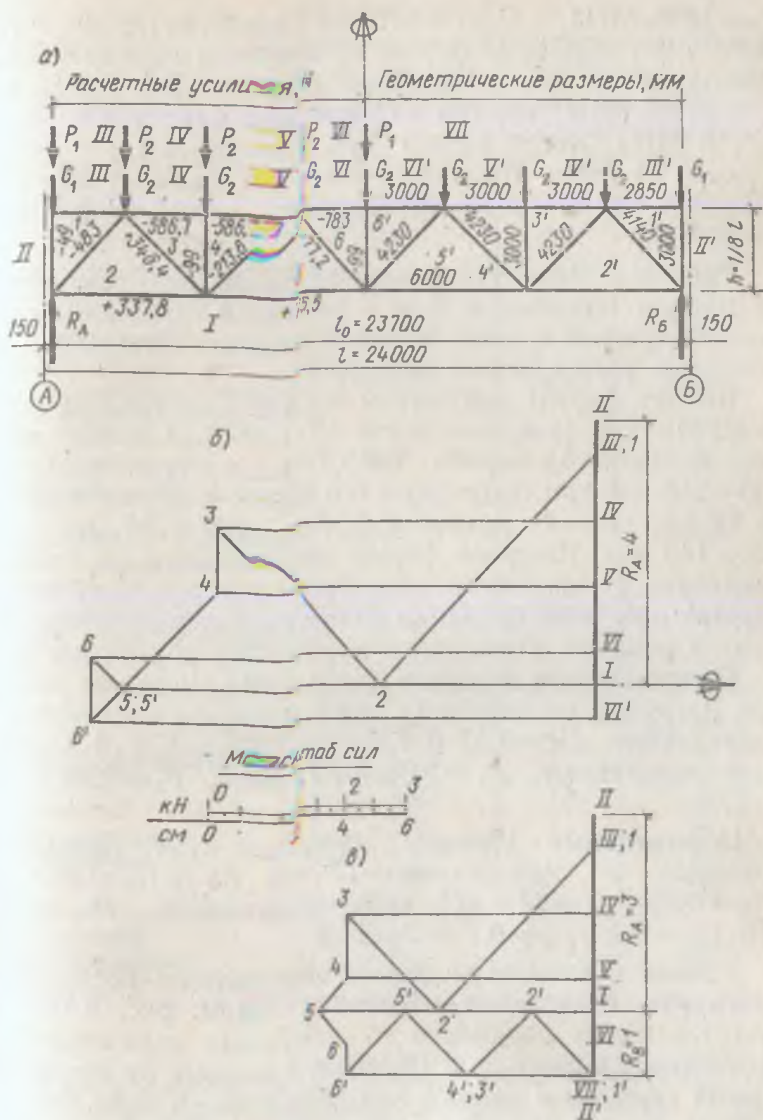


Рис. 5.15. К расчету фермы с параллельными поясами

а — расчетная схема; б — диаграмма Максвелла — Кремоны при нагружении силами $G=1$ на всем пролете; в — то же, на половине пролета при $P=1$

24 м при шаге ферм 6 м (см. рис. 4.12). Схема фермы и основные геометрические размеры приведены на рис. 5.15.

Предварительно, напряженный пояс армируется катушками К-7 диаметром 15 мм с натяжением на упор

$R_s=1080$ МПа, $R_{s,ser}=1295$ МПа, $E_s=1,8 \cdot 10^5$ МПа. Остальные элементы фермы армируются ненапрягаемой арматурой класса А-III, $R_s=R_{sc}=365$ МПа, $d \geq 10$ мм, $E_s=2 \cdot 10^5$ МПа; хомуты из арматуры класса А-I, $R_{sw}=175$ МПа. Бетон класса В40, $R_b=22$ МПа; $\gamma_{b2}=0,9$, $R_{bt,ser}=2,1$ МПа. Прочность бетона к моменту обжатия (отпуска напрягаемой арматуры) $R_{bp}=0,7B=0,7 \cdot 40=28$ МПа.

Решение. Назначаем геометрические размеры: ширину панели принимаем 3 м с расчетом опирания ребер плит покрытия в узлы верхнего пояса. Решетка треугольная, угол наклона раскоса 45° .

Высоту фермы принимаем 3 м, что составляет $h/l=3/240=1/8$ (рекомендуется $1/7 \div 1/9$). Сечение верхнего и нижнего поясов 240×240 мм (рекомендуется 200—250 мм при шаге ферм 6 м и $300 \div 350$ мм при шаге 12 м); сечение раскосов $h_2 \times b_2=180 \times 180$ мм, стоек 120×140 мм. Решетка фермы выполняется из готовых элементов с выпусками арматуры, которые заделывают в узлах при бетонировании поясов. Бетонные торцы элементов решетки втапливают в узлы на $30 \div 50$ мм.

Подсчитываем нагрузки (табл. 5.4). Узловые расчетные нагрузки по верхнему поясу фермы постоянные и длительные: $G_1=4,57 \cdot 6 \cdot 1,5=41,2$; $G_2=4,57 \cdot 6 \cdot 3=82,4$; кратковременные: $P_1=0,98 \cdot 6 \cdot 1,5=8,8$; $P_2=0,98 \cdot 6 \cdot 3=17,6$.

Нормативные узловые нагрузки будут равны: постоянные и длительные — $G^n_1=3,85 \cdot 6 \cdot 1,5=34,7$ кН; $G^n_2=3,85 \cdot 6 \cdot 3=69,4$ кН; кратковременные — $P^n_1=0,7 \times 6 \cdot 1,5=6,3$; $P^n_2=0,7 \cdot 6 \cdot 3=12,6$

Усилия в элементах фермы определяем построением диаграмм Максвелла — Кремоны (см. рис. 5.15, б, в). Подсчет ведем раздельно от действия нормативных и расчетных узловых сил. Итоговые данные от единичных усилий сведены в табл. 5.5, а полный — в табл. 5.6. Построено две диаграммы: одна от действия постоянных и длительных нагрузок во всех узлах фермы по верхнему поясу при $G=1$ и вторая от временных нагрузок в узлах на половине пролета фермы при $P=1$ (см. рис. 5.15, в). Из данных табл. 5.5 видно, что худшим является полное загружение фермы. Это учтено при составлении табл. 5.6, кроме раскоса 5—6, для которого временная нагрузка принята на 0,5 пролета.

Фактические усилия в элементах фермы получены

Таблица 5.4. Подсчет нагрузок на ферму

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Результат
Постоянная:			
от защитного слоя из гравия на мастике 20 мм	400	1,3	520
от трехслойного рубероидного ковра	150	1,2	180
от асфальтобетонной стяжки 20 мм	400	1,3	520
от утеплителя — пенобетонных плит $\rho=400$ кг/м ³ толщиной 120 мм	480	1,2	576
от пароизоляции — два слоя пергамина на мастике	100	1,2	120
от ребристых предварительно напряженных панелей 3×6 м	1350	1,1	1485
от собственного веса фермы приблизительно (см. табл. 5.1, п. 20)	670	1,1	737
Итого	$g^n=3550$	—	$g=3550$
Временная (снеговая):			
полная	$p^n=1000$	1,4	$p=1400$
длительная	$p_{ld}=300$	1,4	420
кратковременная	$p_{cd}=700$	1,4	980
Полная нагрузка	$(g^n+p^n)=4550$		$(g+p)=4950$
В том числе: постоянная	3850	—	
и длительная			
кратковременная	700	—	

умножением усилий от $P=G=1$, взятых в табл. максимальное действительное значение узловых зок P или G для двух вариантов загрузжений нормальными и расчетными нагрузками. В табл. 5.6 приведены усилия для элементов левой половины фермы, для правой половины значения усилий те же, обозначены с чертой. Стержней указаны цифрами со штрихом (см. рис. 5.1).

Рассчитываем верхний пояс. Предварительно выбрано сечение верхнего пояса $h_1 \times b_1 = 24 \times 24$ см $= 576$ см². Требуемую минимальную площадь

Таблица 5.5. Усилия в стержнях фермы от $G=1$ на всем пролете и от $P=1$ на половине пролета

Элемент	Обозначение стержня по расчетной схеме	Усилия, кН, от нагрузок		
		постоянных и длительных $G=1$	кратковременных $P=1$ на 0,5 фермы слева	кратковременных $P=1$ на 0,5 фермы справа
Верхний пояс	III-1; III'-1'	0	0	0
	IV-3	-5,9	-3,9	-2
	V-4	-5,8	-3,9	-2
	VI-6; VI'-6'	-7,8	-3,9	-3,9
	V'-4'	-5,9	-2	-3,9
	IV'-3'	-5,9	-2	-3,9
Нижний пояс	1-2	+3,4	+2,45	+0,95
	1-5	+7,35	+4,4	+2,95
	1-5'	+7,35	+2,95	+4,4
	1-2'	+3,4	+0,95	+2,45
Раскосы	1-2	-4,8	-3,45	-1,35
	2-3	+3,45	+2,1	+1,35
	4-5	-2,1	-0,75	-1,35
	5-6	+0,6	-0,75	+1,35
	6'-5'	+0,6	+1,35	-0,75
	5'-4'	-2,1	-1,35	-0,75
	3'-2'	+3,45	+1,35	+2,1
	2'-1'	-4,8	-1,35	-3,45
Стойки	11-1	-0,5	-0,5	0
	3-4	-1	-1	0
	6-6'	-1	-0,5	-0,5
	4'-3'	-1	0	-1
	1'-11'	-0,5	0	-0,5

Примечание. «+» растяжение, «-» сжатие.

сжатого пояса фермы можно также определить по формуле

$$A_{min} \approx \frac{N_{max} \gamma_n}{0,8 (R_b + 0,03 R_{sc})} = \frac{783\,000 \cdot 0,95}{0,8 [22(100) + 0,03 \cdot 365(100)]} = 301 \text{ см}^2,$$

что меньше принятого сечения. Свободную длину пояса для учета продольного изгиба в плоскости и из плоскости фермы принимаем равной ширине одной панели 3 м, так как в узлах ферма раскреплена панелями покрытия.

Таблица 5.6. Усилия в элементах формы при полном ее за-
гружении

Элемент	Обозначение стержня по расчетной схеме	Усилия, кН, от нормативных нагрузок			Усилия, кН, от расчетных нагрузок		
		постоянных и длительных N_{ld}	кратковременных N_{cd}	расчетные N	постоянных и длительных N_{ld}	кратковременных N_{cd}	расчетные N
Верхний пояс	III-1	0	0	0	0	0	0
	IV-3	-406	-74,2	-480,2	-483	-103,7	-586,7
	V-4	-406	-74,2	-480,2	-483	-103,7	-586,7
	VI-6	-542	-98	-640	-645	-138	-783
Нижний пояс	I-2	+234	+42,8	+276,8	+278	+59,8	+337,8
	I-5	+510	+92,6	+602,6	+607	+129,5	+736,5
Раскосы	1-2	-337	-60,4	-397,4	-400	-83	-483
	2-3	+240	+43,4	+283,4	+286	+60,4	+346,4
	4-5	-149	-26,5	-175,5	-177	-36,6	-213,6
	5-6	+45,2	+17	+62,2	+53,8	+23,4	+77,2
Стойки	II-1	-34,7	-6,3	-41	-41,3	-8,32	-49,62
	3-4	-69,4	-12,6	-82	-82,5	-16,64	-99,14
	6-6'	-69,4	-12,6	-82	-82,5	-16,64	-99,14

Примечания: 1. Усилия подсчитаны при коэффициенте надежности по назначению $\gamma_n=1$. Величина $\gamma_n=0,95$ учтена при расчете элементов фермы. 2. «+» растяжение, «-» сжатие.

Случайный начальный эксцентриситет

$$e_a = l/600 = 300/600 = 0,5 \text{ см}; \quad e_a = h/30 = 24/30 = 0,8 \text{ см},$$

и не менее 1 см. Принимаем $e_a=1$ см. Так как $e_a < (1/8)h_1 = 24/8 = 3$ см, то расчетную длину принимаем $l_0 = 0,9l = 0,9 \cdot 300 = 270$ см (см. табл. 33 СНиП [13]). Радиус инерции сечения $i = \sqrt{I/A} = \sqrt{h_1^3/12} = \sqrt{24^3/12} = 6,92$ см.

Гибкость $l_0/i = 270/6,92 = 39 > 14$; $l_0/h_1 = 270/24 = 11,24 > 4$, следовательно, необходимо учесть влияние

прогиба на его прочность. Предварительно ^{вычисляем} площадь сечения арматуры, полагая $\gamma_n = 0,95$, $A_s = A'_s$, $\xi = x/h_0 = 1$ и $\eta = 1$:

$$A_s = A'_s = \frac{Ne \gamma_n - R_b \gamma_{b2} S_0}{R_{sc} (h_0 - a')} = \frac{783\,000 \cdot 9,5 \cdot 0,95 - 19,8 (100) 7000}{365 (100) (20,5 - 3,5)} = < 0,$$

где

$$e = e_0 \eta + h_1/2 - a = 1 \cdot 1 + 24/2 - 3,5 = 9,5 \text{ см};$$

$$S_0 = 0,5 b_1 h_1^2 = 0,5 \cdot 24 \cdot 24^2 = 7000 \text{ см}^3;$$

$$R_b \gamma_{b2} = 22 \cdot 0,9 = 19,8 \text{ МПа};$$

принимая из конструктивных соображений $\varnothing 12$ А-III, $A_s = 4,52 \text{ см}^2$; процент армирования $\mu = 4,52 / (24 \cdot 24) \times 100 = 0,79 \% > 0,2 \%$.

Уточняем расчет. Определяем условную критическую силу по формуле (2.82) или (58) СНиП [13]:

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha \mu \gamma_s \right] - \frac{6,4 \cdot 0,325 \cdot 10^5 (100)}{270^2} \left[\frac{27\,600}{1,826} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,19} + 0,1 \right) + 6,15 \cdot 280 \right] = 25,1 \cdot 10^5 \text{ Н} = 2\,510 \text{ кН} > N_{max} = 783 \cdot 0,95 = 745 \text{ кН},$$

где

$$\varphi_l = 1 + \beta M_{ld}/M = 1 + 1 \cdot 5220/6320 = 1,826;$$

$$M_{ld} = N_{ld} \gamma_n (h_0 - a)/2 = 645 \cdot 0,95 (20,5 - 3,5)/2 = 5220 \text{ кН·см};$$

$$M = N \gamma_n (h_0 - a)/2 = 783 \cdot 0,95 (20,5 - 3,5)/2 = 6320 \text{ кН·см},$$

$\beta = 1$ — для тяжелого бетона (табл. 30, СНиП [13]);

$$\delta_e = e_0/h_1 = 0,01/0,24 = 0,0417 < \delta_{e, min} = 0,19$$

$$\delta_{e, min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h_1} = 0,01 R_b \gamma_{b2} = 0,5 - 0,01 \times$$

$$\times \frac{270}{24} = 0,01 \cdot 22 \cdot 0,9 = 0,19; \text{ принимаем}$$

$$\delta_e = \delta_{e, min} = 0,19;$$

$$I = 24 \cdot 24^3/12 = 27\,600 \text{ см}^4;$$

$$\alpha = E_s/E_b = 2 \cdot 10^5/0,325 \cdot 10^5 = 6,15;$$

$$l_s = \mu b_1 h_0 (0,5 h_1 - a)^2 = 0,0079 \cdot 24 \cdot 20,5 (0,5 \cdot 24 - 3,5)^2 = 280 \text{ см}^2.$$

Коэффициент

$$\eta = \frac{1}{1 - N - N_{cr}} = \frac{1}{1 - 783/2510} = 1,45;$$

расстояние $e = e_0 \eta + 0,5 h_1 - a = 1 \cdot 1,45 + 0,5 \cdot 24 - 3,5 = 9,95 \text{ см} \approx 10 \text{ см}$.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона при $\gamma_{b2} = 0,9$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,692}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,692}{1,1}\right)} = 0,545,$$

где $\omega = 0,85 - 0,008 \gamma_{b2} R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,692$; $\sigma_{sR} = R_s = 365 \text{ МПа}$ (для арматуры класса А-III); $\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$ при $\gamma_{b2} < 1$.

Относительная величина продольной силы n_1 :

$$n_1 = \frac{N \gamma_n}{\gamma_{b2} R_b b_1 h_0} = \frac{783 \cdot 0,95 \cdot 1000}{0,9 \cdot 22 (100) 24 \cdot 20,5} = 0,768 > \xi_R = 0,545.$$

Так как $n_1 = 0,768 > \xi_R = 0,545$, уточняем $\xi = x/h_0$:

$$m = \frac{N \gamma_n e}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2} = \frac{783 \cdot 0,95 \cdot 10}{0,9 \cdot 22 (100) 24 \cdot 20,5^2} = 0,375;$$

$$\alpha = \frac{R_s A_s}{R_b \gamma_{b2} b h_0} = \frac{365 (100) 2,26}{0,9 \cdot 22 (100) 24 \cdot 20,5} = 0,0845,$$

где $A_s = 2,26 \text{ см}^2$ ($2 \varnothing 12$ А-III, принято конструктивно);

$$\xi = \frac{n_1 (1 - \xi_R) + 2\alpha \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha} = \frac{0,768 (1 - 0,545) + 2 \cdot 0,0845 \cdot 0,545}{1 - 0,545 + 2 \cdot 0,0845} = 0,624 > \xi_R = 0,545.$$

Расчет симметрично расположенной арматуры производим по формуле (97) при $\xi > \xi_R$ согласно Руководству [10]:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b \gamma_{b2} b h_0}{R_s} \frac{m - n_1 (1 - 0,5 n_1)}{1 - \delta'} = \frac{0,9 \cdot 22 (100) 24 \cdot 20,5}{365 (100)} \frac{0,375 - 0,768 (1 - 0,5 \cdot 0,768)}{1 - 0,171} = < 0$$

(получается отрицательное значение), следовательно, армирование по расчету не требуется; армирование назначаем конструктивно, как принято ранее, — $4 \varnothing 12$ А-III.

Сечение верхнего пояса можно было бы уменьшить, но из условий унификации сечений оставляем его $24 \times$

×24 см, как и для нижнего пояса. Расчет сечения пояса из плоскости фермы не выполняем, так как сечение квадратное и все узлы фермы раскреплены плитами покрытия.

Расчет нижнего пояса на прочность. Максимальное расчетное усилие растяжения $N=736,5$ кН, нормативное $N^n=602,6$ кН, а с учетом $\gamma_n=0,95$ соответственно равно $N=736,5 \cdot 0,95=700$ кН и $N^n=602,6 \cdot 0,95=573$ кН.

Требуемое по прочности сечение арматуры (по п. 3.13 СНиП 2.03.01—84) при $\gamma_{s6}=1,15$

$$A_{sp} = \frac{N}{\gamma_{s6} R_s} = \frac{700\,000}{1,15 \cdot 1080 (100)} = 5,66 \text{ см}^2;$$

предварительно принимаем с учетом симметричного расположения пять канатов К-7 диаметром 15 мм, $A_{sp}=7,08 \text{ см}^2$ (для варианта с проволочной арматурой класса Вр-II $R_s=1045$ МПа требуется $A_{sp}=5,84 \text{ см}^2$, можно принять с некоторым запасом до 10 %, 32 Ø 5 Вр-II, $A_{sp}=6,26 \text{ см}^2$). Напрягаемая арматура окаймляется хомутами. Из конструктивных соображений по углам перегиба хомутов ставим 4 Ø 10 А-III, $A_s=3,14 \text{ см}^2$. Процент армирования

$$\mu = \frac{7,08 + 3,14}{24 \cdot 24} 100 = 1,78 \text{ \%}.$$

Приведенная площадь бетона

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A_s = 24 \cdot 24 + 5,55 \cdot 7,08 + 6,15 \cdot 3,14 = 635 \text{ см}^2,$$

где $\alpha = E_s/E_b = 1,8 \cdot 10^5 / 0,325 \cdot 10^5 = 5,55$ для напрягаемой арматуры класса К-7 и $\alpha = 2 \cdot 10^5 / 0,325 \cdot 10^5 = 6,15$ для арматуры класса А-III.

Расчет нижнего пояса на трещиностойкость. Элемент относится к третьей категории трещиностойкости. Максимальное предварительное напряжение арматуры принимаем

$$\sigma_{sp} = 0,7 R_{s, ser} = 0,7 \cdot 1295 = 906 \text{ МПа}.$$

Проверяем условия:

$$\sigma_{sp} + p = 906 + 45,3 = 951,3 < R_{s, ser} = 1295 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} - p = 906 - 45,3 = 855,7 > 0,3 R_{s, ser} = 387 \text{ МПа},$$

где $p = 0,05 \sigma_{sp} = 0,5 \cdot 906 = 45,3$ МПа.

Определяем потери предварительного напряжения арматуры. Первые потери:

от релаксации напряжений в арматуре

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s, ser}} - 0,1 \right) \sigma_{sp} = \left(0,22 \frac{906}{1290} - 0,1 \right) \times \\ \times 906 = 49,5 \text{ МПа};$$

от разности температур напрягаемой арматуры и натяжных устройств (при $\Delta t = 65^\circ \text{C}$)

$$\sigma_2 = 1,25 \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,2 \text{ МПа};$$

от деформации анкеров (при $\lambda = 2 \text{ мм}$)

$$\sigma_3 = E_s \Delta l / l = 1,8 \cdot 10^5 \cdot 0,2 / 2500 = 14,5 \text{ МПа},$$

где $E = 1,8 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ — для канатов класса К-7; $\Delta l = 2 \text{ мм}$;

от деформации бетона вследствие быстро натекающей ползучести при $\sigma_{bp} / R_{bp} = 11,9 / 28 = 0,425 < \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 28 = 0,95$ и $< 0,8$;

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 (\sigma_{bp} / R_{bp}) = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,425 = 14,5 \text{ МПа},$$

где

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} = 600\,800 / 641 = 1190 \text{ Н/см}^2 = 11,9 \text{ МПа},$$

$$P_1 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 8,49 (906 - 49,5 - 81,2 - 14,5) (100) = \\ = 760\,800 \text{ Н} = 760,8 \text{ кН}.$$

Первые потери составляют:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 49,5 + 81,2 + 14,5 + 14,5 = 159,7 \text{ МПа}.$$

Вторые потери:

от усадки бетона класса В40, подвергнутого тепловой обработке, $\sigma_8 = 40 \text{ МПа}$;

от ползучести бетона при $\sigma_{bp} / R_{bp} = 0,425 < \alpha = 0,75$

$$\sigma_9 = 150 \alpha \sigma_{bp} / R_{bp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,425 = 54,2 \text{ МПа}.$$

Суммарное значение вторых потерь

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 54,2 = 94,2 \text{ МПа}.$$

Полные потери

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 159,7 + 94,2 = 253,9 \approx 254 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}.$$

Значение предварительного напряжения в арматуре с учетом всех потерь

$$\sigma_{sp} - \sigma_{los} = 906 - 254 = 652 \text{ МПа}.$$

Расчетное отклонение напряжений при механическом способе натяжения арматуры

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \frac{45,3}{906} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{5}} \right) = 0,036 < 0,1;$$

где $p = 0,05\sigma_{sp} = 0,05 \cdot 906 = 45,3$ МПа; $n_p = 5$ — число канатов в сечении элемента;

принимаем $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$.

Сила обжатия бетона при $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$:

$$P_2 = A_{sp}\gamma_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9)A_s = 7,08 \cdot 0,9(906 - 254) - (14,5 + 40 + 54,2)3,14 = 3808 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 \approx 381 \text{ кН}.$$

Проверяем условие трещинообразования

$$N^n = 573 \text{ кН} \leq N_{crc}.$$

Усилие N_{crc} , воспринимаемое сечением при образовании трещин:

$$N_{crc} = \gamma_t [R_{bt,ser}(A + 2\alpha A_{sp}) + P_2] = 0,85 [2,1(576 + 2 \cdot 5,55 \cdot 7,08) \times (10^{-1}) + 381] = 442 \text{ кН} < N^n = 573 \text{ кН},$$

где $\gamma_t = 0,85$ — коэффициент, учитывающий снижение трещиностойкости элемента вследствие жесткости узлов фермы;

условие трещиностойкости не соблюдается, требуется расчет по раскрытию трещин.

Расчет по раскрытию трещин. Вычисляем ширину раскрытия трещин a_{crc} по формуле (2.120) с учетом коэффициента $\gamma_t = 1,15$ и суммарного действия постоянной нагрузки и полной временной (снеговой) нагрузки.

Приращение напряжения в растянутой арматуре от полной нагрузки, формула (2.121—2.146) СНиП [13]:

$$\sigma_s = (N^n - P) / A_{sp} = 573 - 427,9 / 7,08 = 20,5 \text{ кН/см}^2 = 205 \text{ МПа};$$

где

$$P = \gamma_{sp} [(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) A_{sp} - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) A_{s1}] = 1 [(906 - 254) 7,08 - (14,5 + 40 + 54,2) 3,14] 100 = 427 900 \text{ Н} = 427,9 \text{ кН};$$

здесь $\gamma_{sp} = 1$.

Приращение напряжений в растянутой арматуре от постоянной и длительной нагрузок

$$\sigma_s = (485 - 427,9) / 7,08 = 8,07 \text{ кН/см}^2 = 80,7 \text{ МПа},$$

где $N^n = 510 \cdot 0,95 = 485 \text{ кН}$.

Ширина раскрытия трещин

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{csc3}.$$

Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия полной нагрузки

$$a_{crc1} = \gamma_1 \cdot 20 (3,5 - 100\mu) \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} \sqrt[3]{\frac{205}{d}} =$$

$$= 1,15 \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,0123) 1,2 \cdot 1 \cdot 1,2 \frac{205}{1,8 \cdot 10^5} \times$$

$$\times \sqrt[3]{15} = 0,212 \text{ мм} < [a_{crc1}]_{lim} = 0,3 \text{ мм};$$

где $\mu = A_{sp}/(b_1 h_1) = 7,08/(24 \cdot 24) = 0,0123$; $\delta = 1,2$ — для растянутых элементов; $\varphi_l = 1$ — для кратковременных и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок; $\varphi_l \approx 1,5$ — при учете продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок; $\eta = 1,2$ — для канатов; $d = 15$ мм — диаметр каната класса К-7.

Ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

$$a_{crc2} = 1,15 \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,0123) 1,2 \cdot 1 \cdot 1,2 \times$$

$$\times \frac{80,7}{1,8 \cdot 10^5} \sqrt[3]{15} = 0,0835 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок при $\varphi_l = 1,5$

$$a_{crc3} = 1,15 \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,0123) 1,2 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \times$$

$$\times \frac{80,7}{1,8 \cdot 10^5} \sqrt[3]{15} = 0,125 \text{ мм} < [a_{crc}]_{lim} = 0,2 \text{ мм}.$$

Тогда

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,212 - 0,0835 + 0,125 = 0,252 \text{ мм} <$$

$$< [a_{crc1}]_{lim} = 0,3;$$

условие по раскрытию трещин соблюдается.

Проверяем прочность нижнего пояса в процессе натяжения по условию (при $\gamma_{sp} = 1,1$)

$$A_{sp} (\gamma_{sp} \sigma_{01} - 330) < A R_b \gamma_{bs};$$

$$7,08 (1,1 \cdot 760,8 - 330) (10^{-1}) = 352 \text{ кН} < 576 \cdot 22 \cdot 1,1 (10^{-1}) =$$

$$= 1390 \text{ кН},$$

где $\sigma_{01} = \sigma_{sp} - (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = 906 - (49,5 + 81,2 + 14,5) = 760,8$ МПа; $\gamma_{bs} = 1,1$ (см. п. 8 табл. 13, СНиП [13]) для проволочной арматуры.

Условие удовлетворяется.

Контролируемое усилие при натяжении канатов

$$N_0 = \sigma_{sp} A_{sk} = 906 \cdot 1,416 (10^{-1}) = 129 \text{ кН},$$

где $A_{sk} = 1,416 \text{ см}^2$ — площадь сечения каната.

Расчет первого раскоса (1—2). Расчетное сжимающее усилие по табл. 5.6 с учетом $\gamma_n=0,95$ от постоянной и длительной нагрузок $400 \cdot 0,95=380$ кН, от кратковременной $83 \cdot 0,95=79$ кН. Бетон класса В40, $R_b=22 \cdot 0,9=19,8$ МПа.

Назначаем сечение раскоса 15×18 см, $A=270$ см². Случайный эксцентриситет: $e_a=414/600=0,69$ см, $e_a=15/30=0,5$ см и $e_a=1$ см. Принимаем $e_0=e_a=1$ см. Так как $e_0=1$ см $< 1/8h=15/8=1,88$ см, то расчетная длина раскоса будет $l_0=0,9l=0,9 \cdot 414=373$ см.

При $l_0=373$ см $> 20h=20 \cdot 15=300$ см расчет ведем как внецентренно сжатого элемента. Радиус инерции сечения $i=\sqrt{h^2/12}=\sqrt{15^2/12}=4,32$ см. Отношение $l_0/i_x=373/4,32=86,1 > 14$; необходимо учесть влияние прогиба элемента на значение эксцентриситета продольной силы; минимальное значение процента армирования $\mu=0,25$ %.

При симметричном армировании, когда $A_s=A'_s$ и $R_{sc}=R_s$, площадь сечения арматуры можно вычислить по формуле (2.92)

$$A_s = A'_s = \frac{Ne - R_b \gamma_{bz} S_0}{R_{sc} (h_0 - a')} - \frac{459\,000 \cdot 5 - 19,8 (100) 2030}{365 (100) (11,5 - 3,5)} = < 0,$$

где

$$S_0 = 0,5bh^2 = 0,5 \cdot 18 \cdot 15^2 = 2030 \text{ см}^3;$$

$$N = 380 + 79 = 459 \text{ кН};$$

$$e = e_0 \eta + h/2 - a = 1 \cdot 1 + 15/2 - 3,5 = 5 \text{ см};$$

$$h_0 = 15 - 3,5 = 11,5 \text{ см}.$$

Назначаем из конструктивных соображений симметрично по контуру 4 Ø 12 А-III:

$$A_s = 4,52 \text{ см}^2; \quad \mu = 4,52 / (15 \cdot 18) 100 = 1,67 \% > 0,25 \%.$$

Расчет второго раскоса (2—3). Расчетное усилие растяжения при $\gamma_n=0,95$ $N=346,4 \cdot 0,95=330$ кН, то же нормативное $N^n=283,4 \cdot 0,95=269$ кН. Назначаем сечение $h \times b=18 \times 18$ см. Площадь сечения арматуры из условия прочности

$$A_s = N/R_s = 830\,000/365 (100) = 9,05 \text{ см}^2;$$

принимаем предварительно 4 Ø 18 А-III, $A_s=10,18 \text{ см}^2$.

Расчет по раскрытию трещин. Вычисляем усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин

$$N_{crc} = R_{bt,ser}(A + 2\alpha A_s) = 2,1(10^{-1})(18 \cdot 18 + 2 \cdot 6,15 \cdot 10,18) = \\ = 90 \text{ кН} < N^n = 269 \text{ кН},$$

следовательно, трещины образуются, требуется проверка условий расчета по их ширине раскрытия.

Определяем ширину раскрытия трещин при длительном действии постоянной и длительной нагрузок по формуле (2.120) при $\varphi_l = 1,5$:

$$a_{crc3} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 (3,5 - 100 \mu) \sqrt[3]{d} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot 1 \times \\ \times \frac{226}{2 \cdot 10^5} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,0314) \sqrt[3]{18} = \\ = 0,038 \text{ мм} < [a_{crc}]_{lim} = 0,2 \text{ мм};$$

где $\sigma_s = \gamma_n N^n / A_s = 0,95 \cdot 240 / 10,18 = 22,6 \text{ кН/см}^2 = 226 \text{ МПа}$; $\delta = 1,2$ — для растянутых элементов; $\varphi_l = 1,5$; $\eta = 1$ — для стержней арматуры периодического профиля; $\mu = 10,18 / 18 \cdot 18 = 0,0314$ (при $\mu \geq 0,035$ сечение элемента необходимо увеличивать).

Ширина раскрытия трещин при действии кратковременной нагрузки:

приращение напряжений при увеличении нагрузки до ее полной величины

$$\Delta \sigma_s = \gamma_n N^n_{cr} / A_s = 0,95 \cdot 43,4 / 10,18 = 4,07 \text{ кН/см}^2 = 40,7 \text{ МПа};$$

приращение ширины раскрытия трещин при $\varphi_l = 1$

$$\Delta a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc3} = 1,2 \cdot 1 \cdot 1 \frac{40,7}{2 \cdot 10^5} 20 \times \\ \times (3,5 - 100 \cdot 0,0314) \sqrt[3]{18} = 0,0046 \text{ мм}.$$

Полная ширина раскрытия трещин: $a_{crc} = \Delta a_{crc} + a_{crc3} = 0,0046 + 0,038 = 0,0426 \text{ мм} < [a_{crc1}]_{lim} = 0,3 \text{ мм}$; сечение подобрано удовлетворительно.

Аналогично вышеизложенному рассчитывают и другие элементы фермы на внецентренное сжатие или центральное растяжение. Малонагруженные элементы, например стойки 11-1, 3—4, 6—6', спроектированы конструктивно; их сечение принято минимальным $12 \times 14 \text{ см}$ с армированием 4 Ø 12 А-III, $\mu = 4,52 \cdot 100 / 12 \cdot 14 = 2,7 \%$. Изготовление элементов решетки выполняют отдельно, а при бетонировании фермы они соединяются выпусками арматуры с узлами поясов; стыки арматуры сваривают и затем тщательно бетонируют (рис. 5.16).

Конструктивные указания. По верхнему поясу в уз-

лах устанавливают металлические пластины $200 \times 200 \times 8$ мм, к которым затем приваривают ребристые плиты покрытия. Заделка выпусков стержневой арматуры растянутых элементов в узлах с растянутым бетоном должна быть не менее чем на $20d$ или 250 мм, а в сжатом бетоне не менее чем на $12-15d$ или 200 мм (здесь d — больший диаметр продольной арматуры). Полная длина заделки арматуры согласно Руководству [8] должна составлять $35d$. При меньшей длине заделки растянутых стержней в узлах ставят поперечные стержни по расчету. Методика такого расчета изложена в примере 5.4.

Крепление закладных деталей должно быть надежным, исключающим возможность их смещения или отрыва (см. гл. 1 § 3 и рис. 1.11). При применении сварных соединений стержневой арматуры следует руководствоваться требованиями прил. 4 СНиП 2.03.01—84, некоторые схемы стыков показаны на рис. 1.8.

В торцовых участках нижнего пояса поставлены сетки С-1 из проволочной арматуры класса Вр-1. Поперечные стержни и хомуты во всех стержнях и промежуточных узлах назначены по конструктивным требованиям из проволочной арматуры диаметром 6—8 мм класса А-1.

Пример 5.4. Проектирование железобетонной сегментной фермы

Задание на проектирование. Требуется рассчитать и сконструировать предварительно напряженную сегментную ферму для кровли крайнего пролета одноэтажного трехпролетного здания пролетом 24 м при шаге ферм 6 м (рис. 5.17, а). Схема фермы и основные геометрические размеры применительно к типовым фермам серии ПК-01-129/68 марки ФСМ 24 1-3 НВ по Справочнику [12] приведены на рис. 5.17, б. Размеры панелей принять под плиты покрытий шириной 3 м. Предварительно напряженный нижний пояс армируется канатами класса К-7 (вариант — стержневой арматурой класса А-V) с натяжением на упоры. Верхний пояс и элементы решетки (раскосы и стойки) армируются сварными каркасами из стали класса А-III. Ферма изготавливается из бетона класса В40, бетонирование поясов и решетки выполняется одновременно, твердение бетона с пропариванием. Характеристики бетона и арматуры принять аналогично примеру 5.3.

Учитывая незначительную разницу величин G_1 , G_2 , G_3 , для подсчета усилий в элементах фермы можно принять среднее значение G :

$$G = \frac{2G_1 + 2G_2 + 3G_3}{7} = \frac{2 \cdot 83,7 + 2 \cdot 81,5 + 3 \cdot 81,8}{7} = 82,3 \text{ кН};$$

при действии кратковременной равномерно распределенной нагрузки (рис. 5.18, а):

$$P_1 = p_{cd} L_1 l_{a1} c_1 = 0,98 \cdot 6 \cdot 2,9 \cdot 1 = 17,1 \text{ кН};$$

$$P_2 = 0,98 \cdot 6 (2,9 + 3) / 2 = 17,4 \text{ кН};$$

$$P_3 = 0,98 \cdot 6 \cdot 3 = 17,7 \text{ кН}.$$

Суммарные узловые нагрузки: $P_1 + G_1 = 17,1 + 83,7 = 100,8 \text{ кН}$; $P_2 + G_2 = 17,4 + 81,5 = 98,9 \text{ кН}$; $P_3 + G_3 = 17,7 + 81,8 = 99,5 \text{ кН}$. Для определения усилий можно принять среднее значение узловой нагрузки $(P + G)_m = 100 \text{ кН}$;

при действии кратковременной нагрузки по схеме треугольников (рис. 5.18, в) ординаты эпюры полной снеговой нагрузки на опорах будут равны:

на опоре А: $p_A = p_{c2} L_1 = 1400 \cdot 1,6 \cdot 6 = 13\,400 \text{ Н/м}$, в том числе длительной нагрузки $p_{A,ld} = 13\,400 \cdot 0,3 = 4020 \text{ Н/м}$;

на опоре В: $p_B = 1400 \cdot 0,8 \cdot 6 = 6700$, в том числе длительной нагрузки $p_{B,ld} = 6700 \cdot 0,3 = 2010$.

Для вычисления узловых нагрузок на ферму от действия снеговой нагрузки по рис. 5.18, в вначале находим промежуточные значения ординат эпюр нагружения, а затем подсчитываем нагрузки по площади трапеции, приходящейся на узел, например:

$$p_1 = p_A a_1 / 0,5l = 13,4 \cdot 10,35 / 0,5 \cdot 23,6 = 11,8 \text{ кН/м};$$

$$p_2 = 13,4 \cdot 7,45 / 11,8 = 8,45 \text{ кН/м};$$

$$p_3 = 13,4 \cdot 4,5 / 11,8 = 5,12 \text{ кН/м};$$

$$p_4 = 13,4 \cdot 1,5 / 11,8 = 1,7 \text{ кН/м}.$$

Для правой половины фермы соответствующие ординаты будут в 2 раза меньше, так как здесь коэффициент $c_2 = 0,8$ вместо $c_2 = 1,6$ для левой половины фермы. Длительно действующая часть временной нагрузки в данном примере ($p_{ld} = 300$ из полных $p^n = 1000 \text{ Н/м}^2$) составляет 30 %.

Узловые временные нагрузки:

$$P_1 = \frac{P_1 + P_1}{2} l_{d1} = \frac{11,8 + 8,45}{2} 2,9 = 29,2 \text{ кН};$$

$$P_{1ld} = 29,2 \cdot 0,3 = 8,76 \text{ кН};$$

$$P_2 = \frac{8,45 + 5,12}{2} \frac{2,9 + 3}{2} = 20 \text{ кН}; \quad P_{2ld} = 20 \cdot 0,3 = 6 \text{ кН};$$

$$P_3 = \frac{5,12 + 1,7}{2} 3 = 10,2 \text{ кН}; \quad P_{3ld} = 10,2 \cdot 0,3 = 3,06 \text{ кН};$$

$$P_4 = \frac{(1,7 + 0,85) 1,5}{2} = 1,91 \text{ кН}; \quad P_{4ld} = 1,91 \cdot 0,3 = 0,573 \text{ кН};$$

$$P_5 = 0,5P_3 = 0,5 \cdot 10,2 = 5,1; \quad P_{5ld} = 5,1 \cdot 0,3 = 1,53 \text{ кН};$$

$$P_6 = 0,5P_2 = 0,5 \cdot 20 = 10; \quad P_{6ld} = 10 \cdot 0,3 = 3 \text{ кН};$$

$$P_7 = 0,5P_1 = 0,5 \cdot 29,2 = 14,6; \quad P_{7ld} = 14,6 \cdot 0,3 = 4,38 \text{ кН}.$$

Узловые постоянные нагрузки:

$$G_1 = q l_1 L_1 + q c l_{d1} = 3,41 \cdot 3,11 \cdot 6 + 4,23 \cdot 2,9 = 75,8 \text{ кН};$$

$$G_2 = q l_2 L_1 + q c l'_{d2} = 3,41 \cdot 3 \cdot 6 + 4,23(3 + 2,9)/2 = 73,9 \text{ кН};$$

$$G_3 = q l_3 L_1 + q c l_{d2} = 3,41 \cdot 3,01 \cdot 6 + 4,23 \cdot 3 = 74,2 \text{ кН}.$$

Среднее значение

$$G = (2 \cdot 75,8 + 2 \cdot 73,9 + 3 \cdot 74,2)/7 = 75 \text{ кН}.$$

Полные узловые нагрузки (в том числе постоянные и длительные временные):

$$P_1 + G_1 = 29,2 + 75,8 = 105 \text{ кН};$$

$$(P_{1ld} + G_1) = 8,76 + 75,8 = 84,58 \text{ кН};$$

$$P_2 + G_2 = 20 + 73,9 = 93,9 \text{ кН};$$

$$(P_{2ld} + G_2) = 6 + 73,9 = 79,9 \text{ кН};$$

$$P_3 + G_3 = 10,2 + 74,2 = 84,4 \text{ кН};$$

$$(P_{3ld} + G_3) = 3,06 + 74,2 = 77,26 \text{ кН};$$

$$P_4 + G_3 = 1,91 + 74,2 = 76,1 \text{ кН};$$

$$(P_{4ld} + G_3) = 0,57 + 74,2 = 74,8 \text{ кН};$$

$$P_5 + G_3 = 5,1 + 74,2 = 79,3 \text{ кН};$$

$$(P_{5ld} + G_3) = 1,5 + 74,2 = 75,7 \text{ кН};$$

$$P_6 + G_2 = 10 + 73,9 = 83,9 \text{ кН};$$

$$(P_{6ld} + G_2) = 3 + 73,9 = 76,9 \text{ кН};$$

$$P_7 + G_1 = 14,6 + 75,8 = 90,4 \text{ кН};$$

$$(P_{7ld} + G_1) = 4,38 + 75,8 = 80,18 \text{ кН}.$$

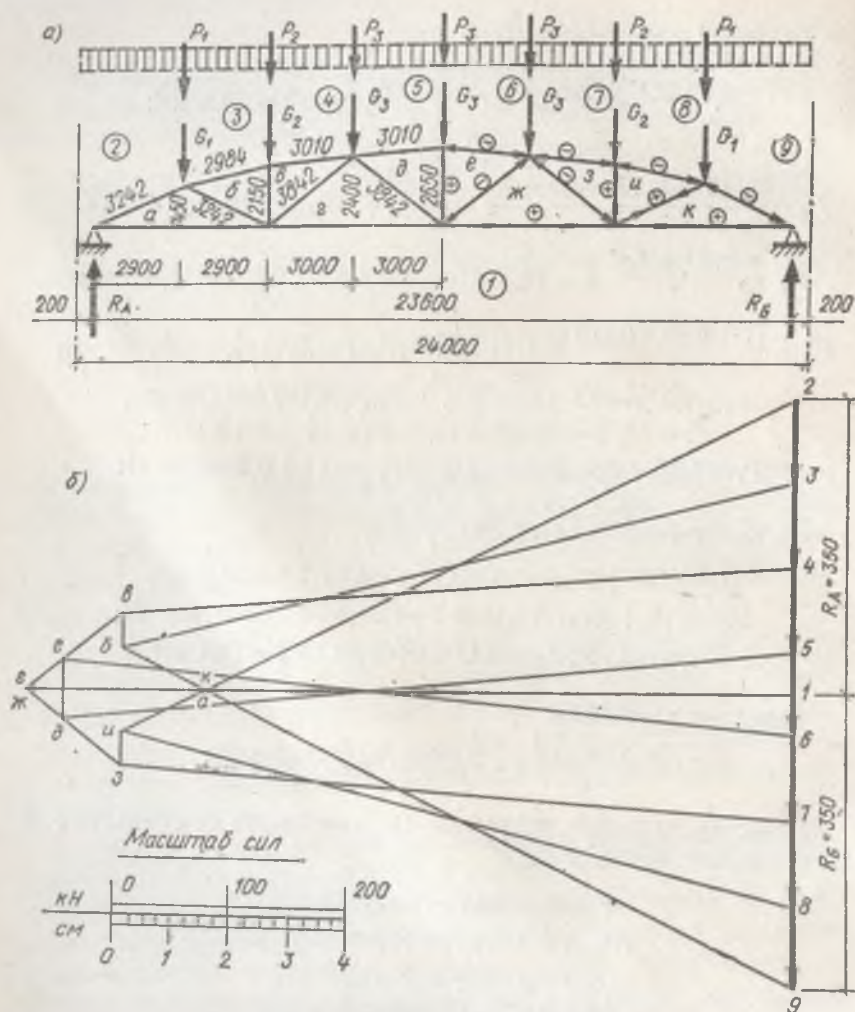


Рис. 5.19. Ферма при загрузке равномерно распределенной нагрузкой, приведенной к узловой

а — расчетная схема; б — диаграмма Максвелла — Кремоны

Определение усилий в элементах фермы. Усилия в стержнях фермы определяют обычно построением диаграмм Максвелла — Кремоны. Для загрузки фермы равномерно распределенной нагрузкой диаграмма показана на рис. 5.19, а для загрузки равномерно распределенной постоянной и временной треугольной нагрузками — на рис. 5.20. Правило построения диаграмм не приводится, так как это известно из курса строительной

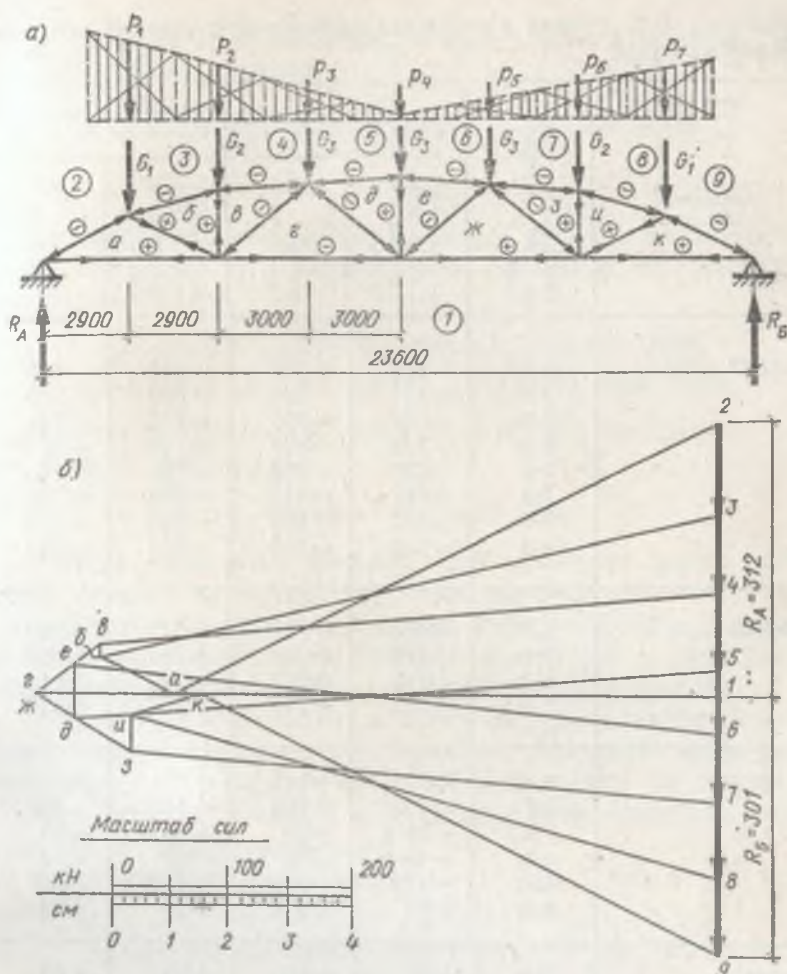


Рис. 5.20. Ферма при загрузении постоянной равномерно распределенной и треугольной временной нагрузками, приведенными к узловой

а — расчетная схема; б — диаграмма Максвелла — Крeмоны

механики. Найденные по диаграммам усилия в стержнях фермы сведены в табл. 5.7, из которой видно, что усилия в элементах фермы имеют большее значение при загрузении по схеме № 1, поэтому они принимаются для расчета арматуры.

Расчетные характеристики бетона и арматурной стали: для бетона класса В40 при $\gamma_{b2}=0,9$; $R_b=0,9 \cdot 22=19,8$ МПа; $R_{bt}=0,9 \cdot 1,4=1,26$ МПа, $R_{bt,ser}=2,1$ МПа, $E_b=32\,500$ МПа (с учетом тепловой обработки бетона);

Таблица 5.7. Усилия в стержнях сегментной фермы от действия узловых нагрузок

Элемент	Обозначение стержня по расчетной схеме	Усилия по схеме за- грузки № 1, кН		Усилия по схеме за- грузки № 2, кН	
		от постоянных и длительных нагрузок	полное за- гружение	от постоянных и длительных нагрузок	полное за- гружение
Верхний пояс	2-а	—650	—790	—640	—720
	3-б	—787	—835	—680	—760
	4-в	—667	—810	—660	—735
	5-д	—732	—890	—735	—765
	6-е	—732	—890	—735	—765
	7-з	—667	—810	—620	—700
	8-и	—687	—835	—640	—720
	9-к	—650	—790	—625	—690
Нижний пояс	1-а	+585	+710	+575	+650
	1-г	+765	+930	+740	+810
	1-ж	+765	+930	+740	+810
	1-к	+585	+710	+560	+620
Раскосы	а-б	+95	+115	+95	+110
	в-г	—123	—150	—100	—100
	г-д	—49,4	—60	—35	—50
	е-ж	—49,4	—60	—35	—50
	ж-з	—123	—150	—130	—130
	и-к	+95	+115	+70	+90
Стойки	б-в	+33	+40	+20	+20
	д-е	+61,8	+75	+40	+60
	з-и	+33	+40	+30	+40

Примечание. «—» сжатие, «+» растяжение.

прочность бетона — к моменту обжатия $R_{bp}=0,7 \cdot 40=$
 $=28$ МПа;

для арматурной стали класса А-V: $R_s=680$ МПа,
 $R_{s,ser}=785$ МПа, $E_s=1,9 \cdot 10^5$ МПа и для класса А-III,
 $d \geq 10$ мм, $R_s=365$ МПа, $E_s=2 \cdot 10^5$ МПа;

для канатов класса К-7 диаметром 15 мм $R_s=$
 $=1080$ МПа, $R_{s,ser}=R_{sn}=1295$ МПа, $E_s=1,8 \cdot 10^5$ МПа.

Значение контролируемого напряжения арматуры
при натяжении на упоры:

для канатов $\sigma_{sp} = 0,75R_{sn} = 0,75 \cdot 1295 = 970$ МПа, что удовлетворяет условиям:

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s, ser}; \quad \text{при } p = 0,05\sigma_{sp} = 0,05 \cdot 970 = 48,5 \text{ МПа};$$

$$970 + 48,5 = 1018 < 1295 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} - p = 970 - 48,5 = 921,5 > 0,3R_{s, ser} = 0,3 \cdot 1295 = 389 \text{ МПа};$$

для стержневой арматуры класса А-V $\sigma_{sp} = 0,9R_{s, ser} = 0,9 \cdot 785 = 708$ МПа; принимаем 700 МПа, что удовлетворяет условиям:

$$\sigma_{sp} + p = (700 + 0,05 \cdot 700) = 735 < R_{s, ser} = 785 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} - p = 700 - 35 = 665 > 0,3R_{s, ser} = 0,3 \cdot 785 = 236 \text{ МПа}.$$

Прочность бетона к моменту отпуска натяжения на-прягаемой арматуры

$$R_{bp} = 0,7B = 0,7 \cdot 40 = 28 \text{ МПа}.$$

Расчет элементов фермы. Как отмечено ранее, размеры сечений стержней приняты применительно к типовым фермам по каталогу серии ПК-01-129/68, поэтому далее только подбираем сечения арматуры с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$.

Расчет нижнего пояса. Расчет по предельным состояниям первой группы на прочность. Максимальное расчетное усилие согласно табл. 5.7 принимаем по стержню (1-г) $N = 930 \cdot 0,95 = 885$ кН. Определяем площадь сечения напрягаемой арматуры:

при применении канатов $d = 15$ мм класса К-7 при $\gamma_{s6} = 1,15$

$$A_{sp} = N / R_s \gamma_{s6} = 885\,000 / 1080(100)1,15 = 7,14 \text{ см}^2;$$

принято 6 $\varnothing 15$ К-7 с $A_{sp} = 8,5 \text{ см}^2$ (табл. 1 прил. II);

при применении стержней класса А-V

$$A_s = 885\,000 / 680(100)1,15 = 11,4 \text{ см}^2$$

принято 4 $\varnothing 20$ с $A_s = 12,56 \text{ см}^2$ (можно также назначить 6 $\varnothing 16$ с $A_s = 12,06 \text{ см}^2$).

Расчет по предельным состояниям второй группы. Согласно СНиП [13], конструкции с напрягаемой проволочной арматурой классов В-II и Вр-II или канатами К-7 при диаметре проволоки 3,5 мм и более относятся к третьей категории трещиностойкости, со стержневой арматурой класса А-V — также к третьей категории (см. табл. 2.7). Соответственно этой категории и выполняют расчет при действии расчетных ($\gamma_f > 1$) или нор-

мативных нагрузок ($\gamma_f=1$). При расчете нижнего пояса на трещиностойкость рекомендуется учитывать изгибающие моменты, возникающие в результате жесткости узлов, введением опытного коэффициента $\gamma_i=1,15$ и $\gamma_n=0,95$.

Расчетное усилие равно:

при учете всех нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$ $N=885$ кН;
то же, с коэффициентом $\gamma_f=1$

$$N^a=885/1,2=740 \text{ кН},$$

где 1,2 — коэффициент для приближенного пересчета усилий от действия нагрузок при $\gamma_f > 1$ к усилиям от нагрузок при $\gamma_f=1$.

Расчет нижнего пояса по образованию и раскрытию трещин сведен в табл. 5.8. Результаты расчета подтверждают, что принятые размеры сечения нижнего пояса и его армирование удовлетворяют условиям расчета по первой и второй группам предельных состояний.

Расчет верхнего пояса. Максимальное расчетное усилие по табл. 5.7 в стержнях (5-д) и (6-е) $N=890$ кН. Так как усилия в остальных панелях пояса мало отличаются от расчетных, то для унификации конструктивного решения все элементы верхнего пояса с учетом $\gamma_n=0,95$ армируем по усилию $N=890 \cdot 0,95=845$ кН, $N_{ld}=732 \cdot 0,95=695$ кН.

Принята арматура класса А-III, $R_s=365$ МПа. Сечение пояса $b \times h=25 \times 30$ см, длина панели $l=301$ см, расчетная длина $l_0=0,9l=0,9 \cdot 301=271$ см. Отношение $l_0/b=271/25=10,8 < 20$ и $l_0/h=271/30=9$. Пояс рассчитываем на внецентренное сжатие с учетом только случайного эксцентриситета $e_a=1$ см, что равно $1/30h=300/30=1$ см, и больше чем $1/600l=301/600=0,5$ см.

По условию (2.93) проверяем несущую способность сечения при $e_0 \leq e_a=1$ см.

$$N \leq \eta \varphi [R_b A + R_{sc} (A_s + A'_s)];$$

$$845\,000 \text{ Н} < 0,886(19,8 \cdot 750 + 365 \cdot 8,04) (100) = 1\,380\,000 \text{ Н},$$

условие удовлетворяется; для определения $\varphi=\varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b)\nu$ предварительно задаемся по конструктивным соображениям процентом армирования $\mu=1\%$ и вычисляем:

$$A_s + A'_s = \mu A = 0,01 \cdot 25 \cdot 30 = 7,5 \text{ см}^2,$$

что соответствует:

$$4 \varnothing 16 \text{ A-III}, A_s = 8,04 \text{ см}^2;$$

$$\nu = \frac{R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_b \gamma_{b2} A} = \frac{365 \cdot 8,04}{19,8 \cdot 750} = 0,198;$$

отношение $N_{ld}/N = 695/845 = 0,823$; по табл. 2.15 определяем $\varphi_b = 0,88$ и $\varphi_r = 0,895$; тогда $\varphi = 0,88 + 2(0,895 - 0,88)0,198 = 0,886$; коэффициент $\eta = 1$, так как $h = 30 \text{ см} > 20 \text{ см}$.

Проверяем прочность элемента с учетом влияния прогиба, так как $l_0/h = 9,0$. Определяем условную критическую силу N_{cr}

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] - \\ - \frac{6,4 \cdot 32 \cdot 500 (100)}{271^2} \left[\frac{53 \cdot 300}{1,822} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,212} + 0,1 \right) + 6,154 \cdot 786 \right] - \\ - 53,7 \cdot 10^3 \text{ Н} = 5370 \text{ кН};$$

где $I = 25 \cdot 30^3 / 12 = 56 \cdot 300 \text{ см}^4$; $\varphi_l = 1 + \beta M_{ld}/M_1 = 1 + 1 \cdot 7640/9300 = 1,822$; $\beta = 1$ — для тяжелого бетона; $\alpha = E_s/E_b = 2 \cdot 10^5 / 0,325 \cdot 10^5 = 6,154$; $\mu = 0,01$ (как ранее принято — 1 %); $I_s = \mu b h_0 (0,5h - a)^2 = 0,01 \cdot 25 \cdot 26 (0,5 \cdot 30 - 4)^2 = 786 \text{ см}^4$; $M_{ld} = M_{ld} + N_{ld}(h_0 - a)/2 = 0 + 695(26 - 4)/2 = 7640 \text{ кН} \cdot \text{см}$; $M_1 = M + N(h_0 - a)/2 = 0 + 845(26 - 4)/2 = 9300 \text{ кН} \cdot \text{см}$; $\delta_e = l_0/h = 0,01/0,3 = 0,033$; по п. 3.6 СНиП 2.03.01—84 $\delta_{l,min} = 0,5 - 0,01 \cdot 271/30 = 0,01 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,212$; примем $\delta_e = \delta_{l,min} = 0,212$.

Коэффициент $\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 845/5370) = 1,19$; тогда расстояние $e = e_0 \eta + 0,5h - a = 1 \cdot 1,19 + 0,5 \cdot 30 - 4 = 12,19 \text{ см}$.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,692}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,692}{1,1} \right)} = 0,545,$$

где

$$\omega = 0,85 - 0,008 \gamma_{b2} R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,692;$$

$$\sigma_{sR} = R_s = 365 \text{ МПа (при } d \geq 10 \text{ мм A-III)}.$$

Относительная продольная сила

$$n_1 = \frac{N}{\gamma_{b2} R_b b h_0} = \frac{845 \cdot 000}{0,9 \cdot 22 \cdot 25 \cdot 26 (100)} = 0,659 > \xi_R = 0,545;$$

Таблица 5.8 Расчет нижнего пояса по образованию, раскрытию и закрытию трещин

Вид расчета и формула	Данные расчета при армировании	
	канатами класса К-7	стержнями класса А-V
1	2	3
Расчетное усилие N , кН (при $\gamma_f > 1$)	885	885
То же, при $\gamma_f = 1$	740	740
Приведенное сечение, см ³ $A_{red} = A + \alpha A_{sp}; \alpha = E_s/E_b$	$25 \cdot 30 + \frac{1,8 \cdot 10^5}{0,325 \cdot 10^5} 8,5 = 797$	$25 \cdot 30 + \frac{1,9 \cdot 10^5}{0,325 \cdot 10^5} 12,56 = 823$
Принятые характеристики: контролируемое напряжение при натяжении σ_{sp} , МПа прочность бетона при обжатии $R_{bp} = 0,7 B$, МПа коэффициент точности натяжения арматуры при подсчете потерь, γ_{sp} то же, при расчете по образованию трещин, λ_{sp}	$0,75 \cdot 1295 = 970$ $0,7 \cdot 40 = 28$ 1 0,9	$0,9 \cdot 785 \approx 700$ 28 1 0,9

Расчет по образованию трещин

Подсчет первых потерь напряжений
арматуры $\sigma_{\text{пот}}$:
от релаксации напряжений ста-
ли, МПа, при механическом спо-
собе натяжения

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s, \text{сер}}} - 0,1 \right) \sigma_{sp};$$

$$\sigma_1 = 0,1 \sigma_{sp} - 20$$

от температурного перепада при
 $\Delta t = 65^\circ \text{C}$, МПа; $\sigma_2 = 1,25 \Delta t$;
от деформации анкеров при на-
тяжении на жесткие упоры стенда
до бетонирования, МПа,

$$\sigma_3 = E_s \Delta l / l$$

$$\left(0,22 \frac{970}{12,95} - 0,1 \right) 970 = 73,2$$

$$1,25 \cdot 65 = 81,2$$

$$1,8 \cdot 10^5 \cdot 0,2 / 2500 = 14,5$$

(при $\Delta l = 2$ мм)

$$0,1 \cdot 700 - 20 = 50$$

$$81,2$$

$$1,9 \cdot 10^5 \cdot 0,425 / 2500 = 32,4$$

$$\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 20 =$$

$$= 4,25 \text{ мм}$$

Усилие обжатия бетона кН, с уче-
том потерь $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ при $\gamma_{sp} = 1$;
 $P_1 = \gamma_{sp} A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) (10^{-1})$

$$1 \cdot 8,5 (970 - 63,2 - 81,2 - 15,5) \times$$

$$\times (10^{-1}) = 690$$

$$1 \cdot 12,56 (700 - 50 - 81,2 - 32,4) \times$$

$$\times (10^{-1}) = 674$$

Напряжение обжатия бетона от дей-
ствия усилия P_1 , МПа;
 $\sigma_{bp} = P_1 / A_{red}$

$$\frac{690 \cdot 1000}{797 (100)} = 8,6$$

$$\frac{674 \cdot 1000}{823 (100)} = 8,2$$

Отношение σ_{bp} / R_{bp}
СНиП 2.03.1—84)

(см. табл. 6

$$8,6 / 20 = 0,31 < \alpha = 0,8$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 28 = 0,95 > 0,8$$

$$8,2 / 28 = 0,29 < \alpha = 0,8$$

Вид расчета и формула	Данные расчета при армировании	
	канатами класса К-7	стержнями класса А-V
1	2	3
от деформации бетона вследствие быстронатекающей ползучести при $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq \alpha = 0,80$; $\sigma_6 = 0,80 \cdot 40 \times (\sigma_{bp}/R_{bp})$, МПа — при тепловой обработке	$0,85 \cdot 40 \cdot 0,31 = 10,6$	$0,85 \cdot 40 \cdot 0,29 = 9,9$
Суммарные значения первых потерь МПа; $\sigma_{l0s1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6$	$62,2 + 81,2 + 14,5 + 10,6 = 169,5$	$5 + 81,2 + 32,4 + 9,9 = 173,5$
Напряжение в арматуре за вычетом первых потерь, МПа: $\sigma_{01} = \sigma_{sp} - \sigma_{l0s1}$	$970 - 169,5 = 800,5$	$700 - 173,5 = 526,5$
Усилие предварительного обжатия бетона с учетом первых потерь, кН; $P_{01} = \sigma_{01} A_{sp} (10^{-1})$	$800,5 \cdot 8,5 (10^{-1}) = 680,4$	$526,5 \cdot 12,56 (10^{-1}) = 661,3$
Напряжение в бетоне от действия усилия P_{01} , МПа; $\sigma_{bp} = P_{01}/A_{red}$	$680400/797 (100) = 8,53$	$661300/823 (100) = 8,03$

Подсчет вторых потерь:
от усадки бетона, подвергнутого тепловой обработке, при бетоне класса В40, σ_8 , МПа
от ползучести бетона при $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75$, МПа;
 $\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 (\sigma_{bp}/R_{bp})$

40
 $0,85 \cdot 150 \cdot 0,305 = 39$
 $\sigma_{bp}/R_{bp} = 8,53/28 = 0,305$

40
 $0,85 \cdot 150 \cdot 0,287 = 34,6$
 $\sigma_{bp}/R_{bp} = 8,03/28 = 0,287$

Суммарное значение вторых потерь, МПа:
 $\sigma_{l0s2} = \sigma_8 + \sigma_9$

$40 + 39 = 79$

$40 + 34,6 = 74,6$

Полные потери предварительного напряжения, МПа; $\sigma_{l0s} = \sigma_{l0s1} + \sigma_{l0s2}$

$169,5 + 79 = 248,5 > 100$

$173,5 + 74,6 = 248,1 > 100$

Напряжение в арматуре за вычетом всех потерь, МПа; $\sigma_{02} = \sigma_{sp} - \sigma_{l0s}$

$970 - 248,5 = 721,5$

$700 - 248,1 = 451,9$

Расчетное отклонение напряжений при механическом способе натяжения

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}} \right)$$

$0,5 \frac{48,5}{970} \left(1 + \frac{1}{6} \right) = 0,035 < 0,1$

$0,5 \frac{35}{700} \left(1 + \frac{1}{4} \right) = 0,038 < 0,1$

значения γ_{sp} :
 $\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$;
 $\gamma_{sp} = 1 + \Delta \gamma_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1$

принято $\Delta \gamma_{sp} = 0,1$
 $\gamma_{sp} = 0,9$ и $1,1$

принято $\Delta \gamma_{sp} = 0,1$
 $\gamma_{sp} = 0,9$ и $1,1$

Вид расчета и формула	Данные расчета при армировании	
	канатами класса К-7	стержнями класса А-V
1	2	3
Полное усилие обжатия бетона при $\gamma_{sp}=1-0,1=0,9$ кН; $P_{02}=\gamma_{sp}\sigma_{02}A_{sp}(10^{-1})-(\sigma_6+\sigma_8+\sigma_9)A_s$	$0,9 \cdot 721,5 \cdot 8,5(10^{-1}) - (10,6+40+39)2,26(10^{-1}) = 533$	$0,9 \cdot 451,9 \cdot 12,56(10^{-1}) - (10^{-1})(9,9+40+34,6)2,26 = 493$
Усилие, воспринимаемое сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин, кН; $N_{crc}=\gamma_i[R_{bt,ser}(A+2\alpha A_s)+P_{02}]$	$0,85[2,1(25 \cdot 30+2 \cdot 6,46 \cdot 2,26) \times (10^{-1})+533]=687 < N^n=740$; здесь $A_s=2,26$ см ² (8 Ø 6 А-I), продольная арматура огибающих сеток	$0,85[2,1(25 \cdot 30+2 \cdot 6,46 \cdot 2,26) \times (10^{-1})+493]=657 < N^n=740$; $A_s=2,26$ см ² (8 Ø 6 А-I); $\alpha=2,1 \cdot 10^5/0,325 \cdot 10^5=6,46$
Так как $N^n > N_{crc}$, то трещиностойкость сечения не обеспечена и поэтому необходим расчет на раскрытие трещин		

Расчет по кратковременному раскрытию трещин

Расчетное нормативное усилие N^n от действия всех нагрузок при $\gamma_f=1$, кН

740

740

Ширина раскрытия трещин, мм, по формуле (2.120):

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

где по п. 4.14 СНиП 2.03.01-84:
 $\delta=1,2$ для растянутых элементов
 $\varphi_i=1$, $\eta=1$ для стержневой арматуры и $\eta=1,2$ для канатов;
коэффициент армирования $\mu = A_{sp}/A$; σ_s — приращение напряжений, МПа

$$\sigma_s = \frac{N^n - P_{02}}{A_{sp}} (10);$$

$$1,2 \cdot 1 \cdot 1,2 (243/1,8 \cdot 10^5) 20(3,5 - 100 \cdot 0,0113) \sqrt[3]{15} = 0,227 < [a_{crc1}]_{lim} = 0,3 \text{ мм};$$

$$\mu = 85/25 \cdot 30 = 0,0113$$

$$\sigma_s = \frac{(740 - 533)(10)}{8,5} = 243$$

$$1,2 \cdot 1 \cdot 1,2 \frac{197}{1,9 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,0168) \sqrt[3]{20} = 0,123 < [a_{crc1}]_{lim} = 0,3 \text{ мм};$$

$$\mu = 12,56/25 \cdot 30 = 0,168$$

$$\sigma_s = \frac{740 - 493(10)}{12,56} = 197$$

Ширина раскрытия трещин a_{crc} меньше предельной $[a_{crc1}]_{lim}$; условие удовлетворяется.

Расчет по продолжительному раскрытию трещин

Расчетное усилие от действия постоянных и длительных нагрузок при $\gamma_f=1$,
 $N_{ld} \approx N_{\gamma n}/1,2$

$$765 \cdot 0,95/1,2 = 606$$

606

Приращение напряжений $\sigma_s = (N_{ld}^n - P_{02})/A_{sp}$

$$(606 - 533)(10)/8,5 = 86$$

$$(606 - 493)(10)/12,56 = 90$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин

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

$$1,2 \cdot 1,43 \cdot 1,2 \frac{86}{1,8 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \times 0,0113) \sqrt[3]{15} = 0,115 < [a_{crc2}]_{lim} = 0,2 \text{ мм};$$

$$\varphi_i = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0113 = 1,43$$

$$1,2 \cdot 1,35 \cdot 1,2 \frac{90}{1,9 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,0168) \sqrt[3]{20} = 0,076 < [a_{crc2}]_{lim} = 0,2 \text{ мм};$$

$$\varphi_i = 1,6 - 15 \cdot 0,0168 = 1,35$$

Условия по продолжительному раскрытию трещин удовлетворяются, $a_{crc} < [a_{crc2}]_{lim}$.

значение

$$m = \frac{Ne}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{845\,000 \cdot 12,19}{0,9 \cdot 22 (100) 25 \cdot 26^2} = 0,308;$$

$$\delta' = a/h_0 = 4/26 = 0,154.$$

При $n_1 = 0,659 > \xi_R = 0,545$ требуемая площадь симметрично расположенной арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b2} R_b b h_0}{R_s} \frac{m - n_1 (1 - 0,5 n_1)}{1 - \delta'} = \frac{0,9 \cdot 22 (100) 25 \cdot 26}{365 (100)} \frac{0,308 - 0,659 (1 - 0,5 \cdot 0,659)}{1 - 0,154} = < 0,$$

получается отрицательное значение, следовательно, по расчету на внецентренное сжатие с учетом влияния прогиба при принятом сечении пояса 25×30 см арматура не требуется. Оставляем размер сечения верхнего пояса одинаковым с нижним поясом и армирование по расчету при случайном эксцентриситете $e_0 = e_a - 4\varnothing 16$ А-III.

Расчет элементов решетки. Рассмотрим первые раскосы ($a-b$) и ($u-k$), которые подвергаются растяжению максимальным усилием $N = 115$ кН ($N_{ld} = 95$ кН), а с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$ $N = 115 \cdot 0,95 = 109,25$ кН и $N_{ld} = 96 \cdot 0,95 = 90,25$ кН. Сечение раскосов 25×15 см, арматура класса А-III, $R_s = 365$ МПа.

Требуемая площадь рабочей арматуры по условию прочности

$$A_s = N/R_s = 109\,250/365 (100) = 3 \text{ см}^2;$$

принимаем $4 \varnothing 12$ А-III, $A_s = 4,52 \text{ см}^2$.

Процент армирования

$$\mu = \frac{A_s}{A} 100 = \frac{4,52}{15 \cdot 25} 100 = 1,2 \% > \mu_{min} = 0,1 \%.$$

Определяем ширину длительного раскрытия трещин a_{crc} при действии усилия от постоянных и длительных нагрузок, учитываемых с коэффициентом $\gamma_f = 1$:

$$N_{ld}^n = N_{ld}/\gamma_{f,m} = 90,25/1,2 = 75,2 \text{ кН};$$

$$\sigma_s = N_{ld}^n/A_s = 75\,200/4,52 = 16\,600 \text{ Н/см}^2 = 166 \text{ МПа};$$

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

$$= 1,2 \cdot 1,42 \cdot 1 (166/2 \cdot 10^5) 20 (3,5 - 100 \cdot 0,012) \sqrt[3]{12} =$$

$$= 0,15 \text{ мм} < [a_{crc}]_{lim} = 0,2 \text{ мм},$$

где $\varphi_l = 1,6 - 15 \cdot 0,012 = 1,42$; $\gamma_{f,m} \approx 1,2$ — средний коэффициент надежности по нагрузке для пересчета расчетных усилий в нормативные.

Принятое сечение раскоса по длительному раскрытию трещин удовлетворяет условию (2.5).

Остальные растянутые раскосы и стойки, для которых по табл. 6.7 значение усилия меньше, чем для крайних раскосов, армируем конструктивно 4 Ø 10 А-III, $A_s = 3,14 \text{ см}^2$. Процент армирования $\mu = 100 A_s/A = 100 \cdot 3,14/25 \cdot 15 = 0,84 \% > \mu_{\min}$. Несущая способность сечения $N_c = R_s A_s = 365(100) 3,14 = 114,7 \cdot 10^3 \text{ Н} \approx 115 \text{ кН}$.

Рассчитываем наиболее нагруженные сжатые раскосы (в—г) и (ж—з), $N = 150 \cdot 0,95 = 142,5 \text{ кН}$. Геометрическая длина раскосов $l = 384 \text{ см}$, расчетная $l_0 = 0,9l = 0,9 \cdot 384 = 346 \text{ см}$. Расчет раскосов ведут как внецентренно сжатых элементов с учетом случайного эксцентриситета $e_a = h/30 = 15/30 = 0,5 \text{ см}$; $e_a = l_0/600 = 346/600 = 0,58 \text{ см}$ и не менее 1 см; принят $e_a = 1 \text{ см}$. Отношение $l_0/h = 346/15 = 23 > 20$, расчет следует выполнять с учетом влияния прогиба на значение эксцентриситета продольной силы. Принимаем симметричное армирование сечения, $A_s = A'_s$; $\xi = x/h_0 \approx 1$ и $\eta = 1$.

Требуемая площадь сечения арматуры по условию (2.92):

$$A_s = A'_s = \frac{Ne - \gamma_{b2} R_b S_0}{R_{sc}(h_0 - a')} = \frac{142\,500 \cdot 5 - 19,8(100) 2810}{365(100)(11,5 - 3,5)} = < 0,$$

где

$$e = e_0 \eta + (h/2) - a = 1 \cdot 1 + 15/2 - 3,5 = 5 \text{ см};$$

$$\gamma_{b2} R_b = 0,9 \cdot 22 = 19,8 \text{ МПа};$$

$$S_0 = 0,5bh^2 = 0,5 \cdot 25 \cdot 15^2 = 2810 \text{ см}^3;$$

принимаем из конструктивных соображений 4 Ø 10 А-III, $A_s = 3,14 \text{ см}^2$; $\mu = [3,14/(25 \cdot 15)] 100 = 0,837 \%$.

Аналогично конструктивно армируем все остальные сжатые раскосы, так как усилия в них меньше, чем для раскоса (в—г).

Расчет и конструирование узлов фермы. При конструировании сегментной фермы необходимо уделять особое внимание надлежащей заделке сварных каркасов элементов решетки в узлах. Длину заделки $l_{ан}$ напрягаемой арматуры, согласно Руководству¹ по расчету ферм, принимают: для канатов диаметром 12—15 мм $l_{ан} = 150 \text{ см}$; для проволоки периодического профиля 100 см и для стержневой арматуры $35d$, где d — диаметр стержня, см. При меньшей длине заделки анк-

¹ Руководство по расчету и конструированию железобетонных ферм покрытий. — М.: Госстрой СССР, 1971.

ровка напрягаемой арматуры обеспечивается постановкой по расчету соответствующих поперечных стержней.

Требуемая площадь поперечного сечения продольных ненапрягаемых стержней в нижнем поясе в пределах опорного узла

$$A_s = \frac{0,2 N}{R_s} = \frac{0,2 \cdot 674\,500}{365(100)} = 3,69 \text{ см}^2,$$

где $N = 710 \cdot 0,95 = 674,5$ кН — расчетное усилие в стержне (1-а) нижнего пояса с учетом $\gamma_n = 0,95$; принято 4 Ø 12 А-III, $A_s = 4,52 \text{ см}^2$. Длина заделки $l_{an} = 35d = 35 \cdot 1,2 = 42$ см, что меньше фактического значения заделки $l_{1,a} = 50$ см.

Расчет поперечной арматуры в опорном узле. Расчетное усилие из условия прочности в наклонном сечении по линии отрыва АВ (рис. 5.21):

$$N_w = \frac{N - N_{sp} - N_s}{\text{ctg } \alpha} = \frac{674,5 - 324,4 - 165}{1,8} = 103 \text{ кН},$$

где $N_{sp} = R_{sp} A_{sp} l_1 / l_{ap} = 1080(10^{-1}) 8,5 \cdot 53 / 150 = 324,4$ кН; $N_s = R_s A_s l_{1a} / l_{an} = 365(10^{-1}) 4,52 \cdot 1 = 165$ кН; $l_{1a} / l_{an} = 50 / 42 = 1,2$, что больше 1; принимаем 1; $\alpha = 29^\circ$ — угол наклона линии АВ; $\text{ctg } 29^\circ = 1,8$.

Площадь сечения одного поперечного стержня

$$A_{sw} = \frac{N_w}{n R_{sw}} = \frac{103\,000}{290(100) 14} = 0,28 \text{ см}^2,$$

где $R_{sw} = 290$ МПа (при $d \geq 10$ мм класса А-III); n — количество поперечных стержней в узле, пересекаемых линией АВ; при двух каркасах и шаге стержней 100 мм $n = 2 \cdot 7 = 14$ шт.);

из конструктивных соображений принимаем стержни Ø 10 А-III, $A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$.

Из условия обеспечения прочности на изгиб в наклонном сечении (по линии АС, рис. 5.21, а) требуемая площадь поперечного стержня

$$A_{sw} \geq \frac{N_1 (l_y - a) \sin \beta - N_{sp} \left(h_{op} - \frac{x}{2} \right) - N_s \left(h_{os} - \frac{x}{2} \right)}{n R_{sw} z_{sw}}, \quad (5.1)$$

где β — угол наклона приопорной панели; $\text{tg } \beta = 145/290 = 0,5$ и $\beta = 26^\circ 36'$; $\sin \beta = \sin 26^\circ 36' = 0,448$; $h_{op} = h_{os} = h - h_1/2 = 78 - 30/2 = 63$ см; $N_1 = 790 \cdot 0,95 = 751$ кН — усилие в приопорном стержне (2-а); x — высота сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{N_{sp} + N_s}{\gamma_b R_{bb}} = \frac{324,4 + 165}{0,9 \cdot 22(10^{-1}) 25} = 9,89 \text{ см};$$

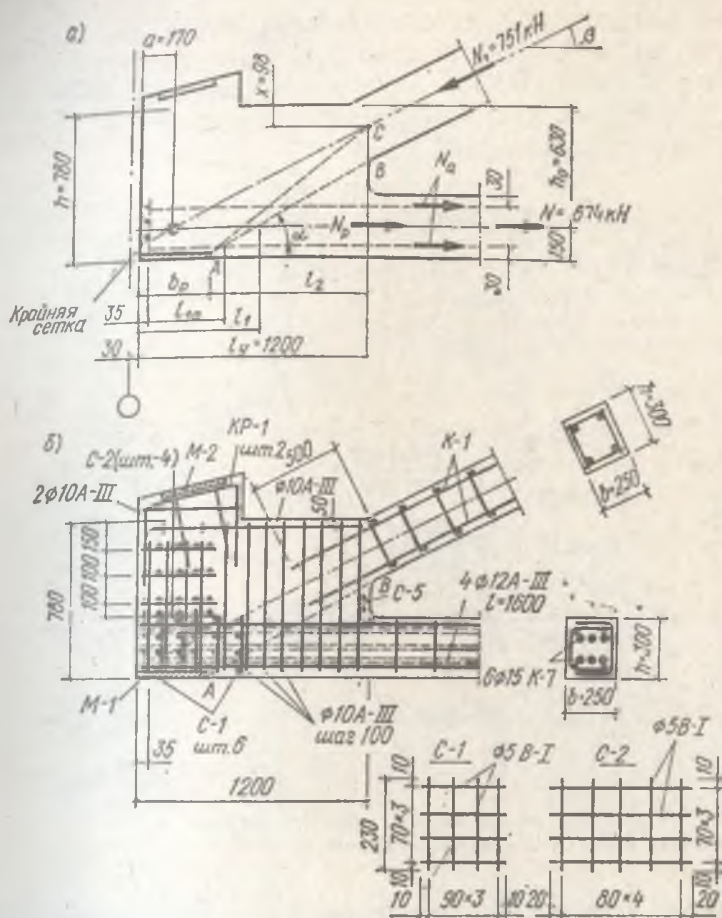


Рис. 5.21. Опорный узел сегментной фермы

а — расчетная схема; б — деталь армирования

$z_{sw} \approx 0,6h_0 = 0,6 \cdot 63 = 37,8$ см — расстояние от центра тяжести сжатой зоны бетона до равнодействующей усилий в поперечной арматуре опорного узла:

$$A_{sw} \geq \frac{751(120 - 17)0,448 - 324,4 \left(63 - \frac{9,89}{2} \right) - 165 \left(63 - \frac{9,89}{2} \right)}{14 \cdot 290 (10^{-1}) 37,8} = 0,41 \text{ см}^2,$$

что меньше принятого $\varnothing 10 \text{ A-III}$ с $A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$; условие прочности на изгиб в наклонном сечении удовлетворяется.

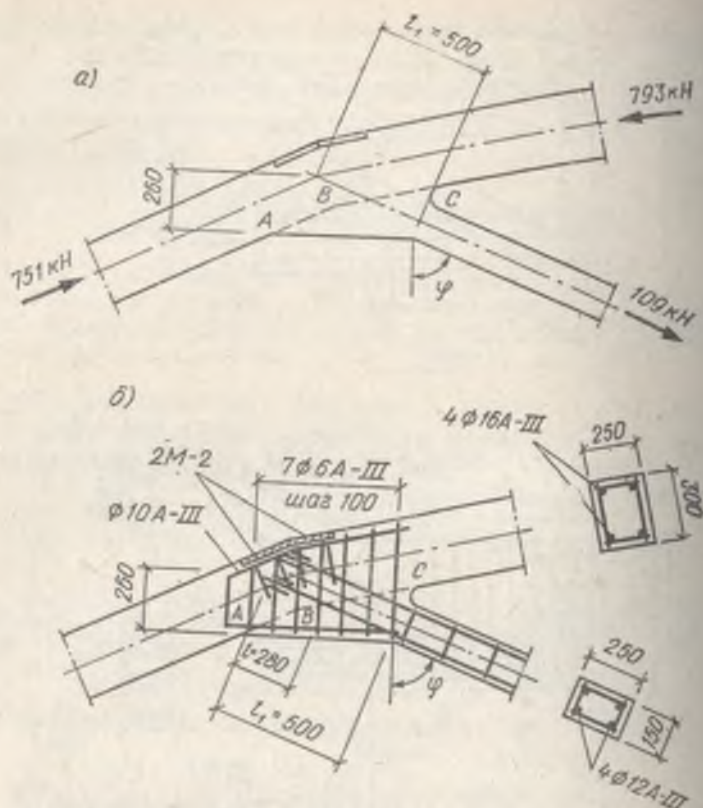


Рис. 5.22. Промежуточный узел сегментной фермы
а — расчетная схема; б — деталь армирования

Расчет поперечной арматуры в промежуточном узле. Рассмотрим первый промежуточный узел, где к верхнему поясу примыкает растянутый раскос (а—б), нагруженный максимальным расчетным усилием $N=115 \times 0,95=109,2$ кН (рис. 5.22). Фактическая длина заделки стержней раскоса (а—б) за линии АВС=28 см, а требуемая длина заделки арматуры $\varnothing 12$ А-III составляет $l_{an}=35d=35 \cdot 1,2=42$ см.

Необходимое сечение поперечных стержней каркасов определяем по формуле

$$A_{sw} \geq \frac{N_{sw}}{nR_{sw}} = \frac{N \left(1 - \frac{k_2 l_1 + a}{k_1 l_{an}} \right)}{nR_{sw} \cos \varphi} = \frac{109 \left(1 - \frac{1,28 + 3,6}{0,66 \cdot 42} \right)}{14 \cdot 290 (10^{-1}) 0,448} = < 0,$$

где a — условное увеличение длины заделки растянутой арматуры, при наличии на конце коротыша или петли $a=3d=3 \cdot 1,2=3,6$ см, $k_2=1$ для узлов верхнего пояса и $k_2=1,05$ для узлов нижнего пояса.

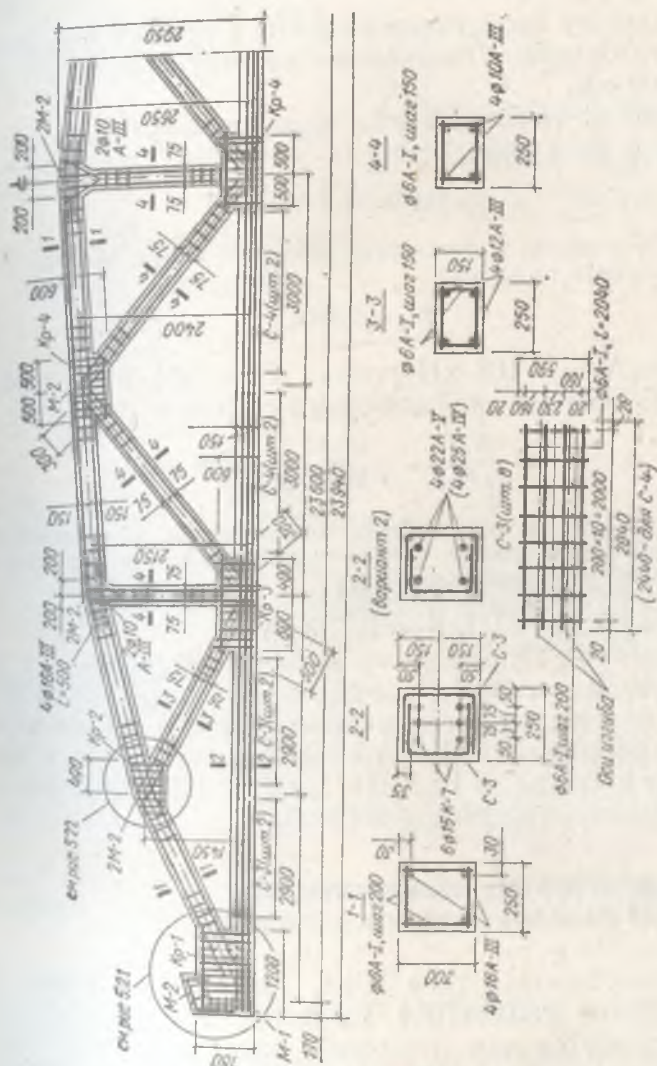


Рис. 5.23. Армирование сегментной фермы пролетом $L=24$ м

са; φ — угол между поперечными стержнями и направлением растянутого раскоса; в примере $\varphi = 63^\circ 24'$ по углу наклона первого раскоса ($a-b$) из геометрической схемы; $\cos \varphi = \cos 63^\circ 23' = 0,448$; $R_{sw} = 290$ МПа $= 29$ кН/см²; $k_1 = \sigma_s / R_s = 241/365 = 0,66$; $\sigma_s = N/A_s = 109/4,52 = 24,1$ кН/см² $= 241$ МПа; n — количество поперечных стержней в каркасах, пересекаемых линией ABC ; в данном примере при двух каркасах и шаге $s = 100$ мм, $n = 14$.

По расчету поперечные стержни в промежуточном узле не требуются. Назначаем конструктивно $\varnothing 6$ А-III через 100 мм.

Площадь сечения окаймляющего стержня в промежуточном узле определяем по условному усилию

$$N_{os} = 0,04(D_1 + 0,5D_2), \quad (5.2)$$

где D_1, D_2 — усилия в растянутых раскосах, а при наличии только одного растянутого раскоса

$$N_{os} = 0,04D_1. \quad (5.3)$$

При $D_1 = N_{a-b} = 105$ кН усилие $N_{os} = 0,04 \cdot 105 = 4,36$ кН. Площадь сечения окаймляющего стержня

$$A_s = \frac{N_{os}}{n_s R_{so}} = \frac{43600}{2 \cdot 90(100)} = 0,24 \text{ см}^2,$$

где $R_{so} = 90$ МПа во всех случаях, установленное из условия ограничения раскрытия трещин; $n_s = 2$ — число каркасов в узле или число огибающих стержней в сечении;

принят $\varnothing 10$ А-III, $A_s = 0,785 \text{ см}^2$.

Аналогично изложенному выполняют расчет и в других узлах. В узлах, где примыкают сжатые раскосы и стойки, проектируем поперечные стержни из конструктивных соображений $\varnothing 6$ А-III с шагом 100 мм, а окаймляющие стержни $\varnothing 10$ А-III. На рис. 5.23 показана схема армирования фермы и сечений.

§ 23. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СВОДЧАТЫХ ПАНЕЛЕЙ-ОБОЛОЧЕК ТИПА КЖС

Панели-оболочки типа КЖС (крупноразмерные, железобетонные, сводчатые) согласно Руководству [10] предназначаются для покрытий одно- и многоэтажных зданий пролетами 12, 18 и 24 м, с фонарями и без фонарей, бескрановых и оборудованных подвесным транспортом грузоподъемностью до 5 т или мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т. В покрытии панели опираются на балки, уложенные по колоннам с шагом 6÷

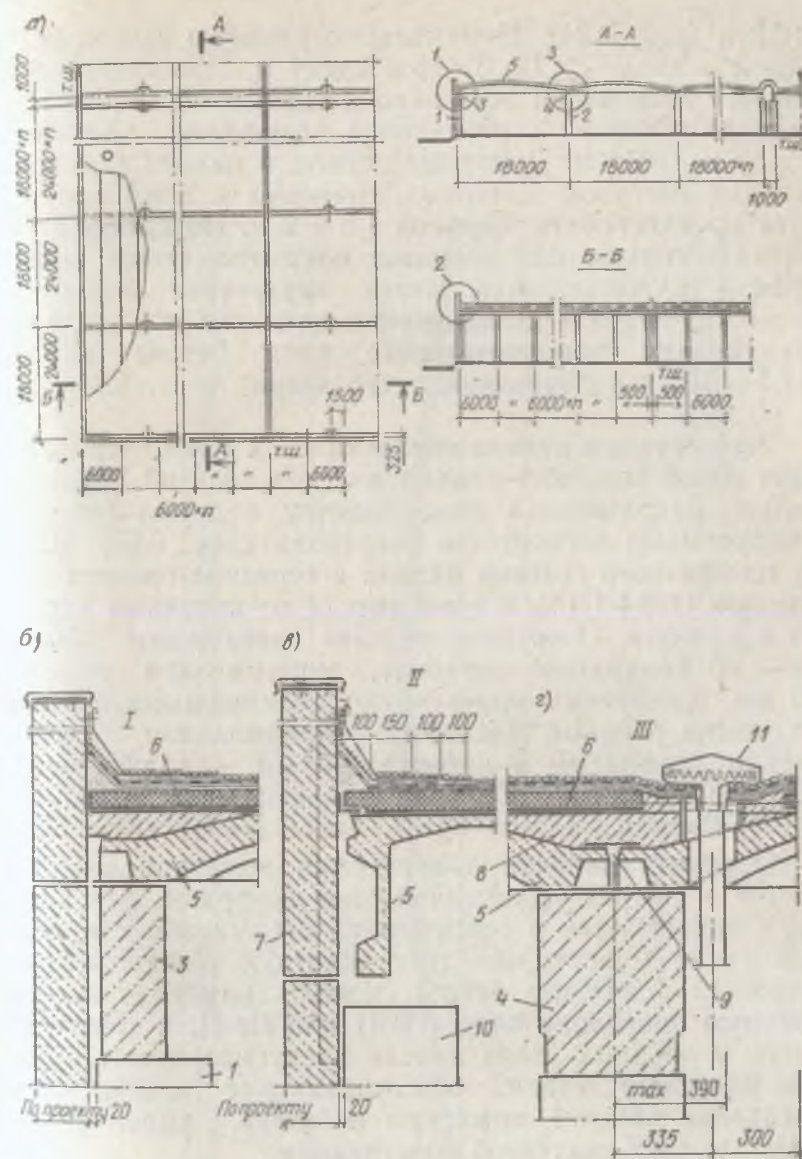


Рис. 5.24. План, разрезы и детали узлов покрытия с панелями — оболочками КЖС

а — план; б — узел I; в — узел II; г — узел III; 1 — колонны крайнего ряда; 2 — колонны среднего ряда; 3 — подстропильная балка крайняя; 4 — то же, средняя; 5 — панели-оболочки КЖС; 6 — покрытие со слоями сверху вниз: гравий на битумной мастике, дополнительный (в ендове) и основные слои водоизоляционного ковра (по проекту), выравнивающая стяжка (по проекту), теплоизоляционный слой (по расчету), пароизоляция — один-два слоя рубероида на мастике по СНиП 11-26-76; 7 — стеновая панель; 8 — набетонка из бетона класса В10; 9 — слой рулонного кровельного материала; 10 — колонна Факверка; 11 — воронка

$\div 12$ м (рис. 5.24). Номинальные размеры основных панелей в плане 3×12 , 3×18 и 3×24 м. При соответствующем обосновании возможно изготовление панелей непосредственно на строительной площадке размерами 3×30 и 3×36 м. Доборные панели и панели для повышенных нагрузок (снеговых, крановых и т. п.) допускается проектировать шириной 1,5 и 2 м. По панелям устраивают теплое или холодное покрытие. Отвод воды с кровли осуществляется через внутренние водостоки. В местах ендов и расположения воронок предусматривают укладку дополнительного слоя бетона классов В7,5–В10 и водоизоляционного ковра (рис. 5.24, узлы I, II, III).

Конструкция панели-оболочки типа КЖС представляет собой короткий цилиндрический пологий предварительно напряженный свод-оболочку с двумя ребрами-диафрагмами сегментного очертания (рис. 5.25). Высоту поперечного сечения панели в середине пролета принимают $1/20 \div 1/15 l_0$ в зависимости от величины нагрузки и пролета. Очертание верхней поверхности оболочки — по квадратной параболе, минимальная толщина 30 мм. Диафрагмы проектируют облегченными с вертикальными ребрами жесткости. Минимальная толщина стенок диафрагмы в пролете 40 мм, а вблизи опоры 50 мм. Сопряжение оболочки с диафрагмами выполняют с устройством пологих вутов, уклон $i = 1/5$ (рис. 5.26).

Основная рабочая напрягаемая арматура располагается в нижней утолщенной зоне диафрагм. Эта арматура принимается в основном из стержневой свариваемой стали (одного или двух вплотную расположенных стержней в каждом ребре), можно применять высокопрочную проволоку класса В-II или Вр-II, а также канаты. В опорных узлах панели предусматривают стальные анкерные детали, обеспечивающие надежное закрепление рабочей арматуры в бетоне, выполняющей роль затяжки сводчатой конструкции.

Оболочку армируют по расчету сетками рулонного типа. Площадь сечения арматуры оболочки в средней части панели (между точками 4–5, рис. 5.27) должна составлять не менее: поперечной 0,3, продольной 0,2 %. Диафрагмы армируют сварными каркасами только в приопорных зонах (длиной $0,1 l_0$ или немного больше), а в средней части стержнями-подвесками, расположенными в вертикальных ребрах. Панели типа КЖС проек-

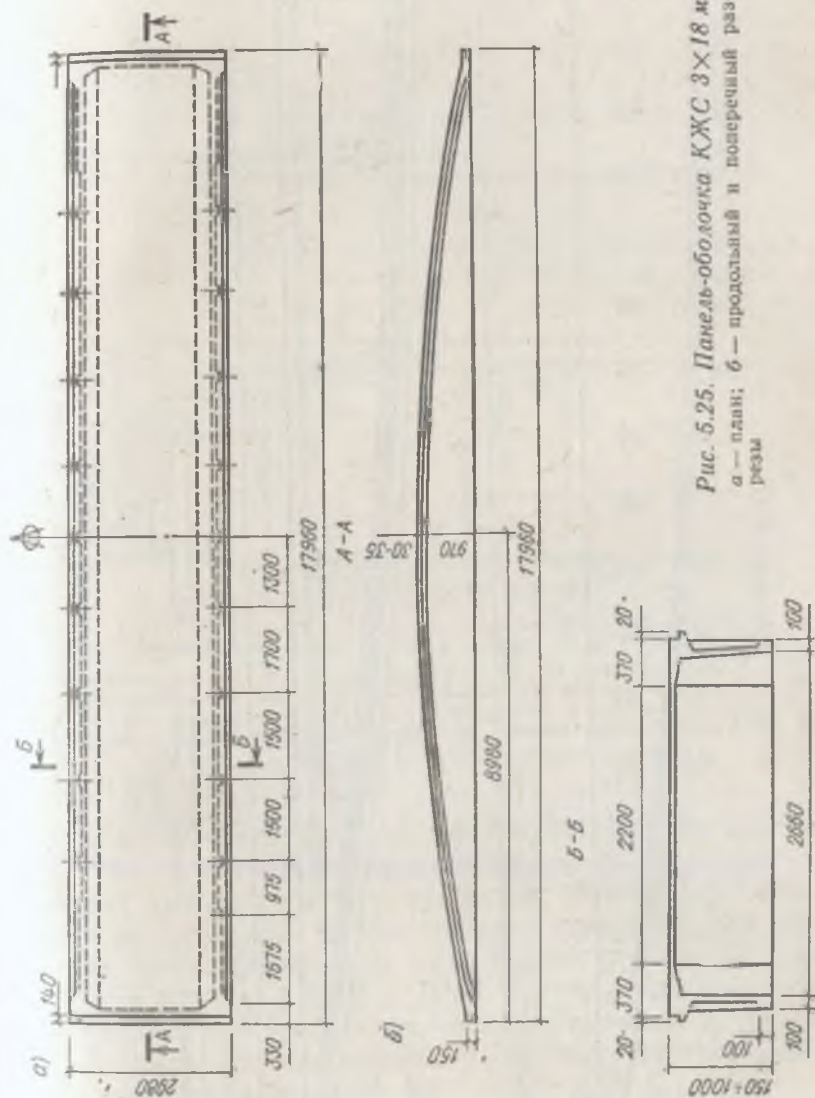


Рис. 5.25. Панель-оболочка КЖС 3×18 м
а — план; б — продольный и поперечный раз-
резы

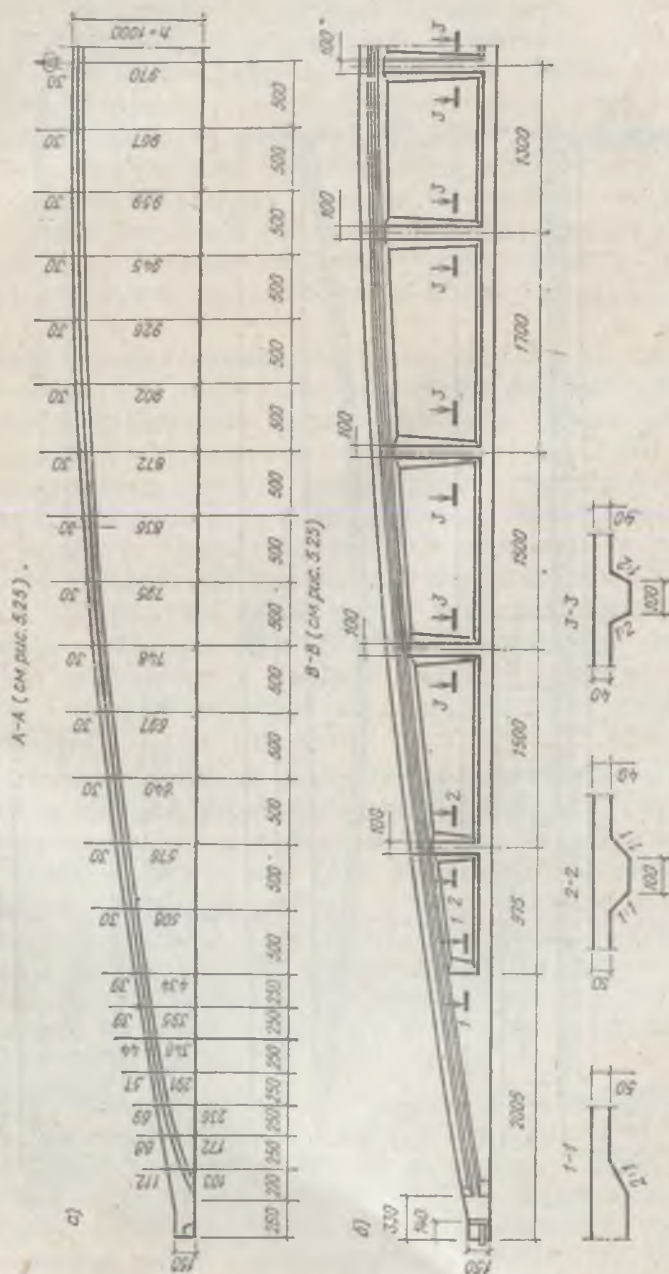


Рис. 5.26. Геометрические размеры панели-оболочки КЖС
а — по образующей оболочке; б — разбивка ребер жесткости диафрагм

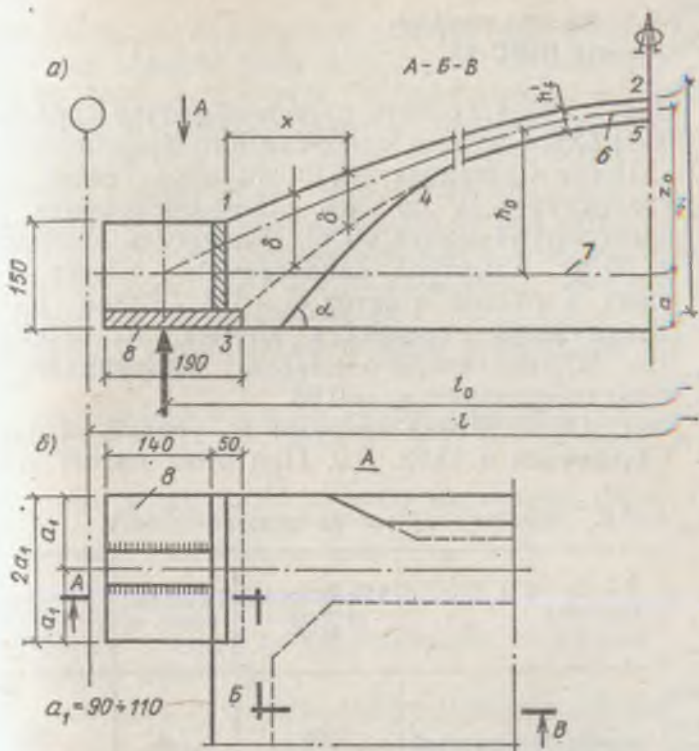


Рис. 5.27. Расчетная геометрическая схема панели-оболочки. 1—5 — а — продольный разрез; б — план опорной части по оси диафрагмы; 6 — ось оболочки; 7 — ось напрягаемой арматуры; 8 — деталь арматуры диафрагмы; $\alpha \leq 0,5$ — угол наклона нижней поверхности оболочки у торца панели ($\tan \alpha \leq 0,5$)

тируют из бетона классов по прочности на сжатие В25÷В50. Конструкция панелей позволяет устраивать в оболочке технологические отверстия диаметром 400÷1450 мм, а также прямоугольные отверстия для устройства светоаэрационных или зенитных фонарей размерами 2,5×6 или 2,5×9 м. По контуру отверстий оболочку усиливают утолщением с армированием по расчету. Методика расчета панели и основы конструкции¹ приведены в примере 5.5.

¹ Типовые конструкции, изделия и узлы зданий и сооружений. Серия 1,465.1-14. Плиты-оболочки КЖС: — ГПИ-1 и НИИЖБ Госстроя СССР, 1985.

Пример 5.5. Расчет панели-оболочки типа КЖС-18

Задание: спроектировать панель-оболочку пролетом 18 м для трехпролетного одноэтажного промышленного здания. Здание отапливаемое, покрытие — теплое. Район строительства — IV по весу снегового покрова, расчетная температура минус 40°C . Влажность помещения не более 70 %. Арматура напрягаемая — класса А-IV, для сварных каркасов и сеток — А-III. Бетон класса В30. Передаточная прочность бетона $R_{bp}=0,7 B=21$ МПа. Здание второго класса, коэффициент надежности по назначению $\gamma_n=0,95$.

Решение. Определение нагрузок и усилий. Подсчет нагрузок приведен в табл. 5.9. При этом расчет собст-

Таблица 5.9. Подсчет нагрузок на панель-оболочку

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м^2	Коэффициент, γ_l	Расчетная нагрузка, Н/м^2
Постоянная:			
от слоя гравия на битумной мастике $t=20$ мм, $\rho=2000$ кг/м ³	400	1,3	520
от трехслойного рубероидного ковра на битумной мастике	150	1,2	180
от слоя рубероида насухо	50	1,2	60
от утеплителя — негорючих минераловатных плит $t=120$ мм, $\rho=300$ кг/м ³	360	1,2	432
от пароизоляции — двух слоев пергамина	100	1,2	120
от собственного веса панели-оболочки, Н/м^2	2015	1,1	2216
Итого	$g^n=3075$		$g=3528$
Временная (снеговая) — p	1500	1,4	2100
в том числе:			
длительная (50%), p_{ld}	750	1,4	1050
кратковременная, p_{cd}	750	1,4	1050
Всего	4575		5628
в том числе:			
постоянная и длительная	3825		4578
кратковременная	750		1050

венного веса плиты-оболочки принят при массе панели 10,35 т для панелей типа КЖС 18Г по альбому серии 1.465.1-14, вып. 3. С учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n=0,95$ нагрузку принимаем: нормативная (при $\gamma_f=1$) — полная — $4575 \cdot 0,95 = 4346,2$ Н/м²; постоянная и длительная $3825 \cdot 0,95 = 3640$ Н/м²; кратковременная $750 \cdot 0,95 = 713$ Н/м²; расчетная (при $\gamma_f > 1$) — полная ($g+p$) — $5628 \cdot 0,95 = 5346,6 \approx 5347$ Н/м²; постоянная и длительная $4578 \cdot 0,95 = 4350$ Н/м²; кратковременная $1050 \cdot 0,95 = 997 \approx 1000$ Н/м².

Расчетный изгибающий момент в середине пролета панели

$$M = ql^2_0/8 = 16,041 \cdot 17,75^2/8 = 633 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

где

$$q = (g+p)b = 5347 \cdot 3 = 16\,041 \text{ Н/м} = 16,041 \text{ кН/м}.$$

Расчетная поперечная сила

$$Q = ql/2 = 16\,041 \cdot 17,75/2 = 143\,000 \text{ Н} = 143 \text{ кН}.$$

Расчетные усилия от нормативных нагрузок: от полной нагрузки:

$$M^n = 4346 \cdot 3 \cdot 17,75^2/8 = 516\,000 \text{ Н} \cdot \text{м} = 516 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q^n = 4346 \cdot 3 \cdot 17,75/2 = 116\,000 \text{ Н} = 116 \text{ кН};$$

от постоянной и длительной нагрузок:

$$M^{n_{ld}} = 3640 \cdot 3 \cdot 17,75^2/8 = 432\,000 \text{ Н} \cdot \text{м} = 432 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q^{n_{ld}} = 3640 \cdot 3 \cdot 17,75/2 = 97\,100 \text{ Н} = 97,1 \text{ кН};$$

от кратковременной нагрузки:

$$M^{n_{cd}} = 713 \cdot 3 \cdot 17,75^2/8 = 84\,000 \text{ Н} \cdot \text{м} = 84 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q^{n_{cd}} = 713 \cdot 3 \cdot 17,75/2 = 18\,900 \text{ Н} = 18,9 \text{ кН}.$$

Исходные данные. Расчетные характеристики материалов: бетона класса В30 — $R_b = 17$ МПа, $\gamma_{b2} = 0,9$, $R_{bt} = 1,2$ МПа, $R_{bn} = R_{b,ser} = 22$ МПа, $R_{btn} = R_{bt,ser} = 1,8$ МПа, $E_b = 0,29 \cdot 10^5$ МПа — при тепловой обработке изделий при атмосферном давлении; арматура класса А-IV — $R_{sn} = R_{s,ser} = 590$ МПа, $R_s = 510$ МПа, $R_{sc} = 400$ МПа, $E_s = 1,9 \cdot 10^5$ МПа.

Размеры расчетного сечения панели-оболочки принимаем согласно Рекомендациям [10]: толщину оболочки 30 мм, толщину стенки диафрагмы 40÷50 мм и нижнего утолщения 100×100 мм, высоту опорной части панели 150 мм (см. рис. 5.27, б).

Расчет продольной рабочей арматуры

$$A_{sp} \geq M/z_0 R_s, \quad (5.4)$$

где z_0 — расстояние по вертикали от оси оболочки до оси рабочей арматуры диафрагмы;

$$A_{sp} = 633\,000 / 0,935 \cdot 510(100) = 13,3 \text{ см}^2;$$

здесь $z_0 = h - a - a - h_f/2 = 1000 - 50 - 30/2 = 935 \text{ мм}$; принимаем $4 \varnothing 22$ А-IV, $\Sigma A_s = 15,2 \text{ см}^2$.

Расчет толщины оболочки. Проверяем толщину оболочки $h_{f, 4-5}$ в середине пролета по формуле

$$h_{f, 4-5} \geq M/z_0 b_f R_b \gamma_{bc} \gamma_{b2}, \quad (5.5)$$

где γ_{b0} — коэффициент условий работы тонкой оболочки, принимаемый равным для панелей шириной 3 м — 0,75; 2 м — 0,9; 1,5 м — 1;

$$h_{f, 4-5} = \frac{633\,000}{0,937 \cdot 294 \cdot 17(100) 0,75 \cdot 0,9} = 2,02 \text{ см} < 3 \text{ см};$$

принимаем 3 см.

Минимальная толщина оболочки в приопорной части панели $h_{f, 3-4}$

$$h_{f, 3-4} \geq M/z_0 (x + 4a_1) R_b \gamma_{b2}, \quad (5.6)$$

где x — расстояние от рабочей поверхности анкера рабочей арматуры диафрагмы до рассматриваемого сечения (рис. 5.27, а); a_1 — расстояние по горизонтали от оси рабочей арматуры диафрагмы до продольной грани панели на опоре;

$$h_{f, 3-4} = \frac{633\,000}{0,935 (200 + 4 \cdot 9) 17(100) 0,9} = 2,04 \text{ см},$$

что меньше не принятой толщины 5 см; условие (5.6) удовлетворяется.

Проверяем достаточность толщины оболочки на условные критические напряжения сжатия по формуле

$$h_{f, 4-5} \geq 0,8 l_{of} \sqrt{\frac{M_0'' y_0'}{E_b}}, \quad (5.7)$$

где l_{of} — расчетный пролет оболочки, равный расстоянию в свету между вутами (см. рис. 5.29, б); M_0'' — изгибающий момент от нормативных нагрузок в середине пролета при $\gamma_f = 1$; y_0' — расстояние от центра тяжести приведенного сечения панели до оси оболочки

Геометрические характеристики приведенного сечения в середине пролета панели (рис. 5.28):

$$\alpha = E_s/E_b = 1,9 \cdot 10^5 / (0,29 \cdot 10^5) = 6,55;$$

$$\alpha' = 1,7 \cdot 10^5 / (0,29 \cdot 10^5) = 5,86;$$

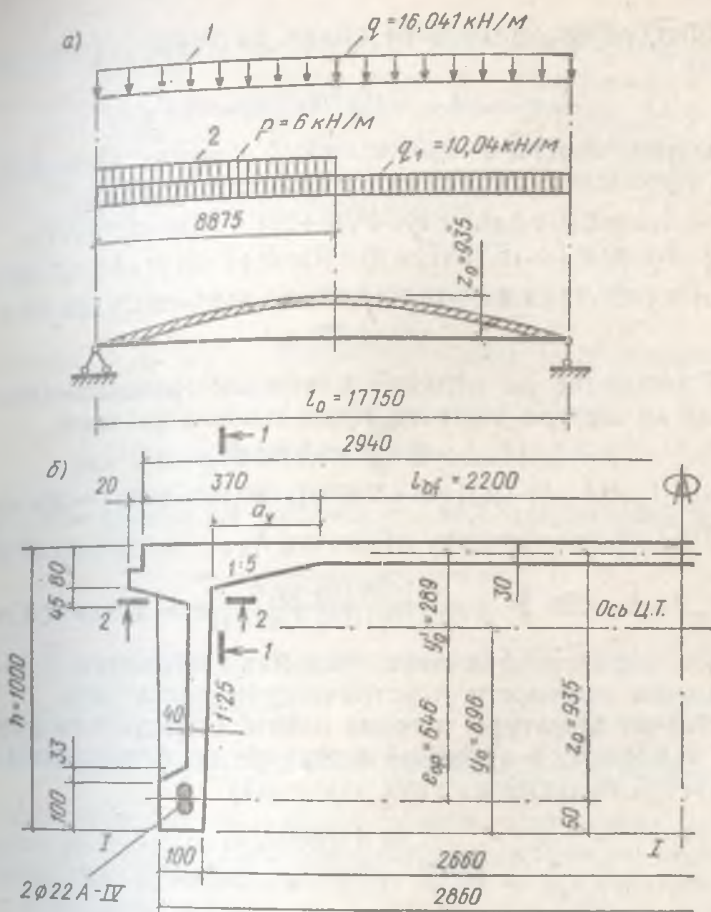


Рис. 5.28. Расчетные схемы панели-оболочки КЖС

а — схема 1 нагружения панели полной равномерно распределенной нагрузкой и схема 2 — с временной нагрузкой на половине пролета слева; б — поперечный разрез панели в середине пролета

площадь приведенного сечения бетона

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha' A'_s = 2091 + 6,55 \cdot 15,2 + 5,86 \cdot 0,196 \cdot 10 = 2192 \text{ см}^2,$$

где $A = 294 \cdot 3 + 2 \cdot 37 \cdot 9/2 + 10 \cdot 10 \cdot 2 + 2 \cdot 6 \cdot 3,3/2 + 2 \cdot 84 \cdot 2 = 2091 \text{ см}^2$;
 $A'_s = 1,96 \text{ см}^2$ (10 $\phi 5$ Вр-1); $A_{sp} = 15,2 \text{ см}^2$ (4 $\phi 22$ А-IV);

значением A'_s ввиду малости пренебрегаем; статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани (I—I, рис. 5.28, б)

$$S_{red} = \sum A_i y_i = 294 \cdot 3 \cdot 98,5 + 37 \cdot 9 \cdot 92,5 + 10 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 5 + 6 \cdot 3,3 \cdot 10,1 + 2 \cdot 84 \cdot 4 \cdot 51 + 6,55 \cdot 15,2 \cdot 5 = 152700 \text{ см}^2;$$

Расчет продольной рабочей арматуры

$$A_{sp} \geq M/z_0 R_s, \quad (5.4)$$

где z_0 — расстояние по вертикали от оси оболочки до оси рабочей арматуры диафрагмы;

$$A_{sp} = 633\,000 / 0,935 \cdot 510(100) = 13,3 \text{ см}^2;$$

здесь $z_0 = h - a - h_f/2 = 1000 - 50 - 30/2 = 935 \text{ мм}$; принимаем $4 \varnothing 22$ А-IV, $\Sigma A_s = 15,2 \text{ см}^2$.

Расчет толщины оболочки. Проверяем толщину оболочки $h_{f, 4-5}$ в середине пролета по формуле

$$h_{f, 4-5} \geq M/z_0 b_f R_b \gamma_{bc} \gamma_{b2}, \quad (5.5)$$

где γ_{b0} — коэффициент условий работы тонкой оболочки, принимаемый равным для панелей шириной 3 м — 0,75; 2 м — 0,9; 1,5 м — 1;

$$h_{f, 4-5} = \frac{633\,000}{0,937 \cdot 294 \cdot 17(100) 0,75 \cdot 0,9} = 2,02 \text{ см} < 3 \text{ см};$$

принимаем 3 см.

Минимальная толщина оболочки в приопорной части панели $h_{f, 3-4}$

$$h_{f, 3-4} \geq M/z_0 (x + 4a_1) R_b \gamma_{b2}, \quad (5.6)$$

где x — расстояние от рабочей поверхности анкера рабочей арматуры диафрагмы до рассматриваемого сечения (рис. 5.27, а); a_1 — расстояние по горизонтали от оси рабочей арматуры диафрагмы до продольной грани панели на опоре;

$$h_{f, 3-4} = \frac{633\,000}{0,935 (200 + 4 \cdot 9) 17(100) 0,9} = 2,04 \text{ см},$$

что меньше принятой толщины 5 см; условие (5.6) удовлетворяется.

Проверяем достаточность толщины оболочки на условные критические напряжения сжатия по формуле

$$h_{f, 4-5} \geq 0,8 l_{of} \sqrt{\frac{M_0^n y_0'}{E_b}}, \quad (5.7)$$

где l_{of} — расчетный пролет оболочки, равный расстоянию в свету между вутами (см. рис. 5.29, б); M_0^n — изгибающий момент от нормативных нагрузок в середине пролета при $\gamma_f = 1$; y_0' — расстояние от центра тяжести приведенного сечения панели до оси оболочки.

Геометрические характеристики приведенного сечения в середине пролета панели (рис. 5.28):

$$\alpha = E_s/E_b = 1,9 \cdot 10^5 / (0,29 \cdot 10^5) = 6,55;$$

$$\alpha' = 1,7 \cdot 10^5 / (0,29 \cdot 10^5) = 5,86;$$

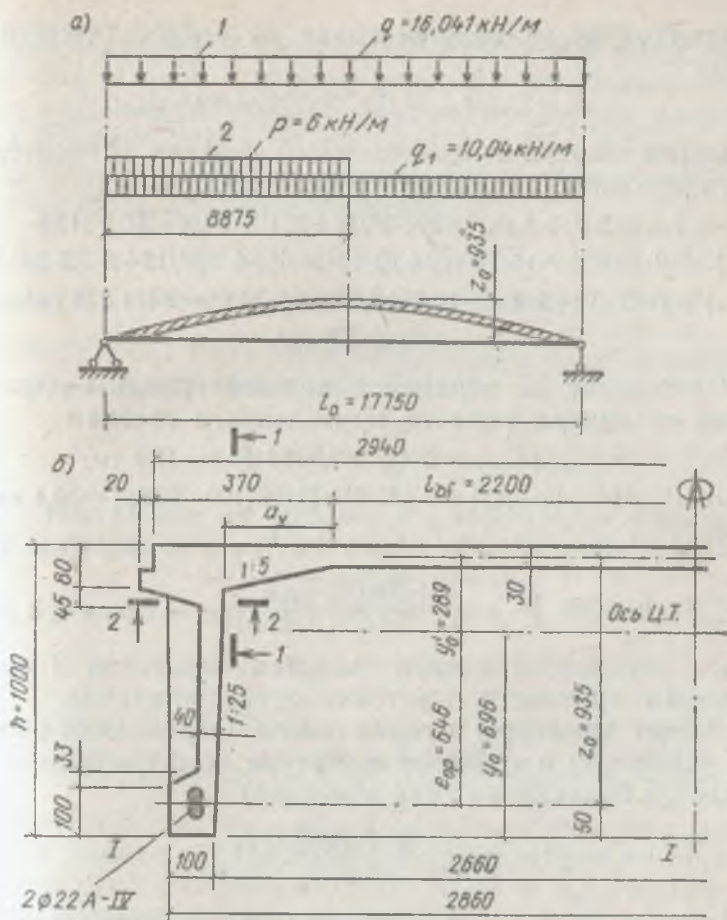


Рис. 5.28. Расчетные схемы панели-оболочки КЖС

а — схема 1 нагружения панели полной равномерно распределенной нагрузкой и схема 2 — с временной нагрузкой на половине пролета слева; б — поперечный разрез панели в середине пролета

площадь приведенного сечения бетона

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha' A'_s = 2091 + 6,55 \cdot 15,2 + 5,86 \cdot 0,196 \cdot 10 = 2192 \text{ см}^2,$$

где $A = 294 \cdot 3 + 2 \cdot 37 \cdot 9/2 + 10 \cdot 10 \cdot 2 + 2 \cdot 6 \cdot 3,3/2 + 2 \cdot 84 \cdot 2 = 2091 \text{ см}^2$; $A'_s = 1,96 \text{ см}^2$ (10 $\emptyset 5$ Вр-1); $A_{sp} = 15,2 \text{ см}^2$ (4 $\emptyset 22$ А-IV);

значением A'_s ввиду малости пренебрегаем; статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани (I—I, рис. 5.28, б)

$$S_{red} = \Sigma A_i y_i = 294 \cdot 3 \cdot 98,5 + 37 \cdot 9 \cdot 92,5 + 10 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 5 + 6 \cdot 3,3 \cdot 10,1 + 2 \cdot 82 \cdot 4 \cdot 51 + 6,55 \cdot 15,2 \cdot 5 = 152700 \text{ см}^2;$$

расстояние от нижней грани до центра тяжести сечения

$$y_0 = S_{red}/A_{red} = 152\,700/2192 = 69,6 \text{ см};$$

момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения

$$\begin{aligned} I_{red} = \Sigma (I_i + A_i y_i^2) &= 294 \cdot 3^3/12 + 294 \cdot 3 \cdot 28,9^2 + 37 \cdot 9^3/12 + \\ &+ 37 \cdot 9 \cdot 22,9^2 + 2 \cdot 10 \cdot 10^3/12 + 10 \cdot 10 \cdot 64,6^2 + 6 \cdot 3,3^3/12 + 6 \cdot 3,3 \cdot 58^2 + \\ &+ 2 \cdot 4 \cdot 82^3/12 + 2 \cdot 4 \cdot 82 \cdot 18,6^2 + 6,55 \cdot 15,2 \cdot 64,6^2 = 2\,421\,308 \text{ см}^4 \approx \\ &\approx 2,42 \cdot 10^6 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Расстояние до верхней и нижней границы ядра сечения от центра тяжести приведенного сечения

$$r = I_{red}/A_{red} y_0 = 2\,421\,308/2192 \cdot 69,6 = 15,9 \text{ см};$$

$$r_{inf} = I_{red}/[A_{red}(h - y_0)] = 2\,421\,308/[2192(100 - 69,6)] = 36,4 \text{ см}.$$

Проверяем толщину оболочки $h_{f, 4-5}$ по формуле (5.7)

$$h_{f, 4-5} = 0,8 \cdot 220 \sqrt{\frac{51\,600\,000 \cdot 28,9}{0,29 \cdot 10^5 (100) 2,42 \cdot 10^6}} = 2,6 \text{ см} < 3 \text{ см};$$

таким образом, принятая толщина оболочки 3 см по условиям прочности и устойчивости достаточна.

Расчет арматуры в торце плиты. Определяем расчетное усилие N_t в торцевой арматуре по формулам (принимается большее из двух значений)

$$N_{t1} = \frac{(g + 2000) l_0^2 b_s}{64 z_s}, \quad (5.8)$$

$$N_{t2} = \frac{A_{sp} R_s b_s}{8 b_f}, \quad (5.9)$$

где g — расчетная нагрузка от веса панели на 1 м²; b_s — расстояние между осями рабочей арматуры диафрагм; 2000 — сопротивление отрыву при съеме панели с формы.

Площадь сечения торцевой арматуры $A_{s,t}$ класса А-III, $R_s = 365$ МПа (при $d \geq 10$ мм)

$$A_{s,t} = N_{t, max}/R_s = 92\,200/365(100) = 2,53 \text{ см}^2,$$

принято 2 Ø 14 А-III, $A_s = 3,08 \text{ см}^2$;

$$\text{где } N_{t1} = \frac{(2216 + 2000) 17,75^2 \cdot 2,8}{64 \cdot 0,935} = 62\,200 \text{ Н} = 62,2 \text{ кН};$$

$$N_{t2} = \frac{15,2 \cdot 510(100) 280}{8 \cdot 294} = 92\,200 \text{ Н} = 92,2 \text{ кН};$$

принимаем для расчета N_{t2} .

Расчет диафрагм на действие поперечной силы. Значение $Q = 143$ кН. С учетом влияния изгибающего момента рассмотрим сечение, расположенное на расстоянии 1 м от оси опоры. В этом сечении $h_0 = 26,7$ см, $z_0 = 24,4$ см, $\operatorname{tg} \varphi = 0,19$, толщина диафрагмы $b' = 10$ см, $R_{bt} = 1,2$ МПа. Усилия в этом сечении:

$$Q_0 = 143 - 16,04 \cdot 1 = 127 \text{ кН};$$

$$M = 143 \cdot 1 - 16,04 \cdot 1^2/2 = 135 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем часть поперечной силы Q_d , воспринимаемую диафрагмами, по формуле

$$Q_d = Q_0 - \frac{M}{z_0} \operatorname{tg} \varphi, \quad (5.10)$$

где φ — угол наклона оси оболочки; при этом должно соблюдаться условие

$$\frac{Q_d}{2b'h_0} \leq 0,5 R_{bt}, \quad (5.11)$$

$$Q_d = 127 - 0,19 \cdot 135/0,244 = 22 \text{ кН};$$

проверяем условие (5.11)

$$22\,000/(2 \cdot 10 \cdot 26,7) = 41,2 \text{ Н/см}^2 < 0,5 \cdot 1,2(100) = 60 \text{ Н/см}^2,$$

условие соблюдается. Следовательно, поперечная арматура по расчету не требуется, устанавливаем ее по конструктивным требованиям: $\varnothing 6$ А-III с шагом 150 мм на приопорном участке длиной $0,1l \approx 2$ м. В вертикальных ребрах жесткости диафрагм через $1,5 \div 1,6$ м ставим подвески из арматуры $\varnothing 10$ А-III.

Расчет анкеров. Площадь рабочей поверхности анкера рабочей арматуры каждой диафрагмы определяется из условий

$$A_{1,a} \geq M_1/2z_1R_b\gamma_{b2}, \quad (5.12)$$

где M_1 — изгибающий момент на всю ширину панели в сечении, расположенном на расстоянии 1,5 м от рабочей поверхности анкера; z_1 — расстояние по вертикали от оси рабочей арматуры диафрагмы до оси оболочки в этом же сечении.

При наличии подвесных кранов значения M_1 и z_1 определяют в сечении под грузом, ближайшим к опоре. В нашем примере $z_1 = 33$ см, а момент M_1 будет:

$$M_1 = 143 \cdot 1,5 - 0,5 \cdot 16,04 \cdot 1,5^2 = 196,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Площадь поверхности анкера по формуле (5.12)

$$A_{1,a} = 19\,640\,000 / [2 \cdot 33 \cdot 0,9 \cdot 17(100)] = 195 \text{ см}^2;$$

принят анкер с упорной плитой шириной 180 и высотой 140 мм (в типовых решениях рекомендуется ширина $180 \div 220$ и высота $140 \div 150$ мм), $A_{1,a} = 18 \cdot 14 = 252 \text{ см}^2 > 195 \text{ см}^2$.

Определение потерь предварительного напряжения арматуры. Предварительное напряжение в напрягаемой арматуре до обжатия бетона при коэффициенте натяжения $\gamma_{sp} = 0,9$

$$\sigma_{sp} = 0,9 R_{sn} \gamma_{sp} = 0,9 \cdot 590 \cdot 0,9 = 478 \text{ МПа};$$

соответствующее усилие в этой арматуре

$$P_{01} = \sigma_{sp} A_{sp} = 478(100) 15,2 = 727 \cdot 10^3 \text{ Н} = 727 \text{ кН};$$

изгибающий момент в середине пролета от собственного веса панели

$$M_c = q_c l^2 / 8 = 6600 \cdot 17,75^2 / 8 = 260 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м} = 260 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $q_c = 2216 \cdot 2,98 = 6600 \text{ Н/м}$;

напряжения в бетоне на уровне напрягаемой арматуры в момент его обжатия

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_{01}}{A_{red}} + \frac{(P_{01} e_{op} - M_c) e_{op}}{I_{red}} = \frac{727\,000}{2192} + \\ &+ \frac{(727\,000 \cdot 64,6 - 260\,000\,000) 64,6}{2,42 \cdot 10^9} = 899 \text{ Н/см}^2 \approx 9 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

определяем потери напряжений:

от быстроснатекающей ползучести

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 9 / 21 = 14,5 \text{ МПа},$$

где $\sigma_{bp} / R_{bp} = 9 / 21 = 0,43 < \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 21 = 0,775 < 0,8$

(при $\alpha > 0,8$ принимают $\alpha = 0,8$);

от усадки бетона класса В30 — $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$; от ползучести бетона (при $\alpha = 0,85$ и $\sigma_{bp} / R_{bp} = 9 / 21 = 0,43 < 0,75$)

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,43 = 54,5 \text{ МПа};$$

общие потери $\sigma_{los} = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 14,5 + 35 + 54,5 = 104 \text{ МПа}$ (другие виды потерь согласно Руководству [10] не учитываются).

Аналогичные вычисления производим при коэффициенте натяжения $\gamma_{sp}=1$:

$$\begin{aligned}\sigma_{sp} &= 0,9 \cdot 590 \cdot 1 = 531 \text{ МПа}; \\ P_{01} &= 531(100)15,2 = 808 \cdot 10^3 \text{ Н} = 808 \text{ кН}; \\ \sigma_{bp} &= \frac{808\,000}{2192} + \frac{(808\,000 \cdot 64,6 - 260 \cdot 10^5) 64,6}{2,42 \cdot 10^6} \\ &= 1072 \text{ Н/см}^2 = 10,72 \text{ МПа};\end{aligned}$$

потери напряжений

$$\begin{aligned}\sigma_6 &= 0,85 \cdot 40 \cdot 10,72/21 = 17,4 \text{ МПа}; \quad \sigma_8 = 35 \text{ МПа}; \\ \sigma_9 &= 0,85 \cdot 150 \cdot 10,72/21 = 65 \text{ МПа};\end{aligned}$$

общие потери $\sigma_{los} = 17,4 + 35 + 65 = 117,4 \text{ МПа}$.

То же, при $\gamma_{sp} = 1,1$:

$$\begin{aligned}\sigma_{sp} &= 0,9 \cdot 590 \cdot 1,1 = 585 \text{ МПа}; \\ P_{01} &= 585(100)15,2 = 890 \cdot 10^3 \text{ Н} = 890 \text{ кН}; \\ \sigma_{bp} &= \frac{890\,000}{2192} + \frac{(890\,000 \cdot 64,6 - 260 \cdot 10^5) 64,6}{2,42 \cdot 10^6} \\ &= 1156 \text{ Н/см}^2 = 11,56 \text{ МПа};\end{aligned}$$

потери напряжений:

$$\begin{aligned}\sigma_6 &= 0,85 \cdot 40 \cdot 11,56/21 = 18,7 \text{ МПа}; \quad \sigma_8 = 35 \text{ МПа}; \\ \sigma_9 &= 0,85 \cdot 150 \cdot 11,56/21 = 70,3 \text{ МПа};\end{aligned}$$

Общие потери $\sigma_{los} = 18,7 + 35 + 79,3 = 124 \text{ МПа}$.

Расчет панели по деформациям (прогибам). Определяем прогиб f_0^n панели в середине пролета с учетом длительного действия нагрузки при коэффициентах надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ по формуле

$$f_0^n = \frac{(q_{cd} + \psi_b q_{ld} - q_{ep}) l_0^4}{48 k_r E_b I_{red}} - \frac{(\sigma_{los} - \sigma'_{los}) l_0^2}{6 E_s h_{oc}}, \quad (5.13)$$

где q_{cd} — кратковременно действующая часть нагрузки; ψ_b — коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона, равный 2 по табл. 2.17 (табл. 34 СНиП 2.03.01—84) при продолжительном действии нагрузки и влажности среды 40–75%; q_{ld} — длительно действующая часть нагрузки; q_{ep} — эквивалентная по моменту в середине пролета равномерно распределенная нагрузка от сил предварительного напряжения, вычисляемая по формуле

$$q_{ep} = 8 P_{01} e_{op} / l^2, \quad (5.14)$$

где P_{01} — равнодействующая усилий в напрягаемой арматуре до обжатия бетона при $\gamma_{sp} = 1$; $\sigma_{los} = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$ — потери напряжений в арматуре; σ'_{los} — потери напряжений для уровня сжатой зоны бетона.

Определяем нормативные нагрузки (см. табл. 5.9):

$$q_{cd} = 750 \cdot 3 = 2250 \text{ Н/м}; \quad q_{ld} = 3825 \cdot 3 = 11\,475 \text{ Н/м};$$

усилие P_{01} в напрягаемой арматуре при $\gamma_{sp} = 1$

$$P_{01} = \sigma_{sp} A_{sp} = 531 (100) 15,2 = 808 \cdot 10^3 \text{ Н} = 808 \text{ кН}.$$

По формуле (5.14) определяем q_{ep}

$$q_{ep} = 8 \cdot 808 \cdot 10^3 \cdot 0,646 / 17,75^2 = 13\,300 \text{ Н/см}.$$

Вычисляем потери σ'_{los} для крайнего сжатого волокна бетона, если бы там находилась напрягаемая арматура; для этого находим напряжения сжатия σ'_{bp} в сжатом волокне в момент передачи сжатия на бетон

$$\begin{aligned} \sigma'_{bp} &= \frac{P_{01}}{A_{red}} - \frac{(P_{01} e_{op} - M_c)(h_{oc} - e_{op})}{I_{red}} = \\ &= \frac{808\,000}{2192} - \frac{(808\,000 \cdot 64,6 - 260 \cdot 10^5)(95 - 64,6)}{2,42 \cdot 10^8} = \\ &= 39 \text{ Н/см}^2 = 0,39 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

$$\text{где } h_{oc} = h - a = 1000 - 50 = 950 \text{ мм};$$

потери напряжений будут равны: от быстроснатекающей ползучести — $\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,39 / 21 = 0,63 \text{ МПа}$; от усадки бетона $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$ и от ползучести бетона $\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,39 / 21 = 23,7 \text{ МПа}$; общие потери $\sigma'_{los} = 0,63 + 35 + 23,7 = 59,3 \text{ МПа}$.

При $\sigma_{los} = 117,4 \text{ МПа}$ (см. ранее определение потерь преднапряжения арматуры) и $f_{b2} = 2$ прогиб в середине пролета панели от длительных и постоянных нагрузок

$$\begin{aligned} f_0^s &= \frac{(2250 + 2 \cdot 11\,475 - 13\,300) 1775^4}{48 \cdot 0,85 \cdot 0,29 \cdot 10^5 (100) 2,42 \cdot 10^8 \cdot 100} - \\ &- \frac{(117,4 - 59,3) 1775^2}{6 \cdot 1,9 \cdot 10^5 \cdot 95} = 2,4 \text{ см} < [f_{lim}] = \\ &= \frac{l_0}{400} = \frac{1775}{400} = 4,4 \text{ см}. \end{aligned}$$

Условие по прогибу удовлетворяется:

Расчет панели-оболочки по образованию трещин. Рассмотрим сечение в середине пролета панели. Момент сопротивления для растянутой грани сечения

$$\left. \begin{aligned} W_{red} &= I_{red} / (e_{op} + a); \\ W_{red} &= 2,42 \cdot 10^8 / (64,6 + 5) = 34\,800 \text{ см}^3. \end{aligned} \right\} \quad (5.15)$$

Расстояние r_y от центра тяжести сечения до верхней ядровой точки с учетом коэффициента 0,8 определяем по формуле

$$r_y = 0,8 W_{red} / A_{red} = 0,8 \cdot 34\,800 / 2192 = 12,8 \text{ см.}$$

Момент сопротивления W_{pl} для растянутой грани сечения с учетом неупругих деформаций бетона

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + P_{02} (e_{op} + r_y) = 1,8 (100) \cdot 48\,700 +$$

Равнодействующая усилий P_{02} в напрягаемой арматуре с учетом всех потерь при $\gamma_{sp} = 1$:

$$P_{02} = (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) A_{sp} = (531 - 117,4) (100) 15,2 = 628\,000 \text{ Н} = 628 \text{ кН.}$$

Определяем изгибающий момент M_{crc} в середине пролета панели при образовании трещин

$$\begin{aligned} M_{crc} &= R_{bt,ser} W_{pl} + P_{02} (e_{op} + r_y) = 1,8 (100) \cdot 48\,700 + \\ &+ 628\,000 (64,6 + 12,8) = 57,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{см} = 575 \text{ кН} \cdot \text{м} > M^n = \\ &= 516 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

это соответствует равномерно распределенной нагрузке при образовании трещин

$$\begin{aligned} q_{crc} &= 8M / 3l^2_0 = 8 \cdot 57,5 \cdot 10^6 / 3 \cdot 17,75^2 = 4870 \text{ Н/м}^2 > \\ &> (q^n + p^n) = 4575 \text{ Н/м}^2, \end{aligned}$$

где 3 — номинальный размер ширины панели.

Таким образом, трещиностойкость панели при $\gamma_f = 1$ обеспечена, трещины появляются при нагрузках с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$, при которых расчетный изгибающий момент $M = 63,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{см} > M_{crc} = 57,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{см}$.

Расчет оболочки между диафрагмами. Короткая цилиндрическая оболочка между диафрагмами рассчитывается на изгиб в направлении ее образующей. При этом учитывается изменение геометрической схемы конструкции вследствие роста прогибов, возникновения и развития трещин в диафрагмах. Расчет производят вычислением «изгибающей нагрузки» q_i , передающейся на диафрагмы вследствие изгиба оболочки и сравнения этой нагрузки с несущей способностью оболочки на изгиб, определяемой методом предельного равновесия. Проверку рекомендуется выполнять при следующих схемах нагружения: при равномерно распределенной нагрузке по всей поверхности оболочки; при временной (снеговой) нагрузке на половине пролета; при нагружении диафрагм сосредоточенными нагрузками от подвес-

ных краев; при нагружении сосредоточенными нагрузками от стоек фонаря и др.

Переисчисленные нагрузки учитывают в наименее благоприятных сочетаниях, как, например: постоянная + полный снег, постоянная + снег на половине пролета, постоянная + снег + краны, постоянная + подвесные краны (в наиболее невыгодном их расположении) и т. д. (вид) отсутствия (по заданию) подвесных кранов. Расчет оболочки выполняем на полное равномерное давление и при снеговой нагрузке на половине пролета (см рис 5.28, а).

Расчет оболочки при равномерном нагружении по всей пролету. Максимальная «изгибающая нагрузка» оболочки, передающаяся на диафрагмы, определяется по формуле

$$q_{l, \max} = q_m - \left(1 - \frac{f_{0, \max}}{z_0}\right) (q + q_p) \chi, \quad (5.16)$$

где q_m — расчетная равномерно распределенная нагрузка на 1 м² оболочки с учетом ее веса (без учета диафрагм); $f_{0, \max}$ — расчетный прогиб панели в середине пролета при нагрузке $1,4q$; q — эквивалентная по моменту в середине пролета расчетная равномерно распределенная нагрузка на 1 м² с учетом веса панели; q_p — вертикальная нагрузка на 1 м², эквивалентная по нормальной силе, возникающей в оболочке от предварительного напряжения панели; χ — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения сил в оболочке.

То же, минимальная «изгибающая нагрузка» $q_{l, \min}$

$$q_{l, \min} = q_m - \left(1 - \frac{f_{0, \min}}{z_0}\right) (q + q_p) \chi. \quad (5.16a)$$

Определяем значения величин, входящих в формулу (5.6). В расчете принимается коэффициент натяжения $\sigma_{sp} = 1,1$. В этом случае равнодействующая усилий натяжения

$$P = (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) A_{sp} = (585 - 124) (100) 15,2 = 701 \cdot 10^3 \text{ Н} = 701 \text{ кН}.$$

Вычисляем вертикальную нагрузку на 1 м², эквивалентную по нормальной силе, возникающей в оболочке от предварительного напряжения панели, по формуле

$$\left. \begin{aligned} p &= \frac{8P_{01}}{b_0 l_0^2} \left(\frac{l_{red}}{A_{red} y_0} - e_{op} \right); \\ p &= \frac{1 \cdot 701 \cdot 000}{300 \cdot 1775^2} \left(\frac{2,42 \cdot 10^6}{2192 \cdot 28,9} - 64,6 \right) = -0,157 \text{ Н/см}^2 = \\ &= -1570 \text{ Н/м}^2; \end{aligned} \right\} \quad (5.17)$$

коэффициент χ , учитывающий неравномерность распределения сил сжатия в оболочке,

$$\left. \begin{aligned} \chi &= b_f' h_f' y_0' z_0 / I_{red}; \\ \chi &= 294 \cdot 3 \cdot 28,9 \cdot 93,5 / (2,42 \cdot 10^6) = 0,988 < 1 \quad (\text{при } \chi < 1) \end{aligned} \right\} \quad (5.18)$$

принимают $\chi = 1$).

Предельное значение q :

$$q_{lim} = 8A_{sp}R_s z_0 / b_0 l_0^2; \quad (5.19)$$

$$q_{lim} = \frac{8 \cdot 15,2 \cdot 510 (100) 93,5}{300 \cdot 1775^2} = 0,616 \text{ Н/см}^2 = 6160 \text{ Н/м}^2,$$

что больше $(q+p) = 5628 \text{ Н/м}^2$.

Если $E_s = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, $\alpha = E_s/E_b = 1,9 \cdot 10^5 / (0,29 \times 10^5) = 6,55$; $A_{b0} = 294 \cdot 3 = 882 \text{ см}^2$, $\sigma_{sp} = 585 \text{ МПа}$ и $\sigma_{los} = 124 \text{ МПа}$ определяем прогиб панели в начале текучести арматуры диафрагм по формуле

$$f_T = \frac{0,173 l_0^2}{z_0 E_s} \left[\left(1 + \frac{\alpha A_{sp}}{A_{b0}} \right) 1,4 R_s - \sigma_{sp} + \sigma_{los} \right]. \quad (5.20)$$

Подставляя значения, вычисляем

$$f_T = \frac{0,173 \cdot 1775^2}{93,5 \cdot 1,9 \cdot 10^5 (100)} \left[\left(1 + \frac{6,55 \cdot 15,2}{882} \right) 1,4 \cdot 510 (100) - \right. \\ \left. - 585 (100) + 124 (100) \right] = 12,4 \text{ см.}$$

Вычисляем максимальный прогиб $f_{0,max}$ при нагрузке 1,4 q :

$$f_{0,max} = f_T - (f_T - f_p) \sqrt{1 - \frac{q}{q_{lim}}}, \quad (5.21)$$

где f_p — прогиб (выгиб) от сил обжатия, равный:

$$f_p = - \frac{P_{02} e_{op} l_0^2}{6k_r E_b I_{red}} = - \frac{701 \ 000 \cdot 64,6 \cdot 1775^2}{6 \cdot 0,85 \cdot 0,29 \cdot 10^5 (100) 2,42 \cdot 10^6} = \\ = - 4,03 \text{ см.}$$

Подставляя в формулу (5.21) значения вычисленных величин, определим $f_{0,max}$

$$f_{0,max} = 12,4 - (12,4 + 4,03) \sqrt{1 - \frac{5628}{6160}} = 7,6 \text{ см.}$$

Находим местную нагрузку q_m , приложенную к оболочке

$$q_m = 5628 - \frac{103 \ 500}{54} 1,1 - 40 + 0,03 \cdot 2500 (10) 1,1 = 4493 \text{ Н/м}^2,$$

где 103 500 — масса панели, Н (по заданию); 40 Н/м² — приближенно расчетная нагрузка от заливки швов; 2500 (10) Н/м³ — плотность бетона; 1,1 — коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса оболочки.

Подставляя полученные данные в формулу (5.16), найдем $q_{i,max}$:

$$q_{i,max} = 4493 - (1 - 7,65/93,5) (5628 - 1570) 0,988 = 803 \text{ Н/м}^2.$$

Расчет оболочки при неравномерном нагружении (снег на половине пролета слева, рис. 5.28, а). Расчетная снеговая нагрузка слева — $p = 2100 \text{ Н/м}^2$ (Па), постоянная нагрузка по всему пролету $q = 3528 \text{ Н/м}^2$ (см. табл. 5.9). Отношение: $\gamma = p/q = 2100/3528 = 0,595$; усредненная нагрузка $q_c = 3528 + 0,5 \cdot 2100 = 4578 \text{ Н/м}^2$.

Изгибающую нагрузку для левой половины пролета определяем также при $\gamma_{sp} = 1,1$. При этом значения q_p , f_p , q_{lim} , f_T принимаем по ранее вычисленным значениям.

Расчетный прогиб $f_{0,max}$ по формуле (5.21):

$$f_{0,max} = 12,4 - (12,4 + 4,03) \sqrt{1 - 4578/6160} = 4,05 \text{ см.}$$

Расчетная изгибающая нагрузка $q_{i,g}$, для левой, нагруженной снегом половины пролета, определяется по формуле

$$q_{i,g} = q_{m,g} - \left[1 - \frac{2(1 + \gamma)f_{0,max}}{(2 + \gamma)z_s} \right] \left(\frac{3 + 2\gamma}{3} g + q_p \right) \lambda; \quad (5.22)$$

то же, для правой половины пролета (без снега)

$$q_{i,d} = q_{m,d} - \left[1 - \frac{2f_{0,min}}{(2 + \gamma)z_s} \right] \left(\frac{3 + \gamma}{3} g + q_p \right) \lambda, \quad (5.23)$$

где $\gamma = p/g$; при определении $f_{0,max}$ и q_p принимают $\gamma_{sp} = 1,1$, а при вычислении $f_{0,min}$ и q_p — $\gamma_{sp} = 0,9$; в формулах для $f_{0,max}$ и $f_{0,min}$ нагрузка q заменяется на усредненную $q_c = g + 0,5p$

$$f_{0,min} = f_T - (f_T - f_p) \sqrt{1 - q/1,4q_{lim}}. \quad (5.24)$$

Подставляя полученные данные в уравнение (5.22), считая, что $q_{m,g} = 4493 \text{ Н/м}^2$, вычислим $q_{i,g}$

$$q_{i,g} = 4493 - \left[1 - \frac{2 \cdot 0,595 \cdot 4,05}{(2 + 0,595) 93,5} \right] \left(\frac{3 + 2 \cdot 0,595}{3} 3528 - 1570 \right) 0,988 = 1343 \text{ Н/м}^2.$$

Проверяем правую, менее нагруженную половину оболочки при

$$\gamma_{sp} = 0,9; \quad \sigma_{sp} = 478178 \text{ МПа}, \quad \sigma_{ios} = 104 \text{ МПа (см. ранее);}$$

$$P_{02} = (478 - 104) 104 (100) 15,2 = 568 \cdot 10^3 \text{ Н} = 568 \text{ кН.}$$

вводя полученные данные в формулу (5.17) и (5.20), вычисляем:

эквивалентную нагрузку q_p от усилий предварительного напряжения

$$q_p = \frac{8 \cdot 568\,000}{300 \cdot 1775^2} \left(\frac{2,42 \cdot 10^6}{2192 \cdot 28,9} - 64,6 \right) = -0,1269 \text{ Н/см}^2 = -1269 \text{ Н/м}^2;$$

выгиб f_p от усилий предварительного напряжения

$$f_p = - \frac{P_{01} e_{op} l_0^2}{6 k_r E_b I_{red}} = - \frac{568\,000 \cdot 64,6 \cdot 1775^2}{6 \cdot 0,85 \cdot 0,29 \cdot 10^5 (100) 2,42 \cdot 10^6} = -3,23 \text{ см.}$$

Прогиб f_T панели в начале текучести арматуры диафрагм

$$f_T = \frac{0,173 \cdot 1775^2}{93,5 \cdot 1,9 \cdot 10^5 (100)} \left[\left(1 - \frac{6,55 \cdot 15,2}{882} \right) 1,4 \cdot 510 (100) - 478 (100) + 104 (100) \right] = 7,96 \text{ см.}$$

Местная нагрузка $q_{m,d}$ для правой половины пролета $q_{m,d} = 3528 - 103\,500 \cdot 1,1/54 - 40 + 0,03 \cdot 25\,000 \cdot 1,1 = 2204,7 \text{ Н/м}^2$. Расчетный прогиб $f_{0,min}$ в середине пролета по формуле (5.24)

$$f_{0,min} = f_T - (f_T - f_p) \sqrt{1 - q_c / 1,4 q_{ilm}} = 7,96 - (7,96 + 3,23) \sqrt{1 - 4578 / (1,4 \cdot 6160)} = 0,3 \text{ см.}$$

Определяем расчетную изгибающую нагрузку для правой половины пролета по формуле (5.23)

$$q_{i,d} = 2204,7 - \left[1 - \frac{2 \cdot 0,3}{(2 + 0,595) 93,5} \right] \left(\frac{3 + 0,595}{3} 3528 - 1269 \right) 0,988 = -712,6 \text{ Н/м}^2.$$

Таким образом, изгибающие нагрузки на оболочку получены следующие: при полной нагрузке $q_{i,max} = 803 \text{ Н/м}^2$, при нагрузке снегом на половине пролета $q_{i,g} = 1343 \text{ Н/м}^2$ и $q_{i,d} = 712,6 \text{ Н/м}^2$. По максимальной нагрузке $q_{i,g} = 1343 \text{ Н/м}^2$ подбираем арматуру сеток оболочки.

Назначаем армирование оболочки сеткой с рабочими поперечными стержнями диаметром 5 мм класса Вр-I с шагом 200 мм. Продольная арматура сетки — диаметром 4 класса Вр-I с шагом 300 мм. На 1 м оболочки приходится 5 $\varnothing$ 5 Вр-I, $A_s = 0,98 \text{ см}^2$; $R_s = 360 \text{ МПа}$. При $R_b = 17 \text{ МПа}$, $R_{bn} = 22 \text{ МПа}$, толщине оболочки $h_{1,4-5} = 3 \text{ см}$ и пролете оболочки между вутами $l_0 =$

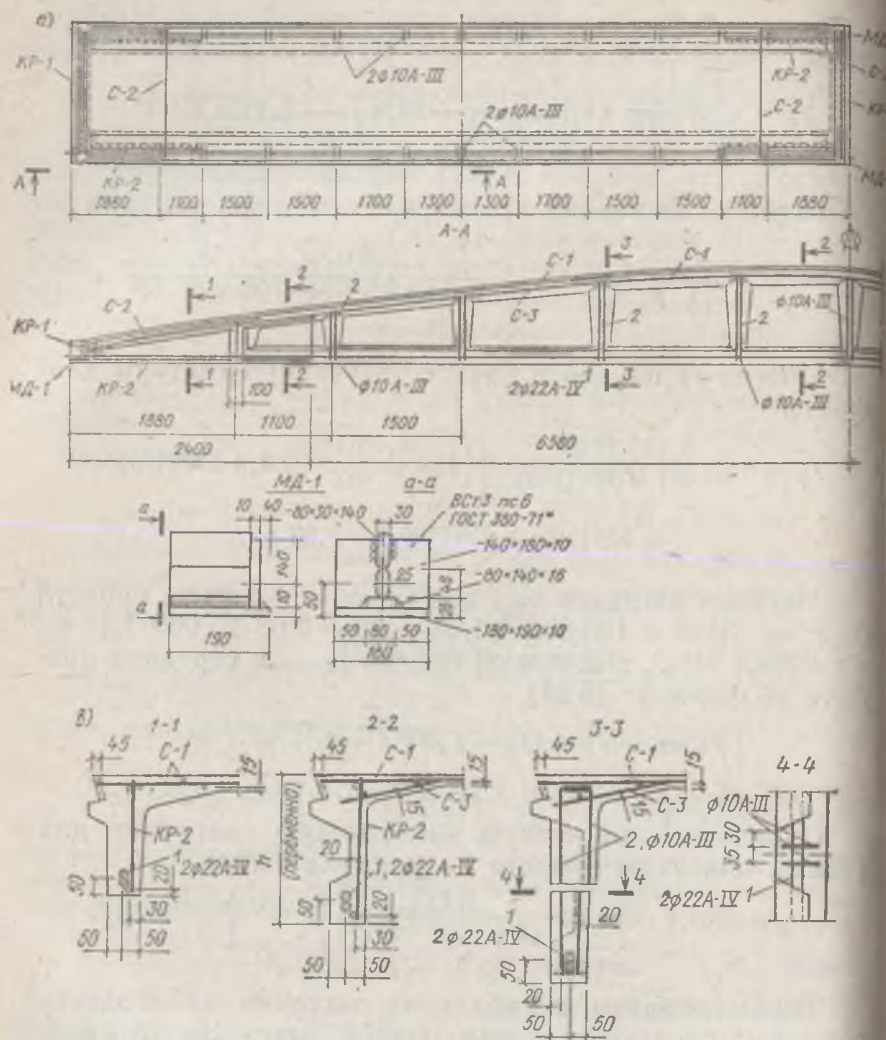
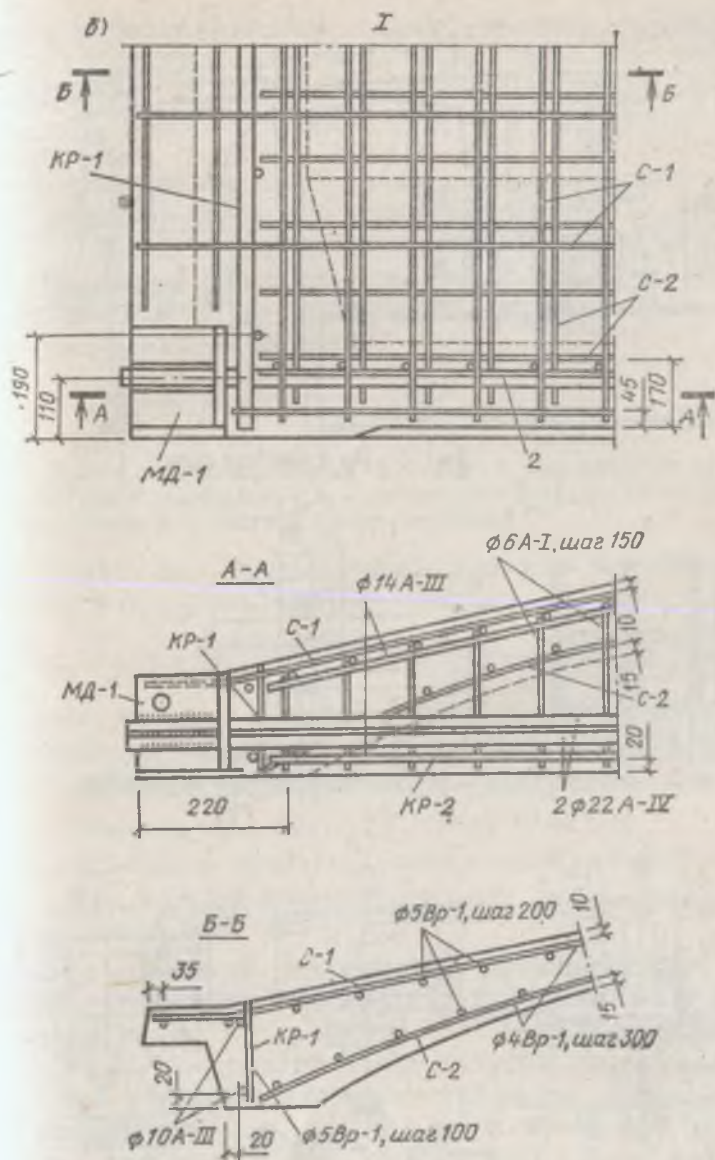


Рис. 5.29. Общий вид и детали армирования панели-оболочки КЖС 3×18 м

а — план расположения продольной арматуры и подвесок в ребрах панели; б — армирование опорного ребра; в — детали армирования продольных ребер; 1 — продольная напрягаемая арматура класса А-IV; 2 — подвески из арматуры класса А-III; С — сетки; КР-каркасы; МД — закладные стальные детали

==220 см вычисляем предельную изгибающую нагрузку $q_{l,lim}$ по формуле

$$q_{l,lim} = \frac{8A_s R_s}{l_0^3} \left(100 h_f' - \frac{A_s R_s}{R_b \gamma_{b1}} \right), \quad (5.25)$$



где A_s и R_s — площадь сечения и расчетное сопротивление поперечной арматуры оболочки;

$$q_{l,lim} = \frac{8 \cdot 0,98 \cdot 360 (100)}{220^2} \left[100 \cdot 3 - \frac{0,98 \cdot 360 (100)}{17 (100) 0,9} \right] =$$

$$= 1614,9 \text{ Н/м}^2,$$

что больше $q_{l,g} = 1343 \text{ Н/м}^2$. Следовательно, принятые размеры и армирование обеспечивают несущую способность оболочки на изгиб. Опалубочный чертеж и армирование оболочки типа КЖС $3 \times 18 \text{ м}$ приведены на рис. 5.29 и 5.30.

Прочность сопряжения оболочки с диафрагмой проверяют расчетом на изгиб в сечениях 1—1 и 2—2 (см. рис. 5.28) при действии на оболочку расчетных изгибающих нагрузок. При этом принимают моменты M_1 (в сечении 1—1) и M_2 (в сечении 2—2) одинаковыми, которые определяют по формуле

$$M_1 = M_2 = -q_l \left[\frac{l_v^2}{16} + \frac{a_v}{2} (a_v + l_v) \right], \quad (5.26)$$

где l_v — размер оболочки между вутами; a_v — ширина вута от внутренней грани диафрагмы; q_l — расчетная изгибающая нагрузка при наиболее неблагоприятной схеме нагружения.

Принимая по предыдущему расчету $l_v = 220 \text{ см}$, $a_v = 30 \text{ см}$ и $q_{l, \max} = 1343 \text{ Н/м}^2$, найдем

$$M_1 = M_2 = -1343 \left[\frac{2,2^2}{16} + \frac{0,3}{2} (0,3 + 2,2) \right] = -910,5 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Момент M_1 воспринимается поперечной арматурой сетки оболочки, где на 1 м предусмотрено $5 \varnothing 5 \text{ Вр-I}$, $A_s = 0,98 \text{ см}^2$. Эта арматура может воспринять момент

$$M = \gamma_{b2} R_b x b (h_0 - 0,5x) = 0,9 \cdot 17 (100) \cdot 100 \cdot 0,23 \times$$

$$\times (5,5 - 0,5 \cdot 0,23) = 189 500 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1895 \text{ Н} \cdot \text{м} > M_1 = 910,5 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

где $x = R_s A_s / \gamma_{b2} R_b b = 360 \cdot 0,98 / 0,9 \cdot 17 \cdot 100 = 0,23 \text{ см}$; h_0 (в сечении 1—1) $= 7 - 1,5 = 5,5 \text{ см}$;

условие прочности соблюдается, дополнительное армирование сопряжения оболочки с диафрагмой по расчету не требуется.

Момент M_2 воспринимается арматурой подвесок, располагаемых в ребрах жесткости диафрагм. При $1 \varnothing 10 \text{ А-III}$, $A_s = 0,78 \text{ см}^2$ и $b \leq 12 \delta_p = 12 \cdot 4 = 48 \text{ см}$ ($\delta_p = 4 \text{ см}$ — толщина стенки диафрагмы), $h_0 \approx 0,5 \cdot 12 = 6 \text{ см}$ (в сечении 2—2) вычисляем:

$$x = 365 \cdot 0,78 / (0,9 \cdot 17 \cdot 48) = 0,39 \text{ см};$$

момент, воспринимаемый сечением,

$$M = 0,9 \cdot 17 (100) 48 \cdot 0,39 (6 - 0,5 \cdot 0,39) = 166264,5 \text{ Н} \cdot \text{см} =$$

$$= 1662,64 \text{ Н} \cdot \text{м}, \text{ что больше } M_2 = 910 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

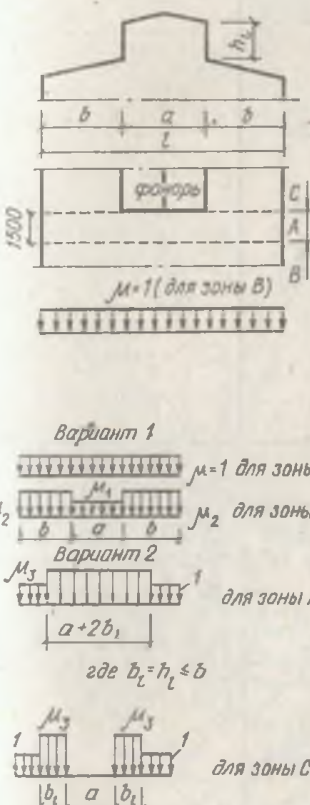
условие удовлетворяется.

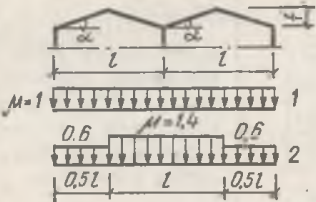
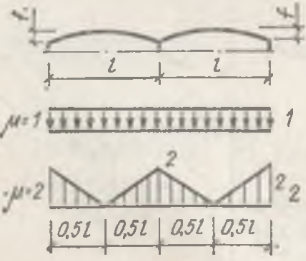
ПРИЛОЖЕНИЕ I

Коэффициенты для определения снеговой и ветровой нагрузок; габариты и нагрузки мостовых кранов

Таблица 1. Коэффициенты μ для определения снеговой нагрузки на некоторые виды покрытий (по СНиП 2.01.07-85)

№ схемы по СНиП	Профиль покрытия и схемы снеговой нагрузки	Значение коэффициента μ								
1	Для одно- и двускатных однопролетных 1 2 3	$\mu=1$ при $\alpha \leq 25^\circ$; $\mu=0$ при $\alpha \geq 60^\circ$. Вариант 2 учитывается для двускатных кровель (по схеме «б») при $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$; вариант 3 — при $10^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ и наличии ходовых мостиков или аэрационных устройств по коньку покрытия								
2	Для сводчатых однопролетных 1 2	Для сводчатых покрытий, по сегментным фермам и т. п. $\mu_1 = l/(8f) \leq 1$ и не менее 0,4. Вариант 2 учитывается при $f/l \geq 1/8$: <table><tr><td>$f/l \dots$</td><td>1/8</td><td>1/6</td><td>$\geq 1/5$</td></tr><tr><td>$\mu_1 \dots$</td><td>1,6</td><td>2</td><td>2,2</td></tr></table> Для железобетонных плит покрытий $\mu_2 \leq 1,4$	$f/l \dots$	1/8	1/6	$\geq 1/5$	$\mu_1 \dots$	1,6	2	2,2
$f/l \dots$	1/8	1/6	$\geq 1/5$							
$\mu_1 \dots$	1,6	2	2,2							

№ схемы по СНиП	Профиль покрытия и схемы снеговой нагрузки	Значение коэффициента μ
3	а) Для однопролетных с фонарем в середине  Коэффициенты $\mu=1$ для нагрузок у фонаря (зоны А и С); $\mu_1=0,8$; $\mu_2=1+0,1 a/b$; $\mu_3=1+0,5 a/bl$, но не более: 4 — для ферм и балок при нормативном весе покрытия $g^n \leq 1,5$ кПа; 2,5 — то же, при $g^n > 1,5$ кПа; 2 — для железобетонных плит покрытий пролетом $l \leq 6$ м; 2,5 — то же, $l > 6$ м и для прогонов независимо от пролета. Принимается $b_1=h_c$ и не более b Вариант 1 Вариант 2 где $b_1=h_c \leq b$ б) То же, для двускатных и сводчатых покрытий двух- или многопролетных зданий с фонарями в середине здания (по схеме 7, прил. 3 СНиП)	

№ схемы по СНиП	Профиль покрытия и схемы снеговой нагрузки	Значение коэффициента μ
5	Для двух- и многопролетных зданий с двускатными покрытиями 	Для варианта 1 $\mu=1$; вариант 2 учитывается при $\alpha \geq 15^\circ$
6	Для двух- и многопролетных зданий со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями 	Вариант 2 учитывается при $l/l > 0,1$. Для железобетонных плит покрытий $\mu \leq 1,4$



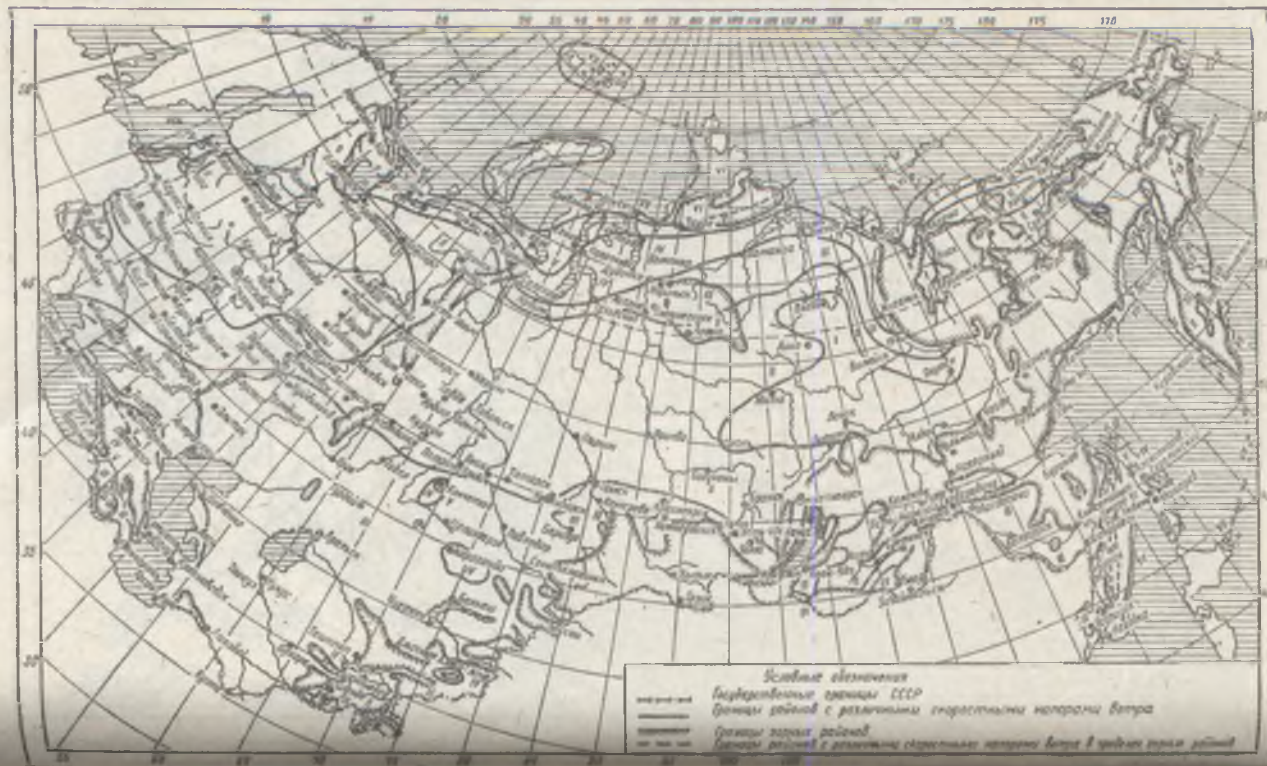
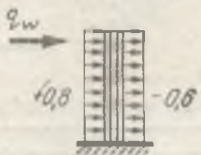
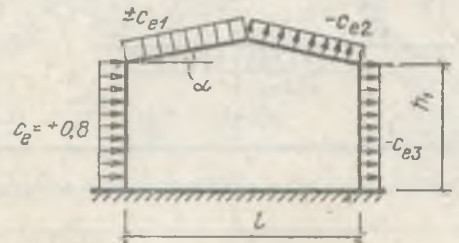
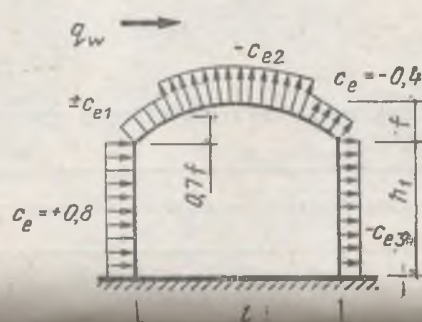


Таблица 2. Аэродинамические коэффициенты c_e для покрытий разных профилей (по СНиП 2.01.07-85)

№ схемы	Профиль здания или сооружения и схемы ветровой нагрузки	Значение коэффициента c_e																																					
1	Вертикальные поверхности (стена, забор и т. п.) 	Суммарный коэффициент $c_e=1,4$																																					
2	Для двускатных покрытий 	Коэффициенты c_{e1} и c_{e2} <table><tr><th rowspan="2">Коэффици- циент</th><th rowspan="2">α°</th><th colspan="4">Значение коэффициентов при h_1/l</th></tr><tr><th>0</th><th>0,5</th><th>1</th><th>≥ 2</th></tr><tr><td rowspan="4">c_{e1}</td><td>0</td><td>0</td><td>-0,6</td><td>-0,7</td><td>-0,8</td></tr><tr><td>20</td><td>+0,2</td><td>-0,4</td><td>-0,7</td><td>-0,8</td></tr><tr><td>40</td><td>+0,4</td><td>+0,3</td><td>-0,2</td><td>-0,4</td></tr><tr><td>60</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td></tr><tr><td>c_{e2}</td><td>≤ 60</td><td>-0,4</td><td>-0,4</td><td>-0,5</td><td>-0,8</td></tr></table>	Коэффици- циент	α°	Значение коэффициентов при h_1/l				0	0,5	1	≥ 2	c_{e1}	0	0	-0,6	-0,7	-0,8	20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8	40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4	60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	c_{e2}	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8
Коэффици- циент	α°	Значение коэффициентов при h_1/l																																					
		0	0,5	1	≥ 2																																		
c_{e1}	0	0	-0,6	-0,7	-0,8																																		
	20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8																																		
	40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4																																		
	60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8																																		
c_{e2}	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8																																		

№ схемы	Профиль здания или сооружения и схемы ветровой нагрузки	Значение коэффициента c_e																			
	ПЛАН q_w $c_e = +0,8$ $-c_{e3}$ $-c_{e3}$ l b	<table><tr><th colspan="4">Коэффициент c_{e3}</th></tr><tr><th rowspan="2">b/l</th><th colspan="3">Значение коэффициента при h/l</th></tr><tr><th>$\leq 0,5$</th><th>1</th><th>≥ 2</th></tr><tr><td>≤ 1</td><td>-0,4</td><td>-0,5</td><td>-0,6</td></tr><tr><td>≥ 2</td><td>-0,5</td><td>-0,6</td><td>-0,6</td></tr></table>	Коэффициент c_{e3}				b/l	Значение коэффициента при h/l			$\leq 0,5$	1	≥ 2	≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6	≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6
Коэффициент c_{e3}																					
b/l	Значение коэффициента при h/l																				
	$\leq 0,5$	1	≥ 2																		
≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6																		
≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6																		

3 Для сводчатых покрытий, по сегментным фермам и т. п.

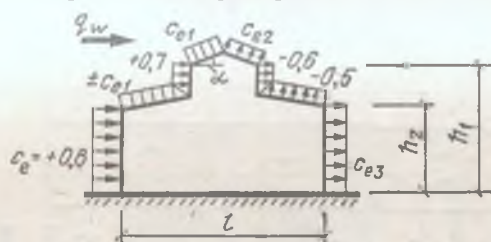


Коэффициенты c_{e1} и c_{e2}

Коэффициент	$\frac{h_1}{l}$	Значение коэффициентов при f/l				
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
c_{e1}	0	+0,1	+0,2	+0,4	+0,6	+0,7
	0,2	-0,2	-0,1	+0,2	+0,5	+0,7
	≥ 1	-0,8	-0,7	-0,3	+0,3	+0,7
c_{e2}	Произвольное	-0,8	-0,9	-1	-1,1	-1,2

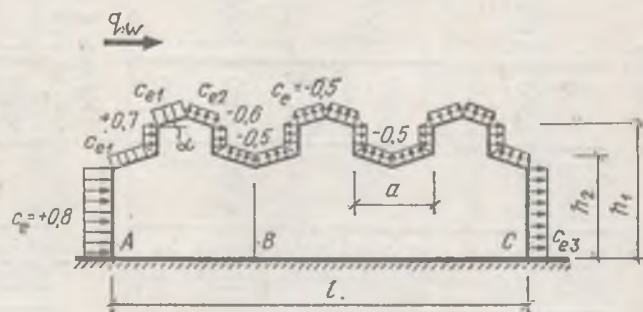
Коэффициент c_{e3} принимать по схеме 2

4 Здания с продольным фонарем



Коэффициенты c_{e1} , c_{e2} и c_{e3} определять в соответствии с указаниями к схеме 2

5 Здания с продольными фонарями



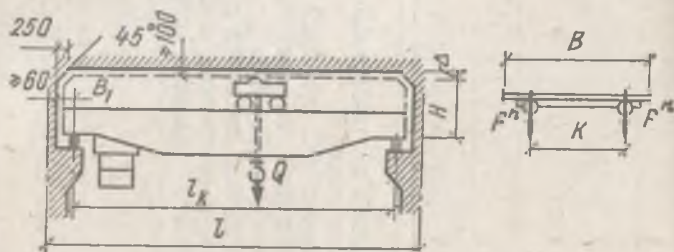
Для покрытия здания на участке АВ коэффициенты c_e принимать по схеме 4.

Для фонарей участка ВС при $\lambda \leq 2$ $c_x = 0,2$; при $2 < \lambda \leq 8$ для каждого фонаря $c_x = 0,1\lambda$; при $\lambda > 8$ $c_x = 0,8$, здесь $\lambda = a/(h_1 - h_2)$.

Для остальных участков покрытия $c_e = -0,5$.

Для наветренных, подветренных и боковых стен зданий коэффициенты давления определять по указаниям к схеме 2

Таблица 3. Нагрузки и габариты мостовых кранов среднего режима работы (по ТУ 24.09.455-83; ТУ 24.09.344-84; ТУ 24.09.619-85 и др.)



Грузоподъемность крана Q , т	Пролет крана l_k , м	Основные габариты, мм				Давление колеса на подкрановый рельс F_d , кН	Масса, т		Тип подкранового рельса
		ширина B	база K	H	B_1		тележки	крана с тележкой	

Краны с одним крюком

5	10,5	5000	3500	1650	230	70	2,2	13,6	КР 70
	16,5					82		18,1	
	22,5					101		25	
	28,5					115		31,2	
10	10,5	6300	4400	1900	260	115	4	17,5	КР 70
	16,5					125		21	
	22,5					145		27	
	28,5		5000			170		34,8	
15	10,5	6300	4400	2300	260	145	5,3	20	КР 70
	16,5					165		25	
	22,5					185		31	
	28,5		5000			210		41	

Краны с двумя крюками

15/3	10,5	6300	4400	2300	260	155	7	22,5	КР 70
	16,5					175		26,5	
	22,5					190		24	
	28,5		5000			220		43,5	

Грузоподъемность крана Q , т	Пролет крана l_k , м	Основные габариты, мм				Давление колеса на полукрановый рельс F_k , кН	Масса, т		Тип подкранового рельса
		ширина B	база K	H	B_1		тележки	крана с тележкой	
20/5	10,5	6300	4400	2400	260	175	8,5	23,5	КР 70
	16,5					195		28,5	
	22,5					220		36	
	28,5		5000			255		46,5	
30/5	10,5	6300	5000	2750	300	255	12	35	КР 70
	16,5					280		42,5	
	22,5					315		52	
	28,5		5100			345		62	
50/10	10,5	6760	5250	3150	300	365	18	47	КР 80
	16,5					425		56,5	
	22,5					465		66,5	
	28,5					500		78	

Таблица 4. Рельсы крановые (по ГОСТ 4121—76*)

Тип рельса	Высота рельса, мм	Ширина головки, мм	Ширина подошвы, мм	Площадь сечения, см ²	Момент инерции, см ⁴		Масса 1 м, кг
					I_x	I_y	
КР 70	120	70	120	67,3	1081,99	327,16	52,8
КР 80	130	80	130	81,13	1547,4	482,39	63,52
КР 100	150	100	150	113,32	2864,73	940,98	88,96
КР 120	170	120	170	150,44	4923,79	1694,83	118,1

Примечание. Рельсы типа КР 70 назначают для кранов грузоподъемностью до 30 т включительно, КР 80—50 т, КР 100—75 т и КР 120—100—250 т.

Условные обозначения: I_x —момент инерции в плоскости действия изгибающего момента; I_y —то же, в плоскости, перпендикулярной действующему моменту.

ПРИЛОЖЕНИЕ II

Площади поперечных сечений, масса круглых стержней и канатов, соотношение между диаметрами свариваемых стержней и формы спецификации арматуры

Таблица 1. Площади поперечных сечений арматуры для железобетонных конструкций

Диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, см², при числе стержней									Масса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Проволочная и стержневая арматура										
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,5	0,565	0,636	0,052
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,88	1,01	1,13	0,092
5	0,196	0,393	0,589	0,79	0,982	1,18	1,38	1,57	1,77	0,144
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	1,998
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	22	25,13	28,27	2,466
22	3,801	7,6	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,68	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	4,83
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,16	56,3	64,34	72,38	6,31
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99
40	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,4	87,96	100,53	113,1	9,865
45	15,904	31,81	47,71	63,62	79,52	95,42	111,33	127,23	143,13	12,49
Семипроволочные канаты класса К-7										
6	0,227	0,45	0,68	0,9	1,13	1,36	1,58	1,81	2,03	0,181
9	0,509	1,02	1,53	2,04	2,54	3,05	3,56	4,07	4,58	0,407
12	0,906	1,82	2,72	3,63	4,54	5,45	6,35	7,26	8,17	0,724
15	1,416	2,83	4,24	5,66	7,07	8,49	9,9	11,32	12,73	1,132

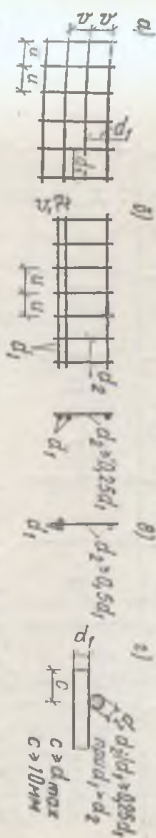
Таблица 2. Сортамент стержневой и проволочной арматуры

Диаметр, мм	Сортамент горячекатаной арматуры периодического профиля классы						Сортамент арматурной проволоки	
	A-II	A-III	A-IV	A _p -IV	A-V	A _p -V	A-VI, A _p -VI	Bp-I, Bp-II

3	—	—	—	—	—	—	—	—
4	—	—	—	—	—	—	—	—
5	—	—	—	—	—	—	—	—
6	—	—	—	—	—	—	—	—
7	—	—	—	—	—	—	—	—
8	—	—	—	—	—	—	—	—
9	—	—	—	—	—	—	—	—
10	—	—	—	—	—	—	—	—
12	—	—	—	—	—	—	—	—
14	—	—	—	—	—	—	—	—
16	—	—	—	—	—	—	—	—
18	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	—	—	—	—	—	—	—
22	—	—	—	—	—	—	—	—
25	—	—	—	—	—	—	—	—
28	—	—	—	—	—	—	—	—
32	—	—	—	—	—	—	—	—
36	—	—	—	—	—	—	—	—
40	—	—	—	—	—	—	—	—
45	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечание. Знаком X отмечены диаметры прокатываемой арматуры.

Таблица 3. Расположение арматуры в сварных сетках и каркасах



Диаметр стержней одного направления d_1 , мм	Наименьшие допустимые диаметры стержней другого направления d_2 , мм, по сеткам			Наименьшие допустимые расстояния между осями стержней, мм	
	a, b, c	d	e	одного направления d_1 и d_2 мм	при двух направлениях расположения в каркасе
3	3	3	3	50	—

Диаметр стержней одного направления d_1 , мм	Наименьшие допустимые диаметры стержней другого направления d_2 , мм, по схемам		Наименьшие допустимые расстояния между осями стержней, мм	
	$a, б, г$	$в$	одного направления u_{min} и v_{min}	продольных u при двухрядном их расположении в каркасе
5	3	3	50	30
6	3	3	50	30
8	3	4	75	30
10	3	5	75	30
12	3	6	75	40
14	4	8	75	40
16	4	8	75	40
18	5	10	100	40
20	5	10	100	50
22	6	12	100	50
25	8	12	150	50
28	8	15	150	60
32	8	16	150	70
36	10	18	200	80
40	10	20	200	80

Таблица 4. Форма спецификации арматуры

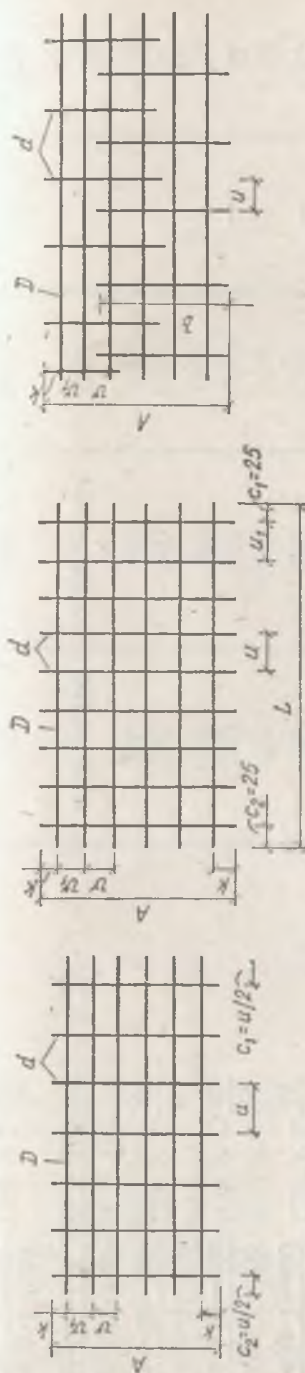
Наименование элемента	Марка каркаса, сетки	№ позиции	Эскиз	Диаметр и класс арматуры	Длина, мм	Число стержней		Общая длина, м
						в одном каркасе, сетке	в элементе	
Фундамент Ф-1	С-3	1 2		12 А-II	2780	12	12	33,4
				10 А-II	2180	15	15	32,7

Таблица 5. Форма выборки арматуры

Диаметр и класс арматуры	Общая длина, м	Масса, кг (округленно)
20 А-II	100	247
12 А-II	45,3	41
10 А-II	32,7	20
8 А-III	15	6
Итого	—	314

Сортамент сварных сеток и расположение стержней

Таблица 1. Сортамент сварных сеток (по ГОСТ 8478—81)



1. Сварная рулонная
 $D \leq 5$ мм Вр-I;
 $d \leq 8$ мм ($\emptyset$ 3+5 Вр-II,
 $\emptyset$ 6+8 А-III)

2. Сварная плоская
 $D=6+10$ А-III; $\emptyset$ 10 А-II;
 $D=6+12$ А-I; ≤ 5 Вр-I;
 $d \leq 10$ А-I; ≤ 8 А-III, ≤ 5 Вр-I

3. Сварная рулонная с укороченными поперечными стержнями

Марка сетки	Размеры, мм				
	D или $L \times B$, D_1	a	A	b	k
5Вр-I-100	100	100	1040	—	20
5Вр-I-100		100	1040	—	20
5Вр-I-200 + (× 100) + 200	200 + (× 100) + 200	150	1140	—	20
5Вр-I-150		150	1140	—	20

Марка сетки	Размеры, мм				
	v или $xv + v_1$	u	A	b	k
$\frac{4Bp-I-(\times 200)+100}{4Bp-I-(\times 200)+100} 1140 \times L \frac{c_1}{20}$	$(\times 200)+100$	$(\times 200)+100$	1140	—	20
$\frac{5Bp-I-100}{5Bp-I-100} 1280 \times L \frac{c_1}{40}$	100	100	1280	—	40
$\frac{5Bp-I-100}{5Bp-I-50} 1280 \times L \frac{c_1}{40}$	100	50	1280	—	40
$\frac{4Bp-I-200}{4Bp-I-300} 1290 \times L \frac{c_1}{45}$	200	300	1290	—	45
$\frac{4Bp-I-200}{6A-III-200} 1290 \times L \frac{c_1}{45}$	200	200	1290	—	45
$\frac{4Bp-I-200}{8A-III-200} 1290 \times L \frac{c_1}{45}$	200	200	1290	—	45
$\frac{4Bp-I-(\times 200)+100}{4Bp-I-(\times 200)+100} 1340 \times L \frac{c_1}{20}$	$(\times 200)+100$	$(\times 200)+100$	1340	—	20
$\frac{4Bp-I-200}{4Bp-I-200} 1440 \times L \frac{c_1}{20}$	200	200	1440	—	20
$\frac{4Bp-I-200}{5Bp-I-200} 1440 \times L \frac{c_1}{20}$	200	200	1440	—	20

$\frac{4Bp-I-200}{4Bp-I-200} 1500 \times L \frac{c_1}{50}$	200	100	1500	—	50
$\frac{5Bp-I-100}{5Bp-I-100} 1540 \times L \frac{c_1}{200}$	100	100	1540	—	20
$\frac{5Bp-I-100}{5Bp-I-50} 1540 \times L \frac{c_1}{200}$	100	50	1540	—	20
$\frac{4Bp-I-200}{4Bp-I-100} 1660 \times L \frac{c_1}{30}$	200	100	1660	—	30
$\frac{4Bp-I-200}{4Bp-I-200} 1660 \times L \frac{c_1}{300}$	200	200	1660	—	30
$\frac{5Bp-I-100}{5Bp-I-100} 2350 \times L \frac{c_1}{25}$	100	100	2350	—	25
$\frac{5Bp-I-(\times 150)+100}{5Bp-I-150} 2350 \times L \frac{c_1}{25}$	$(\times 150)+100$	150	2350	—	25
$\frac{5Bp-I-(\times 200)+100}{5Bp-I-200} 2350 \times L \frac{c_1}{25}$	$(\times 200)+100$	200	2350	—	25
$\frac{5Bp-I-200}{5Bp-I-150} 2660 \times L \frac{c_1}{30}$	200	150	2660	2330	30
$\frac{4Bp-I-200}{6A-III-150} 2660 \times L \frac{c_1}{30}$	200	150	2660	2330	30
$\frac{5Bp-I-(\times 200)+170}{5Bp-I-100} 2830 \times L \frac{c_1}{30}$	$(\times 200)+170$	100	2830	2390	30
$\frac{3Bp-I-(\times 200)+100}{3Bp-I-(\times 250)+100} 2940 \times L \frac{c_1}{20}$	$(\times 200)+(\times 100)$	$(\times 250)+100$	2940	—	20
$\frac{3Bp-I-100}{3Bp-I-(\times 250)+100} 2940 \times L \frac{c_1}{20}$	100	$(\times 250)+100$	2940	—	20

Марка сетки	Размеры, мм				
	v или $xv + v_1$	u	A	b	k
$\frac{5Bp-I-(\times 200)+100}{5Bp-I-150} 2960 \times L \frac{c_1}{30}$ (6A-III-150)*	$(\times 200)+100$	150	2960	2590	30
$\frac{4Bp-I-(\times 200)+100}{8A-III-150} 2960 \times L \frac{c_1}{30}$	$(\times 200)+100$	150	2960	2590	30
$\frac{5Bp-I-200}{5Bp-I-150} 3030 \times L \frac{c_1}{15}$	200	150	3030	2650	15
$\frac{5Bp-I-200}{6A-III-150} 3030 \times L \frac{c_1}{15}$	200	150	3030	2650	15
$\frac{4Bp-I-200}{8A-III-150} 3030 \times L \frac{c_1}{15}$	200	150	3030	2650	15
$\frac{5Bp-I-200}{5Bp-I-150} 3260 \times L \frac{c_1}{30}$	200	150	3260	2850	30
$\frac{4Bp-I-200}{8A-III-150} 3260 \times L \frac{c_1}{30}$	200	150	3260	2850	30
$\frac{5Bp-I-200}{6A-III-150} 3260 \times L \frac{c_1}{30}$	200	150	3260	2850	30
$\frac{5Bp-I-(\times 200)+100}{5Bp-I-150} 3330 \times L \frac{c_1}{15}$ (6A-III-150)*	$(\times 200)+100$	150	3330	2920	15
$\frac{4Bp-I-(\times 200)+100}{8A-III-150} 3330 \times L \frac{c_1}{15}$	$(\times 200)+100$	150	3330	2920	15

$\frac{5Bp-I-(\times 200)+100}{6A-III-150} 3560 \times L \frac{c_1}{30}$ (8A-III-150)*	$(\times 200)+100$	150	3560	3120	30
$\frac{5Bp-I-200}{6A-III-150} 3630 \times L \frac{c_1}{15}$ (8A-III-150)*	200	150	3630	3180	15

* В скобках указаны диаметр и класс арматуры для другой марки сетки с идентичными размерами.

Обозначения: A — ширина сеток; D — диаметр продольных стержней; d — диаметр поперечных стержней; v и u — соответственно шаг продольных и поперечных стержней; b — длина укороченных поперечных стержней; c_1 и c_2 — свободные концы продольных стержней; k — то же, поперечных стержней; L — длина плоских сеток (обычно ≤ 9 м, а по согласованию с изготовителем — до 12 м).

Примечание. Допускается изготовление других сеток, отличающихся от ГОСТа, при соблюдении размеров: $A \leq 3800$ мм, $v = 100 \div 500$ мм (кратно 50), $u = 50 \div 400$ мм (кратно 25).

Таблица 2. Расположение продольных стержней по ширине сетки

Ширина сетки, A , мм	k , мм	Количество продольных стержней в сетке, шт., (числитель) и разбивка ширины сетки A на количество шагов (знаменатель) при основном шаге v , мм		
		100	150	200
1040	20	$\frac{11}{100 \times 10}$	—	—
1140	20	$\frac{10}{200 + 100 \times 7 + 200}$	—	—

Ширина сетки, А, мм	h, мм	Количество продольных стержней в сетке, шт., (числитель) и разбивка ширины сетки А на количество шагов (знаменатель) при основном шаге v, мм		
		100	150	200
1280, 1290	40, 45	$\frac{13}{100 \times 12}$	—	$\frac{7}{200 \times 6}$
1340	20	—	—	$\frac{8}{200 \times 6 + 100}$
1440	20	—	—	$\frac{8}{200 \times 7}$
1500, 1540	50, 20	$\frac{10}{100 \times 15}$	—	$\frac{8}{200 \times 7}$
1660	30	—	—	$\frac{9}{200 \times 8}$
2350	25	$\frac{24}{100 \times 23}$	$\frac{17}{150 \times 14 + 100 \times 2}$	$\frac{13}{200 \times 11 + 100}$
2550	25	$\frac{26}{100 \times 25}$	$\frac{18}{150 \times 16 + 100}$	—
2660	30	—	—	$\frac{14}{200 \times 13}$
2830	30	—	—	$\frac{15}{200 \times 13 + 170}$

2940	20	$\frac{20}{200 \times 5 + 100 \times 9 + 200 \times 5}$	—	—
2940	20	$\frac{30}{100 \times 29}$	—	—
2940, 2960	20, 30	—	—	$\frac{16}{200 \times 14 + 100}$
3030	15	—	—	$\frac{16}{200 \times 15}$
3260	30	—	—	$\frac{17}{200 \times 16}$
3330	15	—	—	$\frac{13}{200 \times 16 + 100}$
3560	30	—	—	$\frac{19}{200 \times 17 + 100}$
3630	15	—	—	$\frac{19}{200 \times 18}$

ПРИЛОЖЕНИЕ IV

Основные виды арматурной стали и область ее применения в железобетонных конструкциях (в зависимости от характера действующих нагрузок и расчетной температуры)

Вид арматуры	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр арматуры, мм	Условия эксплуатации конструкции при нагрузке									
				в отапливаемых зданиях	статической				в отапливаемых зданиях	динамической и многократно повторяющейся			
					на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре t , °C					на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре t , °C			
					≤ 30	$30 < t \leq 40$	$40 < t \leq 55$	$55 < t \leq 70$		≤ 30	$30 < t \leq 40$	$40 < t \leq 55$	$55 < t \leq 70$
Стержневая горячекатаная гладкая (ГОСТ 5781—82 и ГОСТ 380—71*)	А-I	Ст3сп3	6—40	+	+	+	+	+	+	+	—	—	—
		Ст3пс3	6—40	+	+	+	—	—	+	+	—	—	—
		Ст3кп3	6—40	+	+	—	—	—	+	+	—	—	—
		ВСт3сп2	6—40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		ВСт3пс2	6—40	+	+	+	—	—	+	+	+	—	—
		ВСт3кп2	6—40	+	+	—	—	—	+	+	—	—	—
		ВСт3Гпс2	6—18	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Стержневая горячекатаная периодического профиля (ГОСТ 5781—82*)	А-II	ВСт5сп2	10—40	+	+	+	+	+	+	+	+	—	—
		ВСт5пс2	10—16	+	+	+	+	—	+	+	+	—	—
			18—40	+	+	—	—	—	+	+	—	—	—
		18Г2С	40—80	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	Ас-II	10ГТ	10—32	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
То же, термомеханически упрочненная (ГОСТ 10 884—81*)	А-III	35ГС	6—40	+	+	+	+	—	+	+	+	—	—
		25Г2С	6—8	+	+	+	+	+	+	+	+	+	—
		32Г2Рпс	10—40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	—
			6—22	+	+	+	+	—	+	+	+	—	—
Стержневая горячекатаная периодического профиля (ГОСТ 5781—82*)	А-IV	80С	10—18	+	+	—	—	—	—	—	—	—	—
		20ХГ2Ц	10—22	+	+	+	+	+	+	+	+	+	—
	А-V	23Х2Г2Т	10—32	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	А-VI	20Х2Г2СР	10—22	+	+	+	+	+	+	+	+	+	—
		22Х2Г2ТАЮ	10—22	+	+	+	+	+	+	+	+	+	—
		22Х2Г2Р	10—22	+	+	+	+	+	+	+	+	+	—
	Стержневая термически упрочненная периодического профиля (ГОСТ 10 884—81*)	А-IVC	25Г2С	10—28	+	+	+	+	+	+	+	+	+
А-IVK		10ГС2	10—18	+	+	+	+	—	+	+	+	+	—
		20ХГС2	10—18	+	+	+	+	—	+	+	+	+	—
		08Г2С	10—18	+	+	+	+	—	+	+	+	+	—
А-IV		20ГС;	10—28	+	+	+	+	—	+	+	+	+	—
		20ГС2;	10—28	+	+	+	+	—	+	+	+	+	+
08Г2С		10—28	+	+	+	+	—	+	+	+	+	+	

Вид арматуры	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр арматуры, мм	Условия эксплуатации конструкции при нагрузке									
				в отапливаемых зданиях	статической				в отапливаемых зданиях	динамической и многократно повторяющейся			
					на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре t , °C					на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре t , °C			
					≤ 30	$30 < t \leq 40$	$40 < t \leq 55$	$55 < t \leq 70$		≤ 30	$30 < t \leq 40$	$40 < t \leq 55$	$55 < t \leq 70$
Стержневая термически упрочненная периодического профиля (ГОСТ 10 884—81*)	Ат-VCK	20ХГС2	10—28	+	+	+	+	—	+	+	+	—	—
	Ат-VI	20ГС	10—28	+	+	+	+	—	+	+	+	+	—
		20ХГС2	10—28	+	+	+	+	—	+	+	+	+	—
	Ат-VIK	20ХГС2	10—16	+	+	+	+	—	+	+	+	+	—
Обыкновенная арматурная проволока периодического профиля (ГОСТ 6727—80*)	Вр-I	—	3—5	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Высокопрочная арматурная проволока (ГОСТ 7318—81*)	Вр-II	—	3—5	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Арматурные канаты (ГОСТ 13 840—68*)	К-7	—	6—16	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Стержневая, упрочненная вытяжкой, периодического профиля	А-IIIв	25Г2С 35ГС	20—40 20—40	+	+	+	—	+	+	+	—	—	—
Обыкновенная арматурная проволока гладкая (ГОСТ 6727—80*)	В-I	—	3—5	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

¹ Допускается применять в вязаных каркасах и сетках.

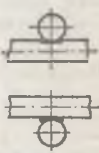
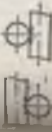
² Следует применять только в виде целых стержней мерной длины.

Примечание. Знак «+» означает допускается, знак «—» — не допускается.

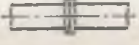
ПРИЛОЖЕНИЕ V

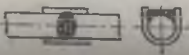
Основные типы сварных соединений арматуры

Сварка	Схема конструкции	Положение стержня при сварке	Диаметр стержня, мм	Класс (марка) арматурной стали	Дополнительные указания
Контактная точечная двух стержней		Крестообразное соединение			
		Горизонтальное (возможно вертикальное в кондукторах)	6—40 10—50 6—40 10—22 10—28 3—5 3—5	А-I А-II А-III Ат-IIIС Ат-IVС В-I Вр-I	Отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,25—1

Сварка	Схема конструкции	Положение стержня при сварке	Диаметр стержня, мм	Класс (марка) арматурной стали	Дополнительные указания
Контактная точечная сварка стержней		Горизонтальное (возможно вертикальное в кондукторах)	6—40 10—50 6—40 10—22 10—28	A-I A-II A-III At-IIIc At-IVc	Отношение диаметра среднего стержня к одному из одинаковых крайних стержней большего диаметра должно быть не менее 0,5
Контактная дуговая точечная сварка стержней		Горизонтальное и вертикальное	10—40 10—28 10—18 10—32 10—28 10—22 10—28	A-I A-II (BCT5 cп2) A-II (BCT5cп2) Ac-II A-III (25Г2C) At-IIIc At-IVc	В условиях отрицательных температур допускается применять сварные соединения только арматурной стали классов A-I и Ac-II
Ручная дуговая сварка с принудительным формированием шва		Вертикальное	14—40	A-I; A-II; A-III	Положение сварных швов вертикальное. Сварка выполняется в инвентарных формах

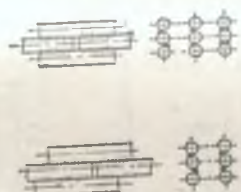
Стыковое соединение

Контактная стыковая сварка		Горизонтальное	10—40 10—80 10—40 10—22 10—22 10—28 10—22 10—14	A-I A-II A-III At-IIIc At-IV At-IVc A-V A-VI	Отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,85—1. Допускается отношение диаметров стержней не менее 0,3 при применении устройства, обеспечивающего предварительный нагрев стержня большего диаметра
То же, с последующей механической обработкой		То же	10—80 10—40 10—22 10—22 10—28 10—22	A-II A-III At-IIIc A-IV At-IVc A-V	
Ванная автоматическая под флюсом		*	20—40	A-I; A-II; A-III	Отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,5—1. Сварка выполняется в инвентарных формах
Ванная одноэлектродная					
Полуавтоматическая порошковой проволокой					

Сварка	Схема конструкции	Положение стержня при сварке	Диаметр стержня, мм	Класс (марка) арматурной стали	Дополнительные указания
Ванная полуавтоматическая под флюсом		Вертикальное	20—40	А-I; А-II; А-III	Отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,5—1. Сварка выполняется в инвентарных формах, Стержень меньшего диаметра сверху
Ванная одноэлектродная					
Полуавтоматическая порошковой проволокой					
Ванная полуавтоматическая под флюсом		Горизонтальное	32—40	А-III	Сварка выполняется в инвентарных формах
Полуавтоматическая порошковой проволокой					
Ванная одноэлектродная					
Полуавтоматическая порошковой проволокой		То же	32—40	А-III	То же
Ванная одноэлектродная					
Ванная полуавтоматическая порошковой проволокой на стальной скобе-подкладке		•	20—32	А-I; А-II; А-III	Отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,5—1
Ванная одноэлектродная на стальной скобе-подкладке					
Полуавтоматическая открытой дугой голый легированной проволокой (СОДГП) на стальной скобе-накладке		•	20—40 20—80 20—40 20—22 20—28	А-I А-II А-III Ат-IIIС Ат-IVС	То же. Термически и термомеханически упрочненная арматура должна свариваться на удлиненной до 4 d стальной скобе-накладке
Ванно-шовная на стальной скобе-накладке			36—40 36—80 36—40 20—22 20—28	А-I А-II А-III Ат-IIIС Ат-IVС	
Полуавтоматическая порошковой проволокой многослойными швами на стальной скобе-подкладке		Вертикальное	20—40 20—80 20—40 20—22 20—28	А-I А-II А-III Ат-IIIС Ат-IVС	Отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,5—1. Ручную дуговую сварку соединений стержней диаметром 36—80 мм следует выполнять на стальной скобе-на-
Ручная дуговая многослойными швами на стальной скобе-подкладке					

Сварка	Схема конструкции	Положение стержня при сварке	Диаметр, стержня, мм	Класс (марка) арматурной стали	Дополнительные указания
					кладке, а термически и термомеханически упрочненная арматура должна свариваться на удлиненной до $4d$ стальной скобе-накладке
Полуавтоматическая СОДГП на стальной скобе-накладке		Вертикальное	20—40 20—80 20—40 20—22 20—28	A-I A-II A-III At-IIIС At-IVC	Отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,5—1. Термически и термомеханически упрочненная арматура должна свариваться на удлиненной до $4d$ стальной скобе-накладке
Ручная дуговая многослойными швами без дополнительных технологических элементов		То же	20—40 20—80 20—40	A-I A-II A-III	Отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,5—1

Ручная дуговая протяженными швами с круглыми накладками



Горизонтальное и вертикальное

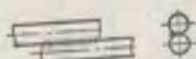
10—40
10—80
10—40
10—22
10—22
10—28
10—22

A-I
A-II
A-III
At-IIIС
A-IV
A-IV
A-V

Соединения арматуры классов A-IV и A-V следует выполнять со смещенными накладками. Допускается применять соединения с двусторонними швами для арматуры классов A-I, A-II, A-III

Нахлесточное соединение

Ручная дуговая протяженными швами



Горизонтальное и вертикальное

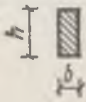
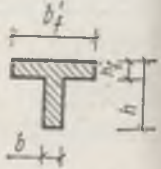
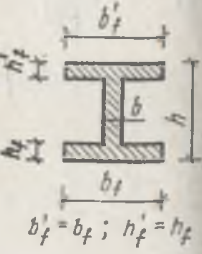
10—40
10—25
10—25
10—22

A-I
A-II
A-III
At-IIIС

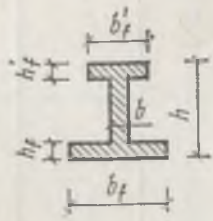
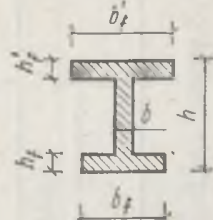
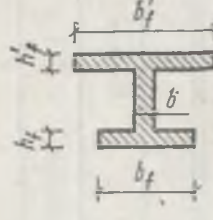
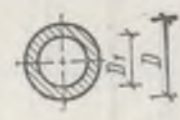
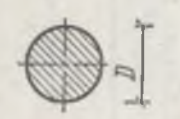
Допускается применять двусторонние швы для соединений стержней класса A-I и A-II марки 10ГТ

ПРИЛОЖЕНИЕ VI

Значения коэффициентов γ для определения упругопластического момента сопротивления сечения по растянутой зоне $W_{pl} = \gamma W_{red}$

Характеристика сечения	γ	Форма поперечного сечения
Прямоугольное	1,75	
Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,75	
Тавровое с полкой (уширением), расположенной в растянутой зоне: при $b_1/b \leq 2$ независимо от отношения h_1/h при $b_1/b > 2$ и $h_1/h \geq 0,2$ при $b_1/b > 2$ и $h_1/h < 0,2$	1,75 1,75 1,5	
Двутавровое симметричное (коробчатое): при $b'_1/b = b_1/b \leq 2$ независимо от отношения $h'_1/h = h_1/h$ при $2 < b'_1/b = b_1/b \leq 6$ независимо от отношения $h'_1/h = h_1/h$ при $b'_1/b = b_1/b > 6$ и $h'_1/h = h_1/h \geq 0,2$ при $6 < b'_1/b = b_1/b \leq 15$ и $h'_1/h = h_1/h < 0,2$ при $b'_1/b = b_1/b > 15$ и $h'_1/h = h_1/h < 0,1$	1,75 1,5 1,5 1,25 1,1	

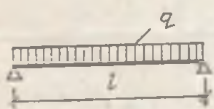
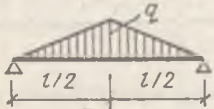
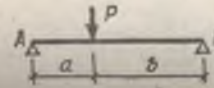
Продолжение прил. VI

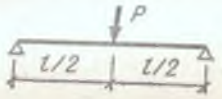
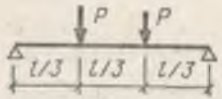
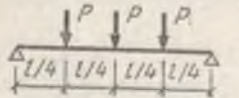
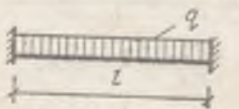
Характеристика сечения	γ	Форма поперечного сечения
Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_f/b \leq 3$: при $b_f/b \leq 2$ независимо от отношения h_f/h 1,75 при $2 < b_f/b \leq 6$ независимо от отношения h_f/h 1,5 при $b_f/b > 6$ и $h_f/h > 0,1$ 1,5		
Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $3 < b'_f/b < 8$: при $b_f/b \leq 4$ независимо от отношения h_f/h 1,5 при $b_f/b > 4$ и $h_f/h \geq 0,2$ 1,5 при $b_f/b > 4$ и $h_f/h < 0,2$ 1,25		
Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_f/b \geq 8$: при $h_f/h > 0,3$ 1,6 при $h_f/h \leq 0,3$ 1,25		
Кольцевое	$2 - 0,4 \frac{D_1}{D}$	
Круглое	2,0	

ПРИЛОЖЕНИЕ VII

Таблицы для расчета одно-, двух- и трехпролетных балок

Таблица 1. Максимальные изгибающие моменты M , опорные реакции Q и прогибы f для однопролетных балок

Расчетная схема	Момент		Опорная реакция	Прогиб
	пролетный	опорный		
	$M = \frac{ql^2}{8}$	—	$Q = \frac{ql}{2}$	$f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI}$
	$M = \frac{ql^2}{12}$	—	$Q = \frac{ql}{4}$	$f = \frac{ql^4}{120EI}$
	$M = \frac{Pab}{l}$	—	$Q_A = \frac{Pb}{l}$ $Q_B = \frac{Pa}{l}$	$f = \frac{Pa^2b^3}{3lEI}$

	$M = \frac{Pl}{4}$	—	$Q = \frac{P}{2}$	$f = \frac{1}{48} \frac{Pl^3}{EI}$
	$M = \frac{Pl}{3}$	—	$Q = P$	$f = 0,0355 \frac{Pl^3}{EI}$
	$M = \frac{Pl}{2}$	—	$Q = \frac{3P}{2}$	$f = 0,049 \frac{Pl^3}{EI}$
	$M = \frac{ql^2}{24}$	$\bar{M} = \frac{ql^2}{12}$	$Q = \frac{ql}{2}$	$f = \frac{ql^4}{384EI}$

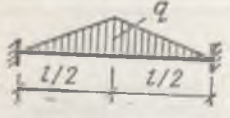
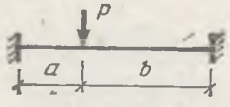
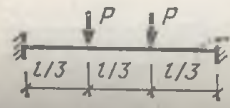
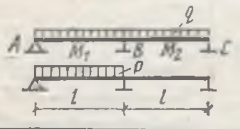
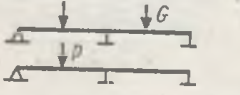
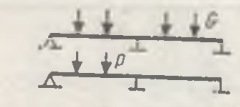
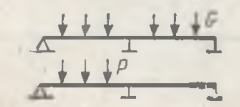
Расчетная схема	Момент		Опорная реакция	Прогиб
	пролетный	опорный		
	$M = \frac{ql^2}{32}$	$\bar{M} = -\frac{5}{96} ql^2$	$Q = \frac{ql}{4}$	$f = \frac{7ql^4}{3840EI}$
	—	$\bar{M}_A = -\frac{Pab^2}{l^2}$ $\bar{M}_B = -\frac{Pa^2b}{l^2}$	$Q_A = P \frac{(3a+b)b^2}{l^2}$ $Q_B = P \frac{(a+3b)a^2}{l^2}$	$f = \frac{Pa^3b^3}{3l^3EI}$ при $x = a$
	$M = \frac{Pl}{9}$	$\bar{M} = -\frac{2Pl}{9}$	$Q = P$	—

Таблица 2. Изгибающие моменты и поперечные силы неразрезных балок с равными пролетами (при равномерно распределенной (1) и сосредоточенной (2) нагрузках)
1. $M = (\alpha g + \beta p)l^2$; $Q = (\gamma g + \delta p)l$; 2. $M = (\alpha G + \beta P)l$; $Q = \gamma G + \delta P$

Двухпролетные балки

Схема нагрузки	Пролетные моменты		Опорные моменты	Поперечные силы			
	M_1	M_2		Q_A	Q_B^l	Q_B^r	Q_C
	0,07 0,096	0,07 -0,025	-0,125 -0,063	0,375 0,437	-0,625 -0,563	0,625 0,062	-0,375 -0,063
	0,156 0,203	0,156 -0,047	-0,188 -0,094	0,312 0,406	-0,688 -0,594	0,688 0,094	-0,312 0,094
	0,222 0,278	0,222 -0,056	-0,333 -0,167	0,667 0,833	-1,334 -1,167	1,334 0,167	-0,667 0,167
	0,266 0,383	0,266 -0,117	-0,469 -0,234	1,042 1,266	-1,958 -1,734	1,958 0,234	-0,042 0,234

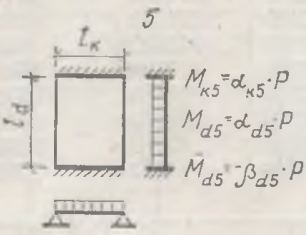
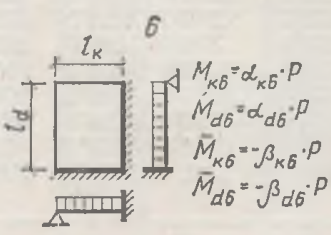
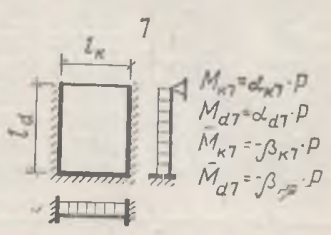
Трехпролетные балки

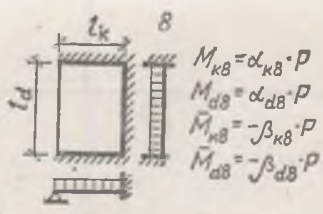
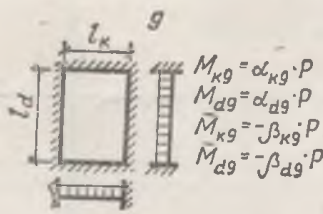
Схема нагрузки	Пролетные моменты		Опорные моменты		Поперечные силы					
	M_1	M_2	M_B	M_C	Q_A	Q_B^l	Q_B^r	Q_C^l	Q_C^r	Q_D
	0,08 0,101 -0,025 — —	0,025 -0,05 0,075 — —	-0,1 -0,05 -0,05 -0,117 -0,067	-0,1 -0,05 -0,05 -0,033 -0,017	0,4 0,45 -0,05 0,383 0,433	-0,6 -0,55 -0,05 -0,617 -0,567	0,5 0 0,5 0,583 0,083	-0,5 0 -0,5 -0,418 0,083	0,6 0,55 0,05 0,033 -0,017	-0,4 -0,45 0,05 0,033 -0,017
	0,244 0,289 -0,044 — —	0,067 -0,133 0,2 — —	-0,267 -0,133 -0,133 -0,311 -0,178	-0,267 -0,133 -0,133 -0,089 -0,044	0,733 0,866 -0,133 0,689 0,822	-1,267 -1,133 -0,133 -1,311 -1,178	1 0 1 1,222 0,222	-1 0 -1 -0,778 0,222	1,267 1,133 0,133 0,089 -0,044	-0,733 -0,866 0,133 0,089 -0,044

ПРИЛОЖЕНИЕ VIII

Значения коэффициентов α и β для расчета плит, опертых по контуру при равномерно распределенной нагрузке

Соотно- шение сторон												
	l_d/l_c	α_{c1}	α_{d1}	α_{c2}	α_{d2}	β_{c2}	α_{c3}	α_{d3}	β_{d3}	α_{c4}	α_{d4}	β_{c4}
1		0,0365	0,0365	0,0334	0,0273	0,0892	0,0273	0,0334	0,0893	0,0267	0,018	0,0694
1,1		0,0399	0,033	0,0349	0,0231	0,0892	0,0313	0,0313	0,0867	0,0266	0,0146	0,0667
1,2		0,0428	0,0298	0,0357	0,0196	0,0872	0,0348	0,0292	0,082	0,0261	0,0118	0,0633
1,3		0,0452	0,0268	0,0359	0,0165	0,0843	0,0378	0,0269	0,076	0,0254	0,0097	0,0599
1,4		0,0469	0,024	0,0357	0,014	0,0808	0,0401	0,0248	0,0688	0,0245	0,008	0,0565
1,5		0,048	0,0214	0,035	0,0119	0,0772	0,042	0,0228	0,062	0,0235	0,0066	0,0534
1,6		0,0485	0,0189	0,0341	0,0101	0,0735	0,0433	0,0208	0,0553	0,0226	0,0056	0,0506
1,8		0,0485	0,0148	0,0326	0,0075	0,0668	0,0444	0,0172	0,0432	0,0208	0,004	0,0454
2		0,0473	0,0118	0,0303	0,0056	0,081	0,0443	0,0142	0,0338	0,0193	0,003	0,0412

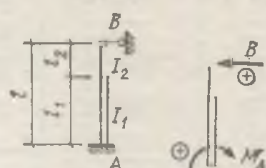
Соотношение сторон l_d/l_c											
	α_{c5}	α_{d5}	β_{d5}	α_{c6}	α_{d6}	β_{c6}	β_{d6}	α_{c7}	α_{d7}	β_{c7}	β_{d7}
1	0,018	0,0267	0,0694	0,0269	0,0269	0,0625	0,0625	0,0266	0,0198	0,0556	0,0417
1,1	0,0218	0,0262	0,0708	0,0292	0,0242	0,0675	0,0558	0,0234	0,0169	0,0565	0,035
1,2	0,0254	0,0254	0,0707	0,0309	0,0214	0,0703	0,0488	0,0236	0,0142	0,056	0,0292
1,3	0,0287	0,0242	0,0689	0,0319	0,0188	0,0711	0,0421	0,0235	0,012	0,0545	0,0242
1,4	0,0316	0,0229	0,066	0,0323	0,0165	0,0709	0,0361	0,023	0,0102	0,0526	0,0202
1,5	0,0341	0,0214	0,0621	0,0324	0,0144	0,0695	0,031	0,0225	0,0086	0,0506	0,0169
1,6	0,0362	0,02	0,0577	0,0321	0,0125	0,0678	0,0265	0,0218	0,0073	0,0484	0,0142
1,8	0,0388	0,0172	0,0484	0,0308	0,0096	0,0635	0,0196	0,0203	0,0054	0,0442	0,0102
2	0,04	0,0146	0,0397	0,0294	0,0074	0,0588	0,0147	0,0189	0,004	0,0404	0,0076

Соотношение сторон l_d/l_c								
	α_{c8}	α_{d8}	β_{c8}	β_{d8}	α_{c9}	α_{d9}	β_{c9}	β_{d9}
1	0,0198	0,0226	0,0417	0,0556	0,0179	0,0179	0,0417	0,0417
1,1	0,0226	0,0212	0,0481	0,053	0,0184	0,0161	0,045	0,0372
1,2	0,0249	0,0198	0,053	0,0491	0,0204	0,0142	0,0468	0,0325
1,3	0,0266	0,0181	0,0565	0,0447	0,0208	0,0123	0,0475	0,0281
1,4	0,0279	0,0162	0,0588	0,04	0,021	0,0107	0,0473	0,024
1,5	0,0285	0,0146	0,0597	0,0354	0,0208	0,0093	0,0464	0,0206
1,6	0,0289	0,013	0,0599	0,0312	0,0205	0,008	0,0452	0,0177
1,8	0,0288	0,0103	0,0583	0,024	0,0195	0,006	0,0423	0,0131
2	0,028	0,0081	0,0555	0,0187	0,0183	0,0046	0,0392	0,0098

ПРИЛОЖЕНИЕ IX

Формулы для расчета колонн с одним уступом

Таблица 1. Формулы для расчета сплошных ступенчатых колонн



$$\alpha = l_2/l_1; \quad n = I_1/I_2;$$

$$k = \alpha^3 \left(\frac{I_1}{I_2} - 1 \right)$$

Схема загрузки и эпюра моментов	Опорная реакция	Момент
	$B = -\frac{3 E_0 I_1}{l^3 (1 + k)}$	$M_A = -Bl$
	$B = \frac{3 M^0 \left(1 + \frac{k}{\alpha} \right)}{2 l (1 + k)}$	$M_A = Bl - M^0$
	$B = \frac{3 M^0 (1 - \alpha^2)}{2 l (1 + k)}$	$M_A = Bl - M^0$
	$B = \frac{3 M^0 \xi (2 - \xi)}{2 l (1 + k)}$	$M_A = Bl - M^0$
	$B = \frac{T (1 - \alpha)}{1 + k}$	$M_A = Bl - T \times (l - 0,7 l_2)$

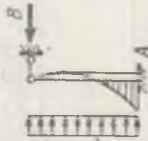
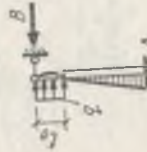
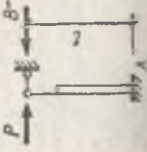
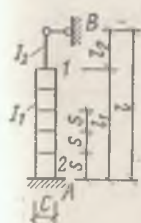
Схема загрузки и эпюра моментов	Опорная реакция	Момент
	$B = \frac{3ql(1 + \alpha k)}{8(1 + k)}$	$M_A = Bl - \frac{ql^2}{2}$
	$B = \frac{ql}{8(1 + k)} [3(1 + \alpha k) - (3 + \alpha)(1 - \alpha)^2]$	$M_A = Bl - ql \left(l - \frac{l_0}{2} \right)$
	$B = \frac{P}{(1 + k)}$	$M_A = l(B - P)$

Таблица 2. Формулы для расчета двухветвевых колонн



$$\alpha = l_2/l; \quad I_1 = \frac{Ac c^2}{2};$$

$$k = \alpha^2 \left(\frac{I_1}{I_2} - 1 \right); \quad k_1 = \frac{(1-\alpha)^2 I_1}{8n^2 I_c},$$

A_c — площадь сечения стойки (ветви);
 n — число панелей двухветвевой колонны

Схема загрузки	Опорная реакция
	$B_\varphi = \frac{3E_2 I_2}{l^2 (1 + k + k_1)}$
	$B_\Delta = \frac{3E_2 I_2}{l^2 (1 + k + k_1)}$
	$B = \frac{3M (1 - \alpha^2)}{2l (1 + k + k_1)}$
	$B = \frac{3M \left(1 + \frac{k}{\alpha} \right)}{2l (1 + k + k_1)}$

1. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. — 4-е изд. — М.: Стройиздат, 1985. — 728 с.
2. Бондаренко В. М., Судницын А. И. Расчет строительных конструкций. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. пос. для вузов. — М.: Высшая школа, 1984. — 176 с.
3. Залесов А. С., Фигаровский В. В. Практический метод расчета железобетонных конструкций по деформациям. — М.: Стройиздат, 1976. — 101 с.
4. Мандриков А. П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учеб. пос. для техн. — М.: Стройиздат, 1979. — 419 с.
5. Примак Н. С. Расчет рамных конструкций одноэтажных промышленных зданий. — Киев: Вища школа, 1972. — 496 с.
6. Проектирование железобетонных конструкций // Под ред. А. Б. Голышева. — Киев: Будівельник, 1985. — 212 с. — (Справочное пособие).
7. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). — М.: Стройиздат, 1978. — 175 с.
8. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). — М.: Стройиздат, 1978. — 320 с.
9. Руководство по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат. — 1977. — 235 с.
10. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий. — М.: Стройиздат, 1979. — 421 с.
11. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1975. — 192 с.
12. Справочник проектировщика. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства // Под ред. Г. И. Бердичевского. — 2-е изд. — М.: Стройиздат. — 1981. — 395 с.
13. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.
14. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.
15. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений.
16. СНиП 2.01.01-82. Строительная климатология и геофизика.
17. Цай Т. Н., Бородич М. К., Мандриков А. П. Строительные конструкции: Учебн. для техн. — 2-е изд. — Т. 1. — М.: Стройиздат, 1984. — 565 с.
18. Цай Т. Н. Строительные конструкции: Учебн. для техн. — 2-е изд. — Т. 2. — М.: Стройиздат, 1985. — 462 с.

А

Арматура:

- виды 37, 39
- классы 38
- отогнутая 16, 92
- площадь сечения 90, 452
- поперечная 8, 92, 95
- продольная 8, 48
- распределительная и монтажная 37
- требования по анкеровке 54, 56, 57
- — сварке каркасов 51

Армирование конструкций:

- балок и ригелей 16, 150
- колонн 16, 100, 107, 279, 316
- консолей 285
- плит и панелей сборных 161, 172
- плит монолитных 135
- подколонников 288, 325
- узлов стыка колонн 282
- ферм 394, 415—417
- фундаментов 291, 325, 330

Б

Бетон:

- деформативность 29
- классификация 17
- классы и марки 18
- коэффициенты условий работы 31
- легкий 19
- модули упругости 34
- морозостойкость 18, 21
- нормативные сопротивления 28
- поризованный 18
- прочность 17

расчетные сопротивления 30
ячеистый 19

Балки:

двускатные для покрытий 335
монолитного перекрытия 128
назначение размеров 361
расчет многопролетных 170, 477
— однопролетных 474
сборного перекрытия 168

В

Высота сжатой зоны сечения 88

Г

Гибкость элементов 99, 104

Д

Детали закладные стальные:

виды 58
марки сталей 49, 489
сварные соединения с арматурой 490

Ж

Железобетон:

классификация 10
состав и свойства 8, 9

И

Изделия арматурные:

плоские сетки и каркасы 49, 455
рулонные сетки 50, 455

К

Каркас из арматуры:

плоский 16, 50
пространственный 50

Класс бетона и арматурной стали:

для балок и плит монолитного перекрытия 131
— колонн 100

- сборных панелей и ригелей 160—169
- ферм 15—22, 37
- фундаментов 288

Колонны:

- виды и классификация 100
- консоли 222, 277, 285
- расчет сечений 273, 307
- стык каркасов колонн 282

Компоновка:

- конструктивной схемы одноэтажного промышленного здания 12, 294, 395
- перекрытия монолитного 131
- из сборных элементов 160

Коэффициент:

- надежности по арматуре 45
- — бетону 29
- — нагрузке 72—75
- — назначению 67
- точности натяжения арматуры 184
- условий работы бетона 31
- — арматуры 46

М

Марки арматурных сталей 462

- бетонов по водонепроницаемости 18—20
- — — прочности на сжатие 17
- — — средней плотности 19, 20

Модуль упругости:

- арматуры 40
- бетона 34

Морозостойкость бетонов 21

Н

Нагрузки:

- временные 70, 74, 78
- длительные 70, 74
- постоянные 70
- снеговые 74, 445
- сочетания 74
- эксплуатационные 76

Натяжение арматуры 83

О

Обжатие бетона 23

Обрыв продольной арматуры в пролете 200

П

Панель-оболочка сводчатая КЖС 418

Панель перекрытия:

виды 161

конструирование 169

назначение размеров 166

расчет по деформациям 176, 187, 206

— — прочности 175, 185, 199

Перекрытие:

балочное сборное 160

ребристое монолитное 132

с плитами, опертыми по контуру 212

Перераспределение усилий в сечениях статически неопределимых балок 136

Плита перекрытия:

назначение толщины 131, 134

расчет монолитной многопролетной 136, 477

— ребристой сборной 196

Полка тавровых сечений 89, 90

Потери предварительного напряжения арматуры 82

Прогиб элементов предельный 69

Р

Районирование территории СССР по нагрузкам:

ветровым 446

снеговым 445

Расчет конструкций по предельным состояниям:

на монтажные нагрузки 181

по прочности (первая группа) 89, 92, 108

на устойчивость 99

— трещиностойкость и прогиб (вторая группа) 110

Расчет на статическую нагрузку:

балок и плит прямоугольного и таврового сечений 89

неразрезных балок и плит 170, 477

плит, опертых по контуру 227, 479

фермы сегментной 395

— с параллельными поясами 380

Расчет сечений:

на действие изгибающего момента 89

— — поперечной силы наклонных к продольной оси 92

— — — нормальных к продольной оси 89

С

Сварка арматурных стержней 51, 465, 490

Сетки сварные плоские 49, 455

— рулонные, 50, 455

Сила критическая условная 100, 101

Сопротивление нормативное и расчетное:

арматуры 40

бетона 28, 30

Сталь арматурная:

высокопрочная канатная и проволочная 48, 464, 465

проволочная периодического профиля 48, 462

расчетные сопротивления 40—43

стержневая 48, 462—464

условия применения 48

Стык колонн 282

— ригеля с колонной 222, 277, 285

Схемы конструкций:

балок 334, 362

панелей перекрытий и покрытий 162, 165, 169, 334, 341

ферм 338

Т

Трещиностойкость конструкций:

категории требований 80

образование трещин наклонных к продольной оси 114

— — нормальных к продольной оси 110

расчет на раскрытие трещин 115

— — закрытие трещин 116

учет нагрузок 82

Узлы фермы:

опорный 414

промежуточный 416

Ф

Фермы:

виды и компоновка 335

выбор класса арматуры и бетона 15—22, 37

особенности расчета поясов и решетки 383, 403

сегментные 395

с параллельными поясами 380

Фундаменты:

ленточные 329

под колонны 288, 321
расчет на продавливание 289
— арматуры 292, 326, 333
учет нарастания прочности бетона во влажных (грунтовых)
условиях 29, 31

Х

Характеристики сечений геометрические:

двускатной балки 364
колонн 297
многопустотной панели 175, 183
ребристых плит перекрытий 198
элементов прямоугольного и таврового сечений 131

Ч

Части колонн промышленного здания:

надкрановая 295
назначение размеров 271, 294
подкрановая 295
расчет сечений 273, 307

Э

Элементы внецентренно растянутые 109, 110

Элементы внецентренно сжатые:

конструкция сечений 100
с малым (случайным) эксцентриситетом 106
с большим эксцентриситетом 99

Элементы лестниц:

расчет косоуров 263
— плит площадок 266
типы лестничных клеток 261

Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил:

для балок 139, 145, 150, 171
— колонн 303

Эффект экономический:

от обрыва стержней продольной рабочей арматуры в пролете 200
— уменьшения веса конструкций 12
при применении арматуры более высокого класса 48
— — бетона более высокого класса 10, 22

	Стр.
Предисловие	3
Основные условные обозначения	5
Введение	8
Железобетон — комплексный материал	8
Классификация и области применения железобетонных конструкций	10
Развитие производства железобетона	11
Глава 1. Основные сведения о материалах для железобетонных конструкций. Размещение арматуры	14
§ 1. Бетон	14
§ 2. Арматура	37
§ 3. Анкеровка арматуры в бетоне	54
§ 4. Защитный слой бетона и расположение арматурных стержней	61
Глава 2. Основы расчета элементов железобетонных конструкций	65
§ 5. Расчетные предельные состояния	65
§ 6. Нагрузки и воздействия на железобетонные конструкции	70
§ 7. Требования к трещиностойкости железобетонных конструкций	80
§ 8. Потери предварительных напряжений в арматуре	82
§ 9. Основные формулы для расчета железобетонных элементов по прочности (первая группа предельных состояний)	87
§ 10. Основные формулы для расчета железобетонных элементов по предельным состояниям второй группы	110
Глава 3. Проектирование междуэтажных железобетонных плоских перекрытий	128
§ 11. Общие положения	128
§ 12. Проектирование монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами	131
Пример 3.1. Расчет и конструирование монолитного ребристого перекрытия	132
	501

§ 13. Балочные сборные перекрытия	160
Пример 3.2. Расчет и конструирование многопустотной панели	172
Пример 3.3. Расчет предварительно-напряженной панели с овальными пустотами	182
Пример 3.4. Расчет ребристой панели перекрытия	196
Пример 3.5. Расчет сборного неразрезного ригеля	212
§ 14. Ребристые перекрытия с плитами, опертыми по контуру	226
Пример 3.6. Расчет элементов перекрытия с плитами, опертыми по контуру	235
Пример 3.7. Расчет сборной кессонной панели перекрытия	253
§ 15. Сборные элементы лестниц	261
Пример 3.8. Расчет сборного железобетонного лестничного марша	263
Пример 3.9. Расчет железобетонной площадочной плиты	266
Глава 4. Проектирование внецентренно сжатых колонн и фундаментов	270
§ 16. Конструктивные особенности внецентренно сжатых элементов	270
§ 17. Расчет колонн при случайных эксцентриситетах	273
Пример 4.1. Расчет сборной железобетонной колонны	274
§ 18. Расчет центрально-нагруженных фундаментов под колонны	288
Пример 4.2. Расчет монолитного центрально-нагруженного фундамента	289
§ 19. Проектирование внецентренно нагруженных колонн при больших эксцентриситетах ($e_0 > e_a$)	293
Пример 4.3. Расчет сборной внецентренно сжатой колонны	296
§ 20. Расчет внецентренно нагруженных фундаментов	319
Пример 4.4. Расчет монолитного внецентренно нагруженного фундамента под колонну	321
§ 21. Расчет ленточных железобетонных фундаментов	329

Пример 4.5. Расчет сборного ленточного фундамента	330
Глава 5. Проектирование сборных элементов покрытий промышленных зданий	333
§ 22. Общие положения	333
Пример 5.1. Расчет сборной железобетонной панели	340
Пример 5.2. Расчет и конструирование двутавровой балки покрытия	360
Пример 5.3. Проектирование железобетонной фермы с параллельными поясами	380
Пример 5.4. Проектирование железобетонной сегментной фермы	395
§ 23. Проектирование железобетонных сводчатых панелей-оболочек типа КЖС	418
Пример 5.5. Расчет панели-оболочки типа КЖС-18	424
Приложение I. Коэффициенты для определения снеговой и ветровой нагрузок; габариты и нагрузки мостовых кранов	442
Приложение II. Площади поперечных сечений, масса круглых стержней и канатов, соотношение между диаметрами свариваемых стержней и формы спецификации арматуры	452
Приложение III. Сортамент сварных сеток и расположение стержней	455
Приложение IV. Основные виды арматурной стали и область ее применения в железобетонных конструкциях (в зависимости от характера действующих нагрузок и расчетной температуры)	462
Приложение V. Основные типы сварных соединений арматуры	465
Приложение VI. Значения коэффициентов γ для определения упругопластического момента сопротивления сечения по растянутой зоне $W_{pl} = \gamma W_{red}$	472
Приложение VII. Таблицы для расчета одно-, двух- и трехпролетных балок	474
Приложение VIII. Значения коэффициентов α и β для расчета плит, опертых по контуру при равномерно распределенной нагрузке	479
Приложение IX. Формулы для расчета колонн с одним уступом	482

Приложение X. Таблицы для расчета многоэтажных рам. Опорные моменты ригелей трехпролетных рам	487
Приложение XI. Область применения углеродистой ста- ли для закладных деталей железобетонных и бетонных конструкций (по СНиП 2.03.01-84)	489
Приложение XII. Основные типы сварных соединений стержневой арматуры с плоскими элементами сортового проката	490
Список литературы	494
Предметный указатель	495

УЧЕБНОЕ ИЗДАНИЕ

Мандриков Александр Павлович

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИИ

Редакторы Г. А. Лебедева, Л. И. Круглова

Технический редактор Е. Л. Темкина

Корректор Е. А. Степанова

ИБ № 4630

Сдано в набор 16.02.89. Подписано в печать 14.06.89. Формат 84×108¹/₃₂.
Бумага № 2. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л. 26,88.
Усл. кр.-отт. 27,09. Уч.-изд. л. 26,08. Тираж 93 000 экз. Изд. № АIII-2246.
Зак. № 418. Цена 85 коп.

Стройиздат, 101442, Каляевская, 23а

Московская типография № 13 ПО «Периодика» ВО «Союзполиграфпром»
Государственного комитета СССР по делам издательств, полиграфии и
книжной торговли, 107005, Москва, Денисовский пер., д. 30

Отпечатано с матриц во Владимирской типографии Госкомитета СССР по
печати, 600 000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7

ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ И ОРГАНИЗАЦИЙ

Предлагаем Вашему вниманию инструктивно-нормативную литературу Стройиздата:

СНиП 1.04.03—85. Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений. 1987.— 3 р. 90 к.

Содержат общие положения с приложениями расчетов и таблиц и по разделам: промышленное строительство, сельскохозяйственное и водохозяйственное строительство, транспортное строительство, строительство предприятий связи, объекты обустройства геологии, торговля и общественное питание, материально-техническое снабжение и сбыт, непроизводственное строительство.

Подготовлены к утверждению Главтехнормированием Госстроя СССР, отделом норм и нормативов Госплана СССР, сводным отделом капитальных вложений Госплана СССР при участии Главгосэкспертизы Госстроя СССР.

С введением в действие норм продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений СНиП 1.04.03—85 утрачивают силу СН 440—79.

Высылаются наложенным платежом.

Заказы направляйте по адресу: 113509, Москва, ул. Красного Маяка, д. 11, корп. 1. Отдел «Книга — почтой» магазина № 115 Москниги.

БЛАНК-ЗАКАЗ ДЛЯ ОРГАНИЗАЦИЙ

(наименование организации, предприятия)

просит выслать наложенным платежом

№ п/п	Название издания	Заказываемое количество комплектов	Цена	Сумма
1.	СНиП 1.04.03—85. Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений		3 р. 90 к.	

Место печати:

Распорядитель кредита _____

Главный бухгалтер _____

Адрес _____

(почтовый индекс указывать обязательно)

ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ И РУКОВОДИТЕЛЕЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОРГАНИЗАЦИЙ!

Имеется в наличии и высылается наложенным платежом
структивно-нормативная литература Стройиздата:

Дополнения и изменения к «Единым нормам и расценкам
строительные, монтажные и ремонтно-строительные работы» (ЕНи
1969 г. и к «Тарифно-квалификационному справочнику работ и п
фессий рабочих, занятых в строительстве и на ремонтно-строите
ных работах» (ТКС) 1969. Вып. 13, 1985.— 20 к.

СНиП. IV-15-84. Приложение. Дополнения, разъяснения и
правки к Прейскурантам на строительство зданий и сооруже
общесоюзного применения. Вып. 1, 1987.— 1 р. 50 к.

СНиП. IV-15-84. Приложение. Прейскуранты на строитель
во зданий и сооружений межотраслевого назначения. Прейскура
на строительство зданий и сооружений водоснабжения и канали
ции. Вып. 2, 1985.— 95 к.

СНиП. I.04.03—85. Нормы продолжительности строительс
и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений. 1987
3 р. 90 к.

Заказы направляйте по адресу: 220115, Минск, ул. Кижевато
66. Книжный магазин № 51,

ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ И РУКОВОДИТЕЛЕЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОРГАНИЗАЦИЙ

Ленинградский Дом строительной книги высылает наложенным платежом:

Единый тарифно-квалификационный справочник работ и профессий рабочих. Вып. 3. Раздел: Строительные, монтажные и ремонтно-строительные работы (в двух частях). 1989.— 2 р. 80 к.

Даны тарифно-квалификационные характеристики, которые являются обязательными при тарификации работ и присвоении квалификационных разрядов рабочим на стройках, предприятиях, в организациях и учреждениях всех отраслей народного хозяйства независимо от ведомственной подчиненности, где имеются указанные в настоящем разделе работы, кроме особо оговоренных случаев.

В приложении к выпуску приводятся извлечения из ряда других выпусков и разделов ЕТКС по профессиям рабочих, которые могут состоять в списочном составе строительных, монтажных и ремонтно-строительных организаций.

Данный справочник утвержден постановлением Государственного комитета СССР по труду и социальным вопросам, Государственного комитета СССР по делам строительства и Секретариата ВЦСПС от 17 июля 1985 г. с последующими дополнениями и изменениями по состоянию на 15 марта 1987 г.

Заказы направляйте по адресу: 195027, Ленинград, Большеохтинский пр., 1. Магазин № 19 «Дом строительной книги», отдел «Книга — почтой».

**ВНИМАНИЮ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОТДЕЛЕНИЙ
И СТРОИТЕЛЕЙ!**

Стройиздат предлагает Вашему вниманию книгу «Возведение крупнопанельных жилых домов серии 111—121.ККТ—4.1—27. Карты трудовых процессов строительного производства». 1982 г. цена — 1 р. 10 к. (ВНИПИ труда в строительстве Госстроя СССР).

Карты трудовых процессов строительного производства являются основным документом, регламентирующим создание на стройках необходимых исходных условий улучшения организации труда рабочих на научной основе.

Комплект карт предназначен для совершенствования организации труда бригад при выполнении монтажа конструкций жилого дома серии 111—121 и может быть использован непосредственно в строительных бригадах, при разработке ППР, ПОР и планов НОТ при проведении школ передового опыта, при обучении рабочих по специальности и студентов в строительных институтах и техникумах.

Заказы направляйте по адресу: 101442, Москва, ул. Каляевская, 23а, Стройиздат, отдел рекламы.

БЛАНК-ЗАКАЗ

№ п.п.	Название издания	Заказываемое количество	Цена	Сумма
	«Возведение крупнопанельных жилых домов серии 111—121.ККТ—4.1—27. Карты трудовых процессов строительного производства»		1 р. 10 к.	

АДРЕС: _____ Распорядитель кредита _____

Телефон: _____ Главный бухгалтер _____

М. П.

ВНИМАНИЮ ОРГАНИЗАЦИЙ, ПРЕДПРИЯТИЙ И СПЕЦИАЛИСТОВ!

Стройиздат предлагает для архитекторов и проектировщиков:

Энергоактивные здания. Под ред. Э. В. Сарнацкого и Н. П. Селиванова, 1988.— 5 р. 50 к.

В издании, подготовленном авторами СССР, НРБ, Австралии, США, широко освещен опыт строительства и эксплуатации энергоактивных зданий в этих и других странах.

Рассмотрены вопросы проектирования, строительства и эксплуатации зданий, конструкции которых совмещены с устройствами улавливания, преобразования и использования энергии возобновляемых источников (солнечной радиации, биогаза, гидро- и геотермальной энергии).

Высылается наложенным платежом.

Заказы направляйте по адресу: 101442, Москва, ул. Каляевская, 23а, Стройиздат, отдел рекламы.

БЛАНК-ЗАКАЗ ДЛЯ ОРГАНИЗАЦИИ

(наименование организации, предприятия)

просит выслать наложенным платежом:

№ п.п.	Название издания	Заказываемое количество экз.	Цена	Сумма
1	«Энергоактивные здания». Под ред. Э. В. Сарнацкого и Н. П. Селиванова.		5 р. 50 к.	

Место печати:

Распорядитель кредита _____

Главный бухгалтер _____

Адрес _____

(почтовый индекс указывать обязательно)

ВНИМАНИЮ ОРГАНИЗАЦИЙ!

Стройиздат предлагает комплект плакатов «Производство силикатного кирпича» из 29 листов, формат 60×90 см. Цена 8 р. 70 к. 60×90 см. Цена 8 р. 70 к.

Плакаты могут быть использованы в качестве наглядного пособия для профессиональной подготовки рабочих, будут способствовать улучшению качества обучения.

Высылаются наложенным платежом.

Заказы направляйте по адресу: 101442, Москва, ул. Каляевская, 23а, Стройиздат, отдел рекламы.

БЛАНК-ЗАКАЗ

№ п/п	Название издания	Заказываемое количество комплектов	Цена	Сумма

1 «Производство силикатного кирпича» 8 р. 70 к.

Распорядитель кредита _____

Главный бухгалтер _____

Место печати _____

Адрес _____

(почтовый индекс указывать обязательно)

**ВНИМАНИЮ СТРОИТЕЛЕЙ И РУКОВОДИТЕЛЕЙ
СТРОИТЕЛЬНЫХ ОРГАНИЗАЦИЙ!**

Ленинградский Дом строительной книги предлагает памятки по технике безопасности, выпущенные Стройиздатом:

Памятка асфальтобетонщику.
Памятка кровельщику по стальным кровлям.
Памятка машинисту бескопрового дизель-молота.
Памятка проходчику на поверхностных работах.

Памятки высылаются наложенным платежом. Цена каждой памятки 10 коп.

Заказы направляйте по адресу: 195027, г. Ленинград, Большеохтинский пр., 1. Дом строительной книги.

БЛАНК-ЗАКАЗ ДЛЯ ОРГАНИЗАЦИЙ

№ п.п.	Название памятки	Заказываемое количество	Цена		Сумма
			Цена	Сумма	
	Памятка асфальтобетонщику				
	Памятка кровельщику по стальным кровлям				
	Памятка машинисту бескопрового дизель-молота				
	Памятка проходчику на поверхностных работах				

Адрес _____

Телефон _____

Место печати _____

Распорядитель кредита _____

Главный бухгалтер _____